

Учреждение образования
«Брестский государственный технический университет»
Факультет инженерных систем и экологии
Кафедра природообустройства


СОГЛАСОВАНО

Заведующий кафедрой
природообустройства


О.П.Мешик
« 22 » 12 2022 г.

СОГЛАСОВАНО

Декан факультета
инженерных систем и экологии


А.А.Волчек
« 22 » 12 2022 г.

**ЭЛЕКТРОННЫЙ УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС
ПО УЧЕБНОЙ ДИСЦИПЛИНЕ
«ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ»**

для специальности:

1-74 05 01 «Мелиорация и водное хозяйство»

Составители: Дашкевич Д.Н., старший преподаватель
Стельмашук С.С., доцент, кандидат технических наук

Рассмотрено и утверждено на заседании Научно-методического Совета
университета 29.12.2022 г., протокол № 3.

РЕЗ. НУМК 22/23-113

Пояснительная записка

Актуальность изучения дисциплины

В дисциплине «Гидротехнические сооружения» рассматриваются конструкции и методы расчета речных и внутрисистемных гидротехнических сооружений (ГТС): плотин, водопропускных сооружений и их затворов, каналов и сооружений на них, водозаборов, отстойников, регулиционных, рыбохозяйственных, судоходных и лесопропускных сооружений. Учитываются результаты научных исследований в области фильтрации, воздействие потоков на русла и современные методы расчета устойчивости и прочности ГТС. Эффективность и надежность функционирования ГТС зависят во многом от качества разработки проектов, составляя которые будущий инженер должен обладать обширными теоретическими знаниями и иметь соответствующие практические навыки.

Цель и задачи дисциплины

Целью преподавания дисциплины «Гидротехнические сооружения» является:

- формирование и развитие социально-профессиональной, практико-ориентированной компетентности, позволяющей сочетать универсальные, базовые профессиональные, специализированные компетенции для решения задач в сфере профессиональной и социальной деятельности;
- формирование способностей творчески применять полученные теоретические знания для решения практических задач в области мелиорации и водного хозяйства в условиях динамично изменяющейся внешней среды.

Задачи изучения дисциплины. Специалист должен быть подготовлен к решению следующих профессиональных задач:

- инженерные изыскания для нужд мелиоративного и водохозяйственного строительства;
- проектирование, строительство, эксплуатация и реконструкция современных, технически совершенных экономичных мелиоративных систем и сооружений;
- сохранение и использование мелиорируемых земель;
- рациональное использование водных ресурсов с учетом особенностей регионов и требований экологии;
- управление технологическими процессами, подразделениями мелиоративного и водохозяйственного профиля;
- повышение эффективности хозяйственной деятельности и производительности труда в мелиоративной отрасли;
- решение социальных проблем трудовых коллективов мелиоративных и водохозяйственных организаций;
- внедрение научно-технического прогресса и инноваций в мелиорации и водном хозяйстве.

Электронный учебно-методический комплекс (ЭУМК) объединяет структурные элементы учебно-методического обеспечения образовательного

процесса, и представляет собой сборник материалов теоретического и практического характера для организации работы студентов специальности 1-74 05 01 «Мелиорация и водное хозяйство» дневной формы получения образования по изучению дисциплины «Гидротехнические сооружения».

ЭУМК разработан в соответствии со следующими нормативными документами:

- Положением об учебно-методическом комплексе на уровне высшего образования, утвержденным постановлением Министерства образования Республики Беларусь № 167 от 26.07.2011 г.

- Положением об учебно-методическом комплексе по учебной дисциплине учреждения образования «Брестский государственный технический университет» № 12 от 31.01.2019 г.

- Учебной программой по дисциплине «Гидротехнические сооружения», утвержденной «23» декабря 2020 г., регистрационный номер № УД-20-2-062/уч.

Цели ЭУМК:

– обеспечение качественного методического сопровождения процесса обучения;

– организация эффективной самостоятельной работы студентов.

Содержание и объем УМК полностью соответствуют образовательному стандарту высшего образования ОСВО 74 05 01 «Образовательный стандарт высшего образования. Высшее образование. Первая ступень Специальность 74 05 01 Мелиорация и водное хозяйство», а также учебно-программной документации образовательных программ высшего образования. Материал представлен на требуемом методическом уровне и адаптирован к современным образовательным технологиям.

Структура электронного учебно-методического комплекса по дисциплине «Гидротехнические сооружения»

Теоретический раздел ЭУМК содержит материалы для теоретического изучения учебной дисциплины и представлен курсом лекций.

Практический раздел ЭУМК содержит в электронном виде материалы для проведения практических и лабораторных занятий на протяжении двух семестров, требования к курсовому проекту.

Раздел контроля знаний ЭУМК содержит примерный перечень вопросов, выносимых на экзамен, позволяющих определить соответствие результатов учебной деятельности обучающихся требованиям образовательных стандартов высшего образования и учебно-программной документации образовательных программ высшего образования.

Вспомогательный раздел включает учебную программу учреждения высшего образования по учебной дисциплине «Гидротехнические сооружения».

Рекомендации по организации работы с ЭУМК:

- при изучении теоретического материала дисциплины, выполнению самостоятельных работ, подготовке к практическим и лабораторным занятиям, зачету и экзамену студенты могут использовать конспект лекций и пособия для практической работы;

- практические и лабораторные занятия, курсовое проектирование проводятся с использованием представленных в ЭУМК методических материалов;

- экзамен проводится с использованием вопросов, приведенных в разделе контроля знаний.

ЭУМК направлен на повышение эффективности учебного процесса и организацию целостности системы учебно-предметной деятельности по дисциплине «Гидротехнические сооружения». В этом контексте организация изучения дисциплины на основе УМК предполагает продуктивную учебную деятельность, позволяющую сформировать профессиональные компетенции будущих специалистов, обеспечить развитие познавательных и созидательных способностей личности.

ЭУМК способствует успешному усвоению студентами учебного материала, дает возможность планировать и осуществлять самостоятельную работу студентов, обеспечивает рациональное распределение учебного времени по темам учебной дисциплины и совершенствование методики проведения занятий.

ПЕРЕЧЕНЬ МАТЕРИАЛОВ В КОМПЛЕКСЕ

1. Теоретический раздел

Конспект лекций по дисциплине «Гидротехнические сооружения»

Тема № 1 Общие сведения о гидротехнических сооружениях и сооружениях на дорогах, условиях их работы.

Тема № 2 Особенности работы гидротехнических сооружений.

Тема № 3 Фильтрация воды в основаниях и в обход водоподпорных гидротехнических сооружений.

Тема № 4 Грунтовые плотины и плотины из других местных материалов.

Тема № 5 Водопропускные сооружения гидроузлов.

Тема № 6 Бетонные и железобетонные плотины.

Тема № 7 Оценка надежности (устойчивости и прочности) бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений на нескальном основании.

Тема № 8 Затворы и механическое оборудование гидротехнических сооружений.

Тема № 9 Водопроводящие каналы, выемки и площадки.

Тема № 10 Сооружения на каналах.

Тема № 11 Регулирование русел и борьба с водной эрозией почв.

Тема № 12 Водозаборные сооружения.

Тема № 13 Отстойники.

Тема № 14 Судоходные и лесопропускные пути и сооружения.

Тема № 15 Рыбохозяйственные гидротехнические сооружения.

Тема № 16 Мероприятия по защите территорий от затопления и подтопления. Специальные гидротехнические сооружения.

Тема № 17 Исследование гидротехнических сооружений.

2. Практический раздел

Электронные методические указания для проведения практических занятий по дисциплине «Гидротехнические сооружения».

Перечень лабораторных работ по дисциплине «Гидротехнические сооружения».

Требования к оформлению курсового проекта по дисциплине «Гидротехнические сооружения».

3. Раздел контроля знаний

Перечень вопросов к экзамену по дисциплине «Гидротехнические сооружения».

4. Вспомогательный раздел

Учебная программа по дисциплине «Гидротехнические сооружения» для студентов специальности 1-74 05 01 «Мелиорация и водное хозяйство».

1 Теоретический раздел
Конспект лекций по дисциплине
«Гидротехнические сооружения»

Тема № 1

Общие сведения о гидротехнических сооружениях и сооружениях на дорогах, условиях их работы

1. Водные ресурсы и водное хозяйство РБ.
2. Краткие исторические сведения о развитии водохозяйственного строительства.
3. Понятие о гидротехнических сооружениях и их классификация.
4. Пруды и водохранилища.
5. Нормативные документы, используемые при проектировании гидротехнических сооружений.

1. Водные ресурсы и водное хозяйство Беларуси

Водные ресурсы Земли и ее гидросферу составляют океаны, моря, реки, родники, озера, подземные воды и пары воды. Общий объем этих ресурсов составляет примерно 1,39 млрд. км³, из них 96,4 % приходится на соленую воду, 1,86 % – воду в виде льда, 2,64 % – пресную воду.

Таким образом, запасы пресной воды, столь необходимой для жизни человека, ограничены, и ее надо разумно использовать с учетом все возрастающей в ней потребности.

Республика Беларусь считается средне обеспеченной водными ресурсами. Ведущими направлениями отраслевого использования воды в республике являются: коммунально-бытовое и производственно-техническое водоснабжение, рыбоводство и орошение земель.

В хозяйственном и биологическом обороте интенсивно участвуют поверхностные воды – реки, озера, водохранилища. В Беларуси насчитывается более 20,8 тыс. рек общей протяженностью 90,6 тыс. км. В зависимости от условий года суммарный сток может достигать в очень многоводный год 82,1 км³ или, наоборот, уменьшится в очень маловодный год до 41,6 км³. Примерно 1,5 % территории республики занято озерами и водохранилищами, число которых достигает около 10,8 тыс.

За счет атмосферных осадков в средний по водности год на территорию республики поступает 155,4 км³ воды; из них 119 км³ испаряется, 36,4 км³ уходит на другие территории в виде стока. На территорию нашей республики поступает с соседних территорий 22,8 км³. Таким образом, общие ресурсы поверхностных вод в средний по водности год составляют 56,9 км³. Кроме поверхностных вод Беларусь располагает и подземными водами. Общие эксплуатационные ресурсы подземных вод составляют 44,3 млн. м³/сут, из них используется более 2,7 млн. м³/сут. При общем балансе использования воды из всех источников 4,5 млн. м³/сут подземные воды составляют около 60 %. Распределение поверхностных и подземных вод по территории Беларуси неравномерно. Неравномерное распределение их и в течение года, поэтому приходится прибегать к его регулированию.

Вода, наряду с другими естественными запасами, составляет богатство нашей республики. Использование ее осуществляется водным хозяйством, представляющим собой отрасль народного хозяйства, в задачи которой входит

учет, изучение и комплексное использование поверхностных и подземных вод (включая охрану вод и борьбу с ущербом, причиняемым народному хозяйству наводнениями, селями, а также вопросы водного права).

Отрасль народного хозяйства, в задачи которой входит учет, изучение и комплексное использование поверхностных и подземных вод (включая охрану вод и борьбу с ущербом, причиняемым народному хозяйству наводнениями, селями, а также вопросы водного права), называют **водным хозяйством**.

Водное хозяйство включает: гидротехническую (инженерную) мелиорацию (орошение и осушение земель, обводнение пастбищ и сельскохозяйственное водоснабжение); гидроэнергетику; водный транспорт (судоходство и лесосплав); водоснабжение и водоотведение (канализация); использование водных недр (разведение и лов рыбы, добыча солей и пр.); регулирование рек для борьбы с наводнениями и пр.

Водные ресурсы, как правило, используются комплексно с учетом запросов различных отраслей водного хозяйства. Огромное значение при этом приобретают вопросы охраны водных ресурсов от загрязнения отходами промышленности, нерационального их использования и пр.

Повышение эффективности использования огромной площади прудов и водохранилищ, улучшение экологического состояния и освоение естественных водоисточников составляют огромный резерв увеличения товарной рыбной продукции и повышения результативности сельскохозяйственного производства на мелиорированных землях.

2. Краткие исторические сведения о развитии водохозяйственного строительства

Строительство ГТС развивалось в разных странах в соответствии с общим развитием водного хозяйства. Искусство строить ГТС было известно с древнейших времен, причем довольно крупные сооружения создавали уже при рабовладельческом строе. В Египте за 4 тыс. лет до н.э. была построена каменная плотина Кошейн. Относительно сложные сооружения для орошения земель возводились в IX-VIII в.в. до н.э. в Урарту и Хорезме. За 500 лет до н.э. проводились работы по регулированию рек Тигр и Ефрат.

В феодальный период из-за частых войн экономика не могла широко развиваться, гидротехническое строительство свелось к устройству малых сооружений – водяных мельниц, сооружений для водоснабжения городов и замков. Развитие торговли потребовало улучшения судоходных условий рек и в Европе в XVI в. н.э. строят первые судоходные шлюзы. Новый подъем гидротехнического строительства начался в конце XIX - начале XX веков, после изобретения гидравлических турбин и внедрения в промышленность электричества, а также появления бетона и железобетона.

В настоящее время гидротехническое строительство продолжает интенсивно развиваться, чему способствует общий подъем науки и техники. Построены и строятся много выдающихся ГТС. Высота отдельных плотин достигает 200-300 м (высота плотины Вайонт в Италии – 266 м, Нурекской в Таджикистане – 305 м, Ингурской в Грузии – 271,5 м, Чиркейской в Казахстане

– 236 м), объемы работ по гидроузлам достигают нескольких млн. м³ (плотина в Пакистане Гарбела имеет объем грунта 120 млн. м³, а плотина Нью Корнелия Теллина в США – 209 млн.м³, Нурекская в Таджикистане – 58 млн.м³).

В целях освоения природных богатств Сибири началось интенсивное строительство мощных ГЭС – высоких плотин в суровых климатических условиях на крупных Сибирских реках – Оби (Новосибирская ГЭС), Иртыше (Усть-Каменогорская и Бухтарминская ГЭС), Ангаре (Иркутская, Братская, Усть-Илимская ГЭС), Енисее (Красноярская и Саяно-Шушенская ГЭС). Крупные плотины стали возводить на Кавказе (построена земляная плотина высотой около 80 м Мингечаурская ГЭС), Ингуурская плотина высотой 271,5 м – самая высокая в мире арочная плотина) и в Средней Азии (ирригационные водохранилища Андижанское и Кировское с массивно-контрофорскими плотинами 115 м и 84 с, самая высокая в мире плотина из грунтовых материалов – Нурекская 305 м). Ведутся работы по осушению земель Полесья, Барабинской степи, Прибалтики.

В Беларуси в последние годы построено большое количество прудов, ряд крупных мелиоративных систем и водохозяйственных комплексов: «Любань», «Красная Слобода», «Локтыши», «Селец» и др. Суммарное площадь прудов и водохранилищ отдельных водохозяйственных комплексов составляет 3-5 тыс. га. Действует одна из крупнейших в западном регионе Вилейско-Минская водная система, обеспечивающая переброску стока р. Вилии в водопитающую систему г. Минска. Осуществляется строительство крупных гидротехнических систем и комплексов в бассейне р. Припяти по защите территорий от затопления. При строительстве водохозяйственных комплексов на маловодных источниках впервые в отечественной практике применены водооборотные системы. Принципиальная особенность таких систем заключается в сборе и возврате в водоемы фильтрационных и непроемочных расходов, что позволяет увеличить производительную мощность объекта и улучшить экологическое состояние водоприемника.

В настоящее время в республике стоит задача, не на мелиорацию земель, а реконструкцию эксплуатируемых водохозяйственных комплексов и мелиоративных систем. Для эффективного их использования необходимы прогрессивные, надежные энерго- и материалосберегающие индустриальные конструкции ГТС.

3. Понятие о гидротехнических сооружениях и их классификация

Отрасль науки и техники по использованию водных ресурсов и борьбе с вредными воздействиями воды при помощи специальных сооружений и оборудования относится к **гидротехнике**. Она включает в себя выбор и обоснование водохозяйственных мероприятий, а также изыскания, проектирование, возведение, эксплуатацию и исследование ГТС. Инженерные сооружения, с помощью которых непосредственно осуществляются водохозяйственные мероприятия, называют гидротехническими сооружениями.

Наряду с сооружениями, выполняющими какую-либо одну задачу,

применяют комплекс ГТС, объединенных по расположению и условиям совместной работы. Такие комплексы называют узлами гидротехнических сооружений (**гидроузлы**). Гидроузлы классифицируются по следующим признакам:

по месту расположения - речные, на каналах, морские, озерные, прудовые;

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

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

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

Классифицируются ГТС:

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

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

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

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

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

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

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

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

По целевому назначению гидротехнические сооружения разделяют на

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

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

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

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

4. Пруды и водохранилища

Для аккумуляции воды, регулирования стока и уровней водоисточника в народнохозяйственных целях создаются искусственные водоёмы которые подразделяются по следующим признакам:

1. По геометрическим размерам. Это пруды, малые водохранилища, крупные водохранилища. Прудами называют водоемы с полным объемом воды до 1 млн. м³, с площадью зеркала до 1 км². Малые водохранилища – $W_{пол}=1÷10$ млн. м³ и $F=1÷2$ км². К крупным водохранилищам относят водоемы, у которых $W_{пол} > 10$ млн. м³ и $F > 2$ км².

2. По местоположению водоемы классифицируют на долинные (русловые), устраиваемые путем затопления русла и долины рек, ручьев, балок; наливные, создаваемые затоплением естественных понижений, искусственных углублений или участков обвалованной территории; озерные, образуемые путем подпора естественных озер и водоемов.

3. По степени аккумуляции и регулирования стока водоемы бывают с годовым регулированием и многолетним регулированием.

4. По назначению водоемы подразделяются для рыборазведения, орошения, водоснабжения, благоустройств территорий и др.

Часть водоёма или водотока, примыкающего к водоподпорному сооружению или напорному фронту гидроузла, называют бьефом. Бьеф, расположенный вверх по течению, называют верхним (ВБ), а вниз по течению – нижним (НБ).

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

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

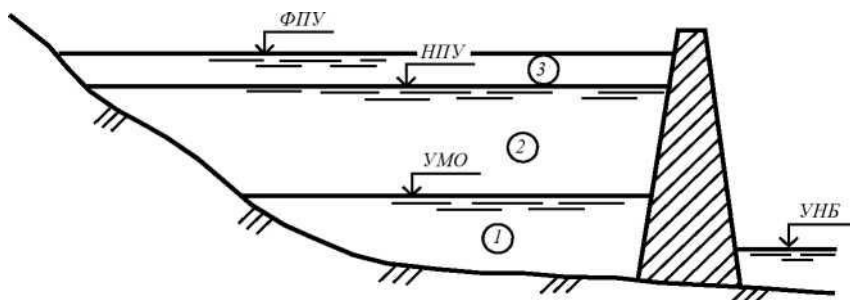


Рисунок 1.1 – Характерные уровни воды в верхнем бьефе

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

Эти три уровня определяют три объема воды в водохранилище:

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

2) полезный объем - это объем воды в водохранилище, используемой для хозяйственных нужд. Он располагается между НПУ и УМО. В общем случае отметка НПУ и полезный объем устанавливаются с учетом различных экономических и хозяйственных соображений;

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

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

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

5. Нормативные документы, используемые при проектировании гидротехнических сооружений.

Проектирование и строительство всех гидротехнических сооружений на территории Республики Беларусь ведется в соответствии с нормативными правовыми актами в области технического нормирования и стандартизации (ТНПА). Основные из них ТКП (технический кодекс сложившейся практики), которые являются обязательными документами для всех проектных и строительных организаций.

ТКП 45-3.04-169–2009 (02250) Гидротехнические сооружения. Строительные нормы проектирования.

ТКП 45-3.04-8–2005 (02250) Мелиоративные системы и сооружения. Нормы проектирования.

ТКП 45-4.01-30–2009 (02250) Водозаборные сооружения. Строительные нормы проектирования.

ТКП 45-5.09-33–2006 (02250) Антикоррозионные покрытия строительных конструкций зданий и сооружений. Правила устройства.

ТКП 45-2.01-111–2008 (02250) Защита строительных конструкций от коррозии. Строительные нормы проектирования.

ТКП 45-3.04-168–2009 (02250) Расчетные гидрологические характеристики. Порядок определения.

ТКП 45-3.04-170–2009 (02250) Гидрологические сооружения. Правила определения нагрузок и воздействий (волновых, ледовых и от судов).

ТКП 45-3.04-171–2009 (02250) Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. Строительные нормы проектирования.

ГОСТ 9.602–2005 Единая система защиты от коррозии и старения. Сооружения подземные. Общие требования к защите от коррозии.

ГОСТ 19185–73 Гидротехника. Основные понятия. Термины и определения.

ГОСТ 26775–97 Габариты подмостовых судоходных пролетов мостов на внутренних водных путях. Нормы и технические требования.

СНБ 1.02.01–96 Инженерные изыскания для строительства.

СНБ 1.02.0–97 Порядок разработки, согласования, утверждения и состав обоснований инвестиций в строительство предприятий, зданий и сооружений.

СНБ 1.03.02–96 Состав, порядок разработки и согласования проектной документации в строительстве.

П1-03 к СНБ 1.02.01–96 Инженерно-геологические и гидрогеологические изыскания для мелиоративного и водохозяйственного строительства.

П1-98 к СНиП 2.01.14–83 Определение расчетных гидрологических характеристик.

Так как СНБ, СНиП, пособие к СНБ и СНиП имеют статус технических нормативных правовых актов на переходный период, то они будут заменены техническими нормативными правовыми актами, предусмотренными Законом Республики Беларусь «О техническом нормировании и стандартизации».

Тема № 2

Особенности работы гидротехнических сооружений

1. Взаимодействие водного потока с ГТС.
2. Влияние гидротехнического строительства и эксплуатации водохозяйственных объектов на окружающую среду.
3. Общие вопросы проектирования ГТС.
4. Особенности эксплуатации ГТС.

1. Взаимодействие водного потока с гидротехническими сооружениями

Гидротехнические сооружения существенно отличаются от других инженерных сооружений тем, что подвергаются воздействию движущейся или находящейся в покое воды, причем водоподпорные гидросооружения испытывают наряду с вертикальными и большие горизонтальные нагрузки – от давления воды, отложившихся наносов и др. Вода оказывает на гидротехнические сооружения механическое, физико-химическое и биологическое воздействия.

Механическое воздействие воды проявляется в виде статических и динамических нагрузок на сооружение и его основание. Так, гидростатическое давление, воды на бетонную плотину со стороны верхнего бьефа является основной горизонтальной нагрузкой, которая может сдвинуть, разрушить сооружение, если не будут приняты меры к обеспечению его устойчивости (придана ему надлежащая масса и пр.).

При переливе через плотину (рис. 1,а) вода оказывает на ее элементы гидродинамическое воздействие, которое необходимо учесть, особенно при назначении параметров крепления нижнего бьефа (водобоя, рисбермы), часто требующегося и устраиваемого для предотвращения опасных размывов русла в нижнем бьефе. При этом возникает проблема эффективного гашения энергии сбрасываемого в нижний бьеф потока, причем в ряде случаев скорости потока до гасящих устройств достигают 25...30 м/с и более.

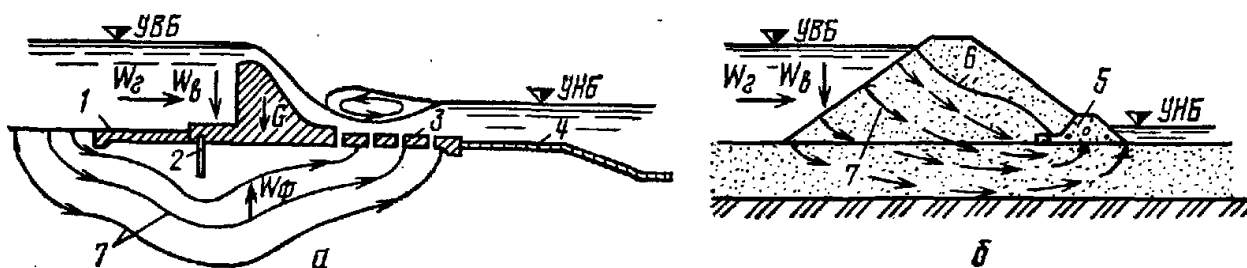


Рисунок 1 – Схемы воздействия воды на бетонную (а) и грунтовую (б) плотины и их основания: 1 – понур, 2 – шпунт, 3 – водобой, 4 – рисберма, 5 – дренажная призма, 6 – депрессионная кривая, 7 – линии тока фильтрующей воды.

Динамическим является и воздействие на гидротехнические сооружения образующихся в водохранилище ветровых волн. Оно также подлежит учету, например, при назначении параметров крепления верхового откоса грунтовых плотин.

В районах, подверженных землетрясениям, возникают инерционные сейсмические нагрузки на сооружение – сейсмическое давление воды и инерционные силы, приложенные к массе самого сооружения; в сооружениях из грунта, насыщенного водой, появляется при этом и динамическое поровое давление.

При фильтрации воды в основании водоподпорного сооружения возникает фильтрационное давление, направленное снизу вверх. Оно уменьшает сопротивление сооружения сдвигу и должно учитываться при проектировании.

Фильтрационный поток в основании, а также в теле грунтовой плотины (рис. 1. б) может вызвать различные фильтрационные деформации грунта – суффозию, фильтрационный выпор грунта при выходе в нижний бьеф, контактные размыв и выпор. Сооружение должно быть запроектировано так, чтобы не возникало фильтрационных деформаций. Фильтрационные силы и положение депрессионной кривой следует учитывать и при расчетах устойчивости откосов грунтовых плотин.

Зимой на сооружения могут действовать ледовые нагрузки – при термическом расширении сплошного ледяного покрова, навале ледяных полей при течениях и ветре; при динамических ударах отдельных льдин при пропуске через гидроузел ледохода; от нагрузок, возникающих от примерзшего ледяного покрова при колебаниях уровня воды (эти нагрузки могут повредить крепления откосов берегов и грунтовых плотин).

Влекомые водой наносы могут истирать элементы обтекаемых поверхностей сооружения.

Физико-химическое воздействие воды может вызвать коррозию металлических конструкций, химическую суффозию в грунтах, содержащих легкорастворимые вещества (гипс, каменную соль), кавитацию и кавитационную эрозию, возникающую при больших скоростях потока и образовании значительного вакуума.

Биологическое воздействие воды, связанное с жизнедеятельностью имеющих в ней организмов, может привести к гниению деревянных сооружений, зарастанию трубопроводов и пр.

Гидротехнические сооружения строят в условиях жаркого климата и суровых зим (с амплитудами колебаний температур 100°С и более), в районах с высокой сейсмичностью, при разнообразных гидрологических и геологических условиях. Это требует индивидуального подхода к проектированию, строительству и эксплуатации гидротехнических сооружений; тщательного учета всей совокупности местных условий; необходимости обстоятельных изысканий (особенно при проектировании крупных объектов). Указанное не исключает возможность и целесообразность определенной типизации сооружений (особенно мелких, массовых) и их отдельных элементов, что и нашло отражение в типовых проектах и ряде действующих нормативных документов.

Существенной особенностью многих гидротехнических сооружений является то, что во время их строительства приходится пропускать большие

строительные расходы воды и лед через створ гидроузла, не прерывать судоходство, если река судоходная, и т. п. Это усложняет производство работ. К тому же современные гидроузлы и гидротехнические системы часто характеризуются большими объемами основных работ – бетонных, земельно-скальных. Это требует для сокращения сроков и экономичности строительства применения широкой механизации работ с использованием передовой техники (высокопроизводительных механизмов и пр.) и эффективных методов строительства. Очевидно, что как при проектировании, так и при строительстве гидротехнических сооружений (крупных и мелких) надо всемерно использовать достижения науки.

Надо учитывать, что гидротехнические сооружения, особенно крупные, являются весьма ответственными и серьезная авария крупного водоподпорного сооружения может привести к весьма тяжелым последствиям с человеческими жертвами и большим материальным ущербом вследствие не только выхода из строя самих сооружений, но и разрушений волной прорыва населенных пунктов, промышленных предприятий и транспортных коммуникаций ниже по течению.

На практике такие аварии, к сожалению, были. Так, в 1889 г. разрушилась в США земляная Соутфоркская плотина в результате перелива воды через ее гребень при паводке (неправильно был установлен расчетный расход водосброса); погибло около 2500 человек. В 1928 г. в США разрушилась гравитационная плотина Сен-Френсис из-за выщелачивания гипса из глинистых конгломератов в основании; погибло 400 человек. В 1976 г. в США разрушилась каменно-земляная плотина Титон высотой 100 м из-за контактной фильтрации в основании и выноса заполнителя трещин.

Основными причинами известных аварий и повреждений гидротехнических сооружений различных типов были: перелив воды через гребень грунтовых плотин; сосредоточенная фильтрация через тело плотины или основание; химическая суффозия; деформации и оползание откосов грунтовых плотин; сейсмические и волновые воздействия. Разрушения и повреждения стали возможными в основном в результате недостаточной изученности геологических условий, неправильного определения расчетных расходов водосбросов, некачественного производства работ, недостаточного учета в проектах и при строительстве ряда вопросов и многообразия местных факторов, неправильной эксплуатации сооружений. Большую роль в предотвращении серьезных аварий играют натурные наблюдения и исследования сооружений.

Строительство гидроузлов и гидросистем, особенно крупных, оказывает влияние на природные условия в прилегающей местности, в том числе и отрицательное. Это вполне закономерно, так как появление водохранилищ большой вместимости (например, объем Братского водохранилища достигает 179,1 км³, а Красноярского – 77,2 км³), распространение подпора от крупных гидроузлов на десятки километров, затопление и подтопление при этом земель, орошение -засушливых земель и осушение болот сказываются на животном и растительном мире в данном регионе, а в некоторой степени даже

на климате. Например, после строительства Красноярского гидроузла на Енисее с большим водохранилищем в нижнем бьефе летом вода стала холоднее, чем была раньше, а зимой образуется незамерзающая полынья длиной около 40 км, вызывающая туманы, в определенной мере затрудняющие хозяйственную деятельность.

2. Влияние гидротехнических сооружений на прилегающую территорию

Строительство гидроузлов и других водохозяйственных объектов, особенно крупных, оказывает заметное влияние на природные условия прилегающей местности. В одних случаях ГТС положительно влияют на естественные факторы и изменяют природные условия, в других случаях наблюдаются отрицательные явления.

Положительные стороны влияния:

1) появляются новые «моря», так называют крупные водохранилища на реках (Московское море, Новосибирское и т. д.), улучшается использование воды;

2) судоходные каналы обеспечивают перемещение судов из одного бассейна в другой, связывают между собой моря;

3) прекращаются наводнения в речных долинах благодаря задержанию части стока водохранилищами;

4) изменяется микроклимат (в сухих районах становится более влажным);

5) влияние водоемов особенно благоприятно отражается на микроклимате в сочетании с лесомелиоративными мероприятиями.

Отрицательные воздействия:

1) орошение засушливых земель и осушение болот сказывается на животном и растительном мире;

2) создание крупных гидроузлов изменяет положение уровней грунтовых вод, в отдельных случаях подъем их распространяется на 10 км, вызывая подтопление и заболачивание земель;

3) мелководье на водохранилищах способствует биологическому зарастанию водоемов, что ухудшает качество воды;

4) по урезу воды искусственных водоемов происходит непрерывная переработка берегов, в результате которой теряется полезная земельная площадь и уменьшается объем водохранилищ;

5) в зону затоплений нередко попадают населенные пункты, пути сообщения, линии связи и электропередач, перенос которых на новое место требует больших затрат;

б) изменяется микроклимат (например, после строительства Красноярского гидроузла на Енисее с большим водохранилищем в нижнем бьефе летом вода стала холоднее, чем была раньше, а зимой образуется незамерзающая полынья длиной около 40 км, вызывающая туманы, в определенной мере затрудняющие хозяйственную деятельность).

Влияние гидроузлов и гидросистем на прилегающие территории обязательно должно быть оценено при проектировании, должны быть предусмотрены мероприятия, направленные на недопущение или смягчение

отрицательных последствий при их строительстве и эксплуатации. В каждом водохозяйственном проекте должны найти отражение вопросы охраны окружающей среды, быть учтены достижения науки и техники.

3. Общие вопросы проектирования гидротехнических сооружений

Разработку проектной документации на объекты гидротехнического строительства ведут, как правило, в две стадии. При двухстадийном проектировании в состав проектной документации входят: архитектурный проект «А» – первая (утвержденная) стадия и строительный проект «С» – вторая стадия разработки. При одностадийной разработке – строительный проект с выделенной утверждаемой архитектурной частью.

В целом проектная документация на строительство – это система взаимосвязанных документов, разработанных в соответствии с нормативной документацией и служащая основой для строительства.

В одну стадию проектируются объекты, строить которые будут по типовым или повторно применяемым проектам, а также проекты технически несложные.

В две стадии проектируются все другие объекты строительства, в том числе крупные и сложные.

Разрабатывают проекты на основе обосновывающих материалов (акт обследования района строительства, решение соответствующей организации о необходимости строительства данного объекта, материалы комплексных изысканий и др.). При составлении рабочей документации по отдельным особо крупным объектам проектные организации могут осуществлять дополнительные проработки, уточняющие материалы проекта.

Сметная стоимость строительства в сводном сметном расчете определяется: при одностадийном проектировании – по сметам и типовым и повторно применяемым, экономичным и прогрессивным индивидуальным проектам, привязанным к местным условиям строительства, и сметам, составленным по рабочим чертежам; при двухстадийном – по укрупненным сметным нормативам. Сметную стоимость отдельных объектов определяют по сметам, составленным по рабочим чертежам. После утверждения она является лимитом на весь период строительства.

При проектировании руководствуются нормативами (ТНПА, ведомственные нормы), стандартами на материалы и изделия, каталогами типовых проектов и оборудования и др. При этом необходимо учитывать новые достижения в науке и технике, прогрессивные инженерные решения, проводить необходимые научные исследования. Документация, выполненная с отступлением от действующих нормативов, подлежит согласованию с утвердившими ее организациями.

4. Особенности эксплуатации ГТС

Всякая гидромелиоративная система представляет собой более или менее сложный комплекс оросительных и осушительных каналов, ГТС, средств учета воды, средств связи, вспомогательных устройств.

Для достижения поставленных перед гидросистемами или отдельным ГТС задач, необходима правильная их эксплуатация, которая заключается в обеспечении экономного и правильного использования воды, сокращении потерь воды при фильтрации ее из каналов, в проведении работ по реконструкции мелиоративных систем, в проведении планировки земель и улучшении их мелиоративного состояния.

Работа и содержание гидротехнических сооружений в зависимости от их типа и назначения имеет свои особенности.

При эксплуатации плотинных водозаборов важнейшее значение имеет водохозяйственный баланс гидроузла, состоящий из приходной и расходной частей. При бесплотинном водозаборе основные работы состоят из регулировочных работ в русле реки для подвода потока к головному регулятору, поддержанием перед регулятором необходимых рабочих уровней и защиты системы от поступления в магистральный канал наносов.

При эксплуатации насосных станций выделяют три периода – **подготовительный, рабочий и нерабочий**. *Основные работы подготовительного периода* – защита насосных станций от повреждения при пропуске паводка и льда, а также приведение насосных станций в рабочее состояние с пробным пуском. До наступления паводка скалывают и удаляют лед вокруг водоприемника или оголовков самотечных трубопроводов. После прохождения паводков проверяют техническое состояние всех сооружений, делают ремонт всех поврежденных участков.

В рабочий период следят за режимом работы насосных станций согласно месячных графиков нагрузок, проводят плановые ремонты оборудования. В нерабочий период – проводят технический осмотр и необходимый ремонт сооружений и насосно-силового оборудования.

Правильная работа любой мелиоративной сети зависит не только от бесперебойной работы головных сооружений, но и от исправного состояния линейных сооружений и надлежащей их эксплуатации.

Все линейные сооружения до начала пуска воды в систему ремонтируют и приводят в рабочее состояние.

Техническая эксплуатация осушительных систем – это комплекс организационно-технических мероприятий и работ. Основные элементы этого комплекса следующие:

1. Охрана и содержание в исправности всех сооружений и устройств.
2. Создание и поддержание в корнеобитаемом слое осушенных земель водно-воздушного режима, необходимого для получения высоких урожаев сельскохозяйственных культур.
3. Систематический учет состояния осушительных систем в целом, так и отдельных ее элементов и отражение всех изменений в паспортах и инвентаризационных ведомостях.
4. Контроль за хозяйственным использованием осушенных земель.

В задачи эксплуатации входит ликвидация и исправление всех разрушений в каналах и сооружениях, поддержание их в рабочем состоянии и проведение мероприятий по улучшению мелиоративного состояния земель.

Тема № 3

Фильтрация воды в основаниях и в обход водоподпорных гидротехнических сооружений

- 1 Общие сведения о фильтрационном потоке в грунтах под основанием.
- 2 Флютбет ГТС и его составные части.
3. Основные законы и расчетные условия при фильтрации.
4. Основные методы и порядок фильтрационных расчетов ГТС.
5. Определение основных размеров подземного контура флютбета.
6. Расчет фильтрации методом коэффициентов сопротивления Р.Р. Чугаева.
7. Расчет фильтрации методом удлиненной контурной линии.
8. Расчёт флютбета ГТС по гидродинамической сетке.
9. Роль дренажей и шпунтовых стенок в подземном контуре ГТС.
10. Фильтрационные деформации грунтов.
11. Особенности фильтрации в скальных породах.
12. Противофильтрационное давление и противофильтрационные устройства в плотинах на скальных основаниях.
13. Фильтрация в обход ГТС.

1 Общие сведения о фильтрационном потоке в грунтах под основанием

Под фильтрацией понимают движение жидкости в пористых или трещиноватых породах. Область взаимодействующего с сооружением грунтового массива в котором происходит наиболее интенсивный фильтрационный процесс, имеющий практическое значение называют фильтрационной областью. По характеру движения фильтрационный поток может быть:

- установившийся, когда скорость и пьезометрическое давление, а следовательно и расхода не изменяется во времени;
- неуставившийся, когда эти величины изменяются во времени.

Движение фильтрационного потока обусловлено рядом причин:

- разностью давления;
- температурными перепадами;
- разностью электрических потенциалов и т.д.

В водоподпорных сооружениях причиной фильтрации в грунтах основания служит разность уровней в ВБ и НБ. Фильтрационные расчёты выполняются при постоянной разности уровней между бьефами. Для этого принимают расчётную схему с max значением разности уровней и считают, что фильтрация установившаяся. В основаниях водоподпорных сооружений возникает 2 основных режима фильтрационного потока:

- безнапорный;
- напорный.

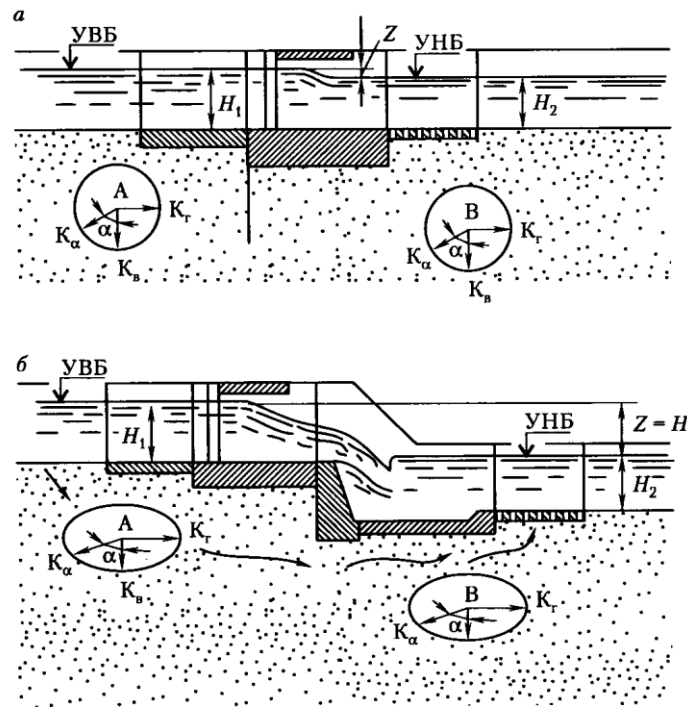


Рисунок 3.1 – Потoki в водоподпорных сооружениях: а – поверхностный поток, в основании однородно-изотропные грунты; б – поверхностный и фильтрационный потоки, в основании однородно-анизотропные грунты; УВБ – уровень верхнего бьефа; УНБ – уровень нижнего бьефа; H_1 – глубина воды в верхнем бьефе; H_2 – глубина воды в нижнем бьефе

Характер их определяется положением уровнем грунтовых вод.

Если он расположен ниже подошвы сооружения, будет безнапорный режим. Если УГВ поднимется до дна НБ, в основании появляется напорный режим. Фильтрационные расчеты водоподпорных сооружений ведут при напорном режиме.

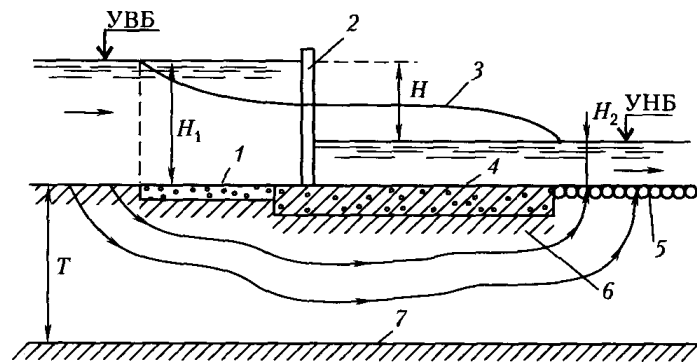


Рисунок 3.2 – Напорное движение фильтрационного потока: 1 – понур; 2 – затвор; 3 – линия пьезометрических напоров вдоль флютбета 4 – водобой; 5 – слив (рисберма); 6 – подошва; 7 – водоупор

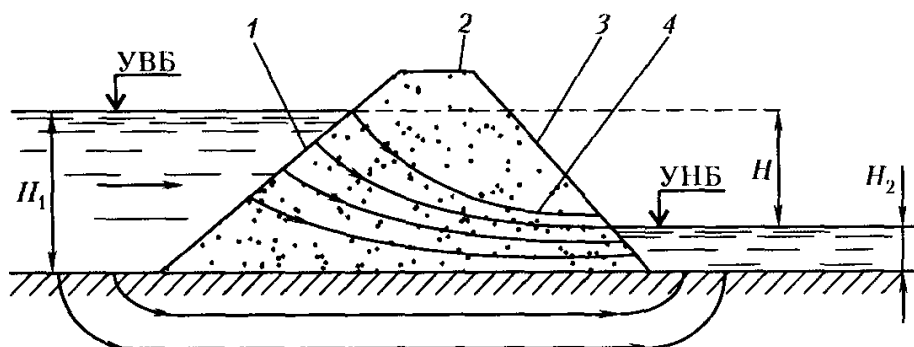


Рисунок 3.3 – Безнапорное движение фильтрационного потока:
 1 – верховой откос; 2 – гребень плотины; 3 – низовой откос; 4 – депрессионная кривая

ГТС строят как на скальных, так и на нескальных основаниях. Теоретические положения напорной фильтрации разработаны только для нескольких грунтов. Важнейшей характеристикой нескальных оснований является водопроницаемость, то есть способность пропускать через себя воду. Показателем водопроницаемости служит коэффициент фильтрации K_f , измеряемый см/с или м/сут. Коэффициент фильтрации изменяется от температуры, давления и зависит от методики определения. В фильтрационных расчетах его обычно принимают постоянным, как осредненное значение. Все грунты являются водопроницаемыми, но степень водопроницаемости их различна. В неоднородном основании на некоторой глубине вода может быть задержана водонепроницаемым слоем грунта (глина, скала). Поверхность такого слоя называют границей водоупора, а сам слой водоупором. За водоупор принимаем ниже расположенный слой грунта, коэффициент фильтрации которого меньше вышерасположенного в 50... 100 раз и более. Иными словами, область фильтрации имеет свои граничные условия. При большой толщине водопроницаемого основания фильтрационную область ограничивают так называемой активной зоной, или условной границей водоупора.

По водопроницаемости все грунты можно разделить на однородные и неоднородные (разнородные). В фильтрационных расчетах для определения однородности грунта используют суммарные (интегральные) кривые гранулометрического состава, в которых частицы расположены по фракциям и выражены в процентах от массы взятого образца. Используя характерные диаметры частиц, определяют коэффициент неоднородности.

$$\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (3.1)$$

где d_{60} - диаметр частиц < которого в грунте содержится 60% по весу частиц (контролирующий диаметр); d_{10} - диаметр частиц < которого в грунте содержится 10% по массе.

При $\eta=1$ – грунт однородный, т.е. все частицы одного диаметра. В строительстве принято считать группы однородными при $\eta \leq 3$, а в остальных случаях – неоднородными.

2 Флютбет ГТС и его составные части

Под флютбетом понимают совокупность частей сооружения, поверх которых протекает вода. В речных сооружениях частями флютбета являются: 1- понур; 2- тело плотины; 3- водобой; 4- рисберма; 5- концевой участок (ковш).

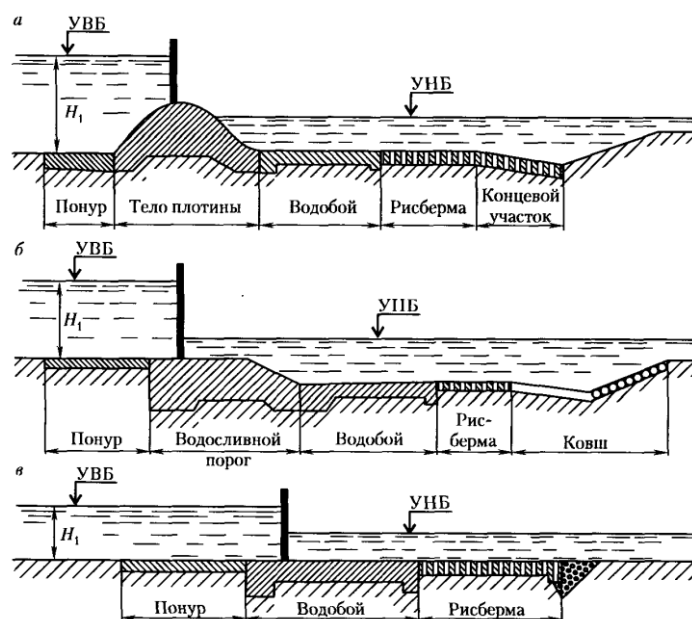


Рисунок 3.4 – Составные части флютбета: а - в высоконапорных и средненапорных сооружениях; б - в сооружениях с низким порогом; в - в гидромелиоративных сооружениях на каналах.

Такой состав флютбета характерен для высокопороговых водосливных плотин. В сооружениях с низкорасположенным порогом вместо тела плотины будет водосливный порог, располагаемый на уровне понура или несколько выше их.

В гидромелиоративных сооружениях на каналах водосливной порог и водобой объединяют в единую массивную плиту. Для таких сооружений считается, что флютбет состоит из трех частей - понура, водобоя и рисбермы. Служит флютбет для безопасного пропуска поверхностного потока из ВБ в НБ и гашение напора фильтрационного потока.

Понур укрепляет русло потока перед сооружением от размыва поверхностным потоком и служит связующим звеном между естественным ложем реки или канала и собственно сооружением. Его устраивают из водонепроницаемого материала: глины, глинобетона, бетона, железобетона, полимерных материалов и др.

Вследствие водонепроницаемости понур удлиняет путь фильтрационному потоку под сооружением, является средством гашения напора, снижает действие его на водобойную часть флютбета, за счет чего уменьшает расход и скорости фильтрации. Толщину понура назначают по конструктивным соображениям, так как он находится под двусторонним воздействием воды: подземному давлению, направленному снизу вверх, всегда будет противостоять большее по величине воздействие воды, направленное сверху вниз.

Минимальную толщину глиняного и глинобетонного понура принимают: при $H < 5$ м – 0,4 – 0,5 м; $H = 5 - 10$ м – 0,5 – 0,6 м; при $H > 10$ м – 0,75 м. В крупных сооружениях толщину в месте сопряжения с телом плотины понура увеличивают до 1 – 2 м. Наибольшую толщину понура иногда принимают по формуле $t_{\text{макс}} = 0,75 + 0,05 \cdot H$. Толщину понура из суглинка принимают на 20 – 30 % больше глиняного.

Следует отметить, что толщина понура уточняется после гидротехнического расчета сооружения из условия обеспечения фильтрационной прочности его материала. Расчет ведут по формуле

$$t_n = \frac{\Delta h}{I_{\text{кр}}^{\text{ср}}} \cdot K_n, \quad (3.2)$$

где t_n – толщина понура;

Δh – потери напора на понуре;

K_n – коэффициент надежности, учитывающий степень ответственности и значимости последствий при наступлении тех или иных предельных состояний; принимается по табл. 3.1;

$I_{\text{кр}}^{\text{ср}}$ – критический средний градиент напора.

Таблица 3.1 – Расчетные значения коэффициента надежности K_n
(утверждены ТКП 45 - 3.04 - 150 – 2009)

Класс	Расчетные значения коэффициента надежности K_n
I	1,25
II	1,20
III	1,15
IV	1,10

Длина понура определяется двумя условиями: неразмываемостью русла перед понуром при пропуске воды через сооружение (водослив, щит, труба) и гашением напора фильтрационного потока. При предварительной компоновке флютбета длину понура назначают в зависимости от глубины воды и типа сооружения примерно в следующих пределах:

регуляторы-водовыпуски и подпорные сооружения	$(0 - 2) H_1$;
сопрягающие сооружения	$(2 - 3) H_1$;
промывные сооружения	$(1 - 4) H_1$;
водосливные плотины	$(0 - 2) H_1$.

Длина понура также уточняется после выполнения фильтрационного расчета сооружения с учетом гидравлического расчета.

Для лучшего сопряжения понура с подводным руслом в начале его рекомендуется устраивать шпунт или верховой зуб глубиной не менее толщины понура.

Шпунтовая стенка в начале понура (понурный шпунт) устраивается только при анкерном понуре.

Сверху понур прикрывают защитным слоем из местного грунта. При больших донных скоростях ближайшую к сооружению часть понура

укрепляют мостовой, бетонными или железобетонными плитами на слое гравия или песка.

Водобой представляет собою собственно сооружение. Он предназначен воспринимать удары падающей воды при переливах через водосливы и создавать безопасные условия протекания ее при увеличенной скорости в зоне прыжкового сопряжения или при его отгоне. Водобой, как водонепроницаемая часть, также служит средством гашения напора фильтрационного потока. Вследствие того, что давление снизу всегда больше давления сверху, толщину водобоя рассчитывают из условия устойчивости его против всплытия воздействия подъемного потока. Длину водобоя назначают по гидравлическому расчету и по условиям размещения затворов, подъемников, служебного и проезжего мостов, а при необходимости ее увеличивают как противofильтрационное средство для подземного потока.

Ориентировочно длину водобоя можно назначить в таких пределах:

для водовыпусков и подпорных сооружений $(2 - 4) H_1$;

для водосливных плотин и промывных сооружений $(3 - 5) H_1$.

Сливная часть (слив), или рисберма, предназначена для выполнения следующих четырех задач: 1) укреплять русло потока за водобоем от размыва; 2) создавать свободный выход подземному потоку, т.е. она должна быть водопроницаемой; 3) тормозить донные скорости и тем самым приближать распределение скоростей по живому сечению к бытовому в конце рисбермы; 4) защищать лежащий под ней грунт от размыва подземным потоком и повышать устойчивость его против выпирания.

Для лучшего выполнения этих задач рисберму при необходимости усиливают в нижней части обратными фильтрами, а поверхность устраивают по возможности более шероховатой.

Конструкцию сливной части принимают из условия устойчивости ее против размыва и вымыва поверхностным и фильтрационным потоком.

Длина слива должна быть достаточной для гашения скорости до безопасных величин на размыв в отводящем русле. В случае большой разницы в ширине отверстия сооружений и отводящего русла при определении длины слива (рисбермы) следует руководствоваться гидравлическим расчетом растекания потока.

Концевой участок устраивается в речных сооружениях и предназначается для недопущения подмыва рисбермы.

Для увеличения длины фильтрационного пути с целью уменьшения уклона подземного потока устраивают зубья и шпунтовые стенки в пределах понурной и водобойной частей, о которых будет сказано ниже.

Для проведения фильтрационных расчетов необходимо знать подземный контур флюэбета, которым называют линию контакта между грунтом основания и подземной частью флюэбета. В подземный контур входят контактные линии понура, тела плотин, рисбермы, а также зубья и шпунтовые стенки. Однако в фильтрационных расчетах к подземному контуру относят только водопроницаемые части, на длине которых происходит гашение напора.

Подземный контур вытянутый в одну горизонтальную линию, называют развернутой длиной подземного контура. В подземном контуре различают вертикальные (зубья, шпунты, диафрагмы) и горизонтальные (подошва понура, тела и водобоя) пути фильтрации.

3. Основные законы и расчетные условия при фильтрации

На основе фильтрационных расчетов решают следующие задачи:

- 1) определяют силы противодействия;
- 2) проверяют фильтрационную прочность грунта основания;
- 3) находят потери воды, профильтровавшейся через водопроницаемое основание.

Одной из основных величин, влияющих на параметры фильтрационного потока, является длина подземного контура. Из числа возможных вариантов подземного контура путем сопоставления их принимается наиболее выгодный в технико-экономическом отношении. Такой подземный контур называют рациональным.

Напорный фильтрационный поток характеризуется скоростью движения, удельным и общим расходом, пьезометрическим уклоном (градиентом напора), фильтрационным напором (давлением) и противодействием. Скорость установившегося ламинарного движения фильтрационного потока подчиняется закону Дарси:

$$v = K_{\phi} \cdot I, \quad (3.3)$$

где K_{ϕ} – коэффициент фильтрации;

I – градиент напора.

Для макротурбулентного движения

$$v \cong K_{\phi} \cdot I^{0.5}. \quad (3.4)$$

Фильтрационный расход ламинарного потока

$$Q = W \cdot K_{\phi} \cdot I, \quad (3.5)$$

где W – площадь сечения фильтрационной области, взятой по нормали к вектору скорости.

При выполнении фильтрационных расчетов сделаны некоторые допущения:

- 1) принимается плоское движение фильтрационного потока;
- 2) грунт основания считается однородно-изотропным;
- 3) заданный напор на сооружение не изменяется во времени, а это значит, что рассматривается установившаяся фильтрация;
- 4) температура воды не меняется;
- 5) пористость грунта не изменяется во времени.

В естественных условиях в основании сооружений можно встретить самую разнообразную геологическую структуру. Теория фильтрации не дает решения для всех этих случаев. Поэтому разнообразие грунтового основания следует приводить к таким расчетным схемам, для которых имеются готовые решения (рис. 3.5).

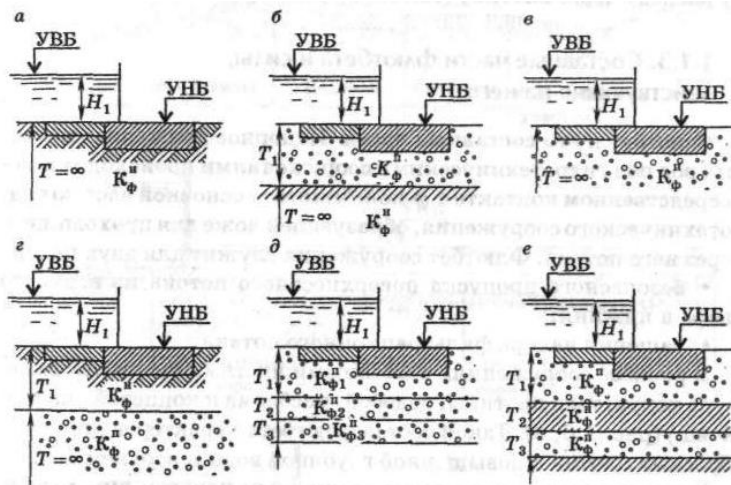


Рисунок 3.5 – Примеры расчетных схем напластований грунтов в основании сооружений:
 а – водопроницаемый грунт неограниченной мощности; б – под флютбетом водопроницаемый грунт ограниченной мощности, ниже водопроницаемый;
 в – водопроницаемый грунт неограниченной мощности; г – под флютбетом водонепроницаемый грунт ограниченной мощности, ниже водопроницаемый; д – слоистое основание из водопроницаемых грунтов с различными значениями коэффициентов фильтрации; е – слоистое основание с чередующимися водопроницаемыми и водонепроницаемыми грунтами

Уровни воды в сооружениях со временем меняются. Параметры фильтрационного потока определяют для расчетных уровней, при которых возможно наибольшее значение их, при этом режим фильтрационного потока должен быть установившимся.

В гидромелиоративных сооружениях разность уровней воды определяют исходя из физически возможного одновременного положения. Обычно в верхнем бьефе расчетный уровень соответствует пропуску по каналу нормального расхода, а в нижнем бьефе в это время вода отсутствует.

В речных водоподпорных сооружениях случай отсутствия воды в НБ встречается редко. За расчетный уровень воды в НБ принимают уровень, соответствующий минимальному сбросному расходу через плотину.

Понятие о напоре фильтрационного потока. Под напором фильтрационного потока для любой точки области фильтрации понимают потенциальную энергию, которая выражается суммой двух линейных величин – геодезической и пьезометрической (рис. 3.6).

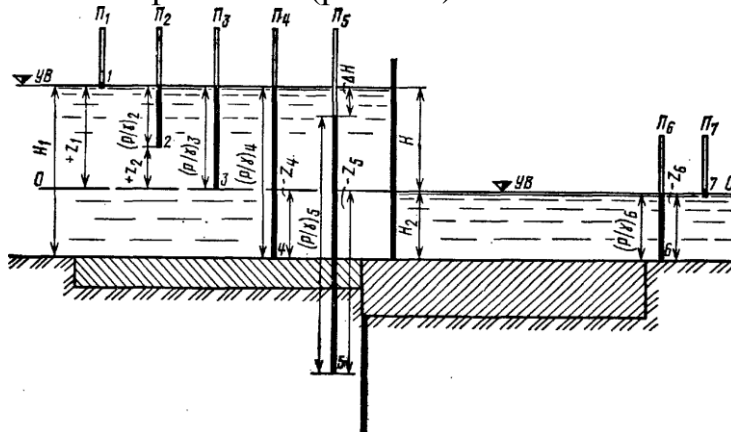


Рисунок 3.6 – Схема к определению напоров в водоподпорных сооружениях

$$h_x = \pm Z_x + \left(\frac{P}{\gamma}\right)_x, \quad (3.6)$$

где h_x – напор относительно принятой плоскости сравнения в рассматриваемой точке области фильтрации;

Z_x – расстояние от плоскости сравнения до рассматриваемой точки;

(+) – когда точка выше плоскости сравнения;

(–) – когда ниже;

$(+ \text{ } -)_x$ – пьезометрическая высота в этой же точке (определяется как вертикальное расстояние от расчетной точки до уровня воды в пьезометре, величина всегда (+)).

При фильтрационных расчетах водоподпорных сооружений за плоскость сравнения может быть принята любая горизонтальная плоскость, относительно которой и вычисляется напор по формуле (3.6). Для упрощения и удобства расчетов за плоскость сравнения принимают плоскость, проходящую по уровню воды в НБ. При такой плоскости сравнения напор на сооружение будет равен разности уровней воды в ВБ и НБ, его называют действующим напором, в то время как напор при всякой другой плоскости сравнения – просто напором.

Нельзя смешивать напор с гидростатическим давлением, последнее, как известно, определяется глубиной погружения рассматриваемой точки под уровень воды, а напор отсчитывается от плоскости сравнения.

Геометрически фильтрационный напор в заданном сечении h_ϕ равен превышению пьезометрической линии над уровнем нижнего бьефа, т. е.

$$h_\phi = \nabla o_{\text{п}} - \nabla \text{НБ}, \quad (3.7)$$

где $\nabla o_{\text{п}}$ – отметка уровня воды в пьезометре;

$\nabla \text{НБ}$ – отметка уровня воды в нижнем бьефе.

Противодавление $h_{\text{пд}}$ выражает величину давления, действующего на подошву сооружения $O_{\text{п.с}}$ со стороны фильтрационного потока, и определяется по формуле

$$h_{\text{пд}} = \nabla o_{\text{п}} - \nabla O_{\text{п.с}}, \quad (3.8)$$

где $\nabla O_{\text{п.с}}$ – отметка подошвы сооружения в рассматриваемом сечении.

Противодавление складывается из двух давлений – фильтрационного и взвешенного. Геометрически взвешенное давление равно величине $h_{\text{вз}}$ погружения подошвы сооружения под уровень нижнего бьефа:

$$h_{\text{вз}} = \nabla \text{НБ} - \nabla o_{\text{п.с}}. \quad (3.9)$$

Силы, действующие на флютбет. К основным силам, действующим на флютбет, относят: собственный вес флютбета, силу гидростатического давления воды, силу фильтрационного и взвешивающего давлений, трение по боковым поверхностям флютбета, сцепление между подошвой флютбета и грунтом основания, а в отдельных случаях силу дефицита давления. Не все перечисленные силы одновременно учитывают, например, при определении коэффициента устойчивости флютбета в гидромелиоративных сооружениях обычно пренебрегают последними тремя силами.

Сила фильтрационного давления на флютбет направлена нормально к линии подземного контура, следовательно, она может быть как горизонтальной, так и вертикальной.

При другом направлении сила фильтрационного давления может быть разложена на две составляющие – горизонтальную и вертикальную.

Составляющую вертикального направления называют силой фильтрационного противодействия.

На флютбет, погруженный в воду, действует сила взвешивающего давления. Она определяется глубиной погружения подошвы флютбета под уровень воды нижнего бьефа. Эта сила направлена вверх и ее называют взвешивающим противодействием.

Общее противодействие W , действующее на горизонтальные участки подошвы флютбета, складывается из двух частей – фильтрационного W_{ϕ} и взвешивающего $W_{в}$:

$$W = W_{\phi} + W_{в}. \quad (3.10)$$

Эта сила учитывается при определении устойчивости флютбета на всплытие. Горизонтальная составляющая силы фильтрационного давления учитывается при расчете флютбета на сдвиг.

Графически фильтрационное и взвешивающее давление изображают в виде эпюр, построенных на горизонтальной проекции подземного контура или на его развернутой длине (рис. 3.7). Ординаты эпюр фильтрационного давления определяются расчетом, а ординаты эпюры взвешивающего давления – глубиной погружения рассматриваемой точки (плоскости) под уровень воды нижнего бьефа. Сила фильтрационного и взвешивающего давлений (на 1 м длины сооружения) равна площади эпюры рассматриваемого участка подземного контура, умноженной на плотность воды.

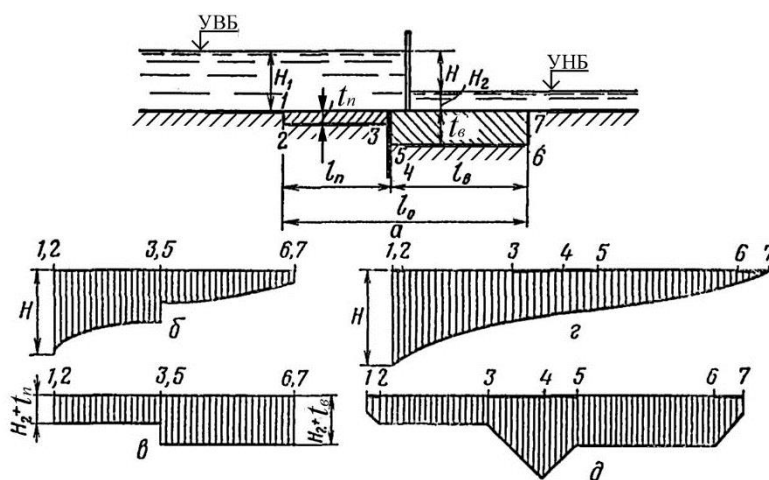


Рисунок 3.7 – Силовое воздействие воды на подземный контур водоподпорных сооружений: а – разрез по водоподпорному сооружению; б – эпюра фильтрационного противодействия на горизонтальную проекцию флютбета; в – эпюра взвешивающего противодействия на горизонтальную проекцию флютбета; г – эпюра фильтрационного давления по развернутому контуру флютбета; д – заглубление точек подземного контура под уровень воды нижнего бьефа по развернутому контуру.

Ординатами в эпюрах могут быть как давление (Па), так и напор (Н), применяемый чаще. Отсюда и понятие «эпюра напоров».

4. Методы фильтрационных расчетов

Задачи фильтрационных расчетов. На основании фильтрационных расчетов нужно так запроектировать подземное очертание гидротехнического сооружения, чтобы оно способно было уменьшить расходы воды под сооружением, снизить величину выходной скорости фильтрации и уменьшить расчетное давление на подошву флутбета до требуемых значений, т.е. запроектировать так называемый рациональный подземный контур, у которого при обеспечении прочности сооружения и устойчивости основания сочетаются следующие качества: экономичность и простота конструкции, приемлемость технологии выполнения, возможность использования местных строительных материалов, удобство эксплуатации сооружения.

Не всегда эти три задачи имеют одинаковую актуальность. Расход воды на фильтрацию под сооружением при малопроницаемых грунтах может не играть существенной роли, и определение его в таком случае носит лишь проверочный характер.

То же можно сказать о необходимости снижения противодавлений на водобойную часть. Если водобойная плита флутбета достаточно массивна и устойчива на скольжение, то можно не стремиться к снижению этих давлений, но определить их для выяснения безопасности условий будущей эксплуатации сооружения необходимо.

Скорость фильтрации при выходе потока в нижний бьеф нужно проверять всегда; если она окажется больше допустимой, то следует запроектировать крепление грунта за сооружением или принять другие меры для снижения ее до необходимых пределов с целью предотвращения фильтрационных деформаций грунта основания.

Однако независимо от степени актуальности той или иной задачи при проектировании подземного контура нужно решить все вопросы, связанные с движением фильтрационного потока под сооружением, т.е. определить:

- 1) распределение давлений по подземному контуру сооружения;
- 2) выходную скорость фильтрации (градиент напора);
- 3) расход фильтрационного потока.

Главной задачей при фильтрационных расчетах можно считать определение давлений, так как скорость фильтрации (градиент напора) в расчетной области фильтрации и фильтрационный расход сравнительно легко определить, если известно распределение давлений в области фильтрации под сооружением.

Допущения при фильтрационных расчетах. Все разнообразие факторов, встречающихся при движении фильтрационного потока в реальных условиях, расчетными формулами учесть невозможно. Это заставляет вводить некоторые упрощения и допущения.

Основные допущения при фильтрационных расчетах сводятся к следующему: 1) принимается плоское движение фильтрационного потока; 2) грунт в основании сооружений считается однородно-изотропным; при однородно-анизотропных грунтах переходят к эквивалентной в фильтрационном отношении схеме с однородно-изотропным грунтом изменяя при этом размеры флютбета; 3) заданный напор на сооружение, не изменяется во времени, а это значит, что рассматривается установившаяся фильтрация; 4) коэффициент фильтрации остается постоянным; 5) температура воды считается неизменной; 6) принятая пористость грунта не изменяется со временем.

Характеристика основных методов расчета. К настоящему времени теория движения фильтрационных вод и методы расчета получили широкое развитие.

Предложенные многочисленные приемы и методы расчета по степени полноты и достоверности получаемых при расчетах результатов можно разделить на следующие группы.

Первая группа – *эмпирические*, в которых дается весьма приближенный ответ по определению давления грунтовых вод на отдельные части сооружений. Сюда относятся так называемый способ линейно-контурной фильтрация (ЛКФ) и все его разновидности. В настоящее время используют метод удлиненной контурной линии.

Вторая группа – *гидравлические*, основанные на приближенном решении задачи. Это наиболее распространенные методы, используемые в практических расчетах.

Третья группа – *экспериментальные*. Среди них наибольшее распространение получили метод ЭГДА (электрогидродинамических аналогий). При помощи этого метода строят гидродинамическую сетку для любых подземных контуров флютбета. Гидродинамическую сетку можно построить и графическим способом («вручную»), зная её свойства и имея определенные навыки.

Применяют также экспериментальный метод исследования фильтрации в грунтовых лотках на моделях гидротехнических сооружений.

Четвертая группа – *приближенные гидромеханические*, основанные на упрощении аналитических решений. Сюда относятся: метод фрагментов, метод коэффициентов сопротивлений и др.

В настоящее время метод удлиненной контурной линии и метод коэффициентов сопротивлений расчета фильтрации рекомендованы нормативными документами к применению для сооружений 3-го и 4-го классов.

5. Определение основных размеров подземного контура флютбета

Следует отметить, что размеры подземного контура фактически уже определены в результате гидравлического расчета водоподпорных сооружений. Однако в процессе гидротехнического расчета может оказаться, что принятые ранее размеры элементов подземного контура не обеспечивают

прочность и устойчивость сооружения и его основания от воздействия фильтрационного потока.

Ниже для различных схем подземного контура приводятся зависимости, по которым можно еще пока предварительно (после гидравлического расчета сооружения) определить минимальную длину подземного контура. Окончательно размеры подземного контура будут приняты (определены) после выполнения фильтрационного (гидротехнического) расчета.

Минимальная допустимая длина подземного контура для распластанной схемы, т.е. $l_0/S_0 \geq 5$ и $T_d \leq 0,5l_0$ должна быть равной:

$$L_{\min} = \frac{H}{I_{\text{кр}}^{\text{cp}}} - 0,88 T_{\text{cp}}, \quad (3.11)$$

где H – расчетный напор на сооружении;

$I_{\text{кр}}^{\text{cp}}$ – расчетный осредненный критический градиент напора, принимаемый по табл. 3.2;

l_0 – проекция подземного контура на горизонталь;

S_0 – проекция подземного контура на вертикаль;

T_d – действительное заглубление водоупора;

T_{cp} – средняя глубина залегания расчетного водоупора, положение которого определяется размером $T_{\text{расч}}$:

$$T_{\text{cp}} = \frac{T_1 + T_2 + T_3 + \dots + T_m}{m}; \quad (3.12)$$

где T_1 – заглубление расчетного водоупора под дном верхнего бьефа;

T_2 – то же под подошвой понура и т.д.;

m – число значений T , введенных в формулу.

При глубоком залегании водоупора, когда $T_d > 0,5 \cdot l_0$, для определения минимальной длины подземного контура можно использовать зависимость:

$$L_{\min} = L_{\text{в}} + 1,5L_{\text{г}} = \frac{H}{I_{\text{к}}^{\text{cp}}}, \quad (3.13)$$

где $L_{\text{в}}$ и $L_{\text{г}}$ – суммарные длины соответственно вертикальных и горизонтальных элементов контура.

Разумеется, формулы (3.12) и (3.13) в некоторых случаях фильтрационного расчета гидросооружений приходится решать подбором в связи с отсутствием в начале расчета данных о величинах l_0 и S_0 .

6 Расчет фильтрации методом коэффициентов сопротивления Р.Р. Чугаева

Метод коэффициентов сопротивления является дальнейшим развитием известного метода фрагментов Н.Н. Павловского. Он был предложен Р.Р. Чугаевым в 1953 – 1955 гг. и разработан во Всесоюзном научно-исследовательском институте гидротехники (ВНИИГ) имени Б.Е. Веденеева [63]. Сущность его состоит в том, что область фильтрации с резкоизменяющимся движением фильтрационного потока приближенно заменяется областью фильтрации с плавно изменяющимся движением и принимается в виде трубы с элементами подземного контура сооружения,

характеризуемыми коэффициентами местных сопротивлений ξ_i , пропорционально которым распределяются фильтрационные потери напора. Чтобы главные параметры фильтрационного потока (фильтрационное давление, максимальные выходные градиенты напора, расход фильтрации) могли быть рассчитаны при такой замене с приемлемой точностью, вводится понятие активной зоны фильтрации, характеризуемой глубинами $T'_{ак}$, $T''_{ак}$, $T'''_{ак}$.

Активной зоной фильтрации является глубина, за пределами которой на параметры фильтрационного потока (фильтрационное давление W , гидравлический градиент I и фильтрационный расход q) положение водоупора уже не оказывает своего влияния. В общем случае каждому из перечисленных параметров фильтрационного потока (W , I и q) соответствует своя глубина активной зоны $T'_{ак}$, $T''_{ак}$, $T'''_{ак}$, причем $T''_{ак} \approx 2T'_{ак}$, а $T'''_{ак} = T_d$ или в крайнем случае $T'''_{ак} \approx 3T'_{ак}$.

Рассматриваемый метод разработан для плоской схемы фильтрации. Он позволяет решить следующие основные задачи:

1) построить эпюру противодействия W на флютбет сооружения, найти остаточный напор $h_{ос}$ на нижнем конце низового (выходного) зуба, а, следовательно, определить средний гидравлический градиент I на упомянутом элементе контура;

2) рассчитать максимальный выходной градиент фильтрации $I_{вых}$ в плоскости дна нижнего бьефа;

3) определить фильтрационный расход.

Для решения вышеперечисленных задач дополнительно необходимо выполнить следующие:

1) установить положение поверхности расчетного водоупора $T_{расч}$;

2) определить на основании найденных величин $T_{расч}$, численные значения коэффициентов сопротивления ξ_i для отдельных элементов подземного контура.

Определение поверхности залегания расчетного водоупора. В общем случае отметка поверхности расчетного водоупора $T_{расч}$ не совпадает с глубиной залегания действительного водоупора T_d . Как правило, трем различным параметрам фильтрационного потока (противодавлению W , выходному гидравлическому градиенту $I_{вых}$ и расходу фильтрации q) соответствуют три различные расчетные глубины залегания водоупора: $T'_{расч}$, $T''_{расч}$ и $T'''_{расч}$, причем $T'_{расч} \neq T''_{расч} \neq T'''_{расч}$, $T_{расч}$ и T_d всегда измеряются по вертикали от поверхности водоупора до наиболее высоко расположенной точки подземного контура (обычно до дна канала). Глубины залегания расчетных водоупоров определяются следующим образом.

При построении эпюры фильтрационного давления (противодавления):

$$\text{а) если } T_d \leq T'_{ак} \quad \text{то } T'_{расч} = T_d; \quad (3.14)$$

$$\text{б) если } T_d > T'_{ак} \quad \text{то } T'_{расч} = T'_{ак}. \quad (3.15)$$

При определении максимального выходного градиента в плоскости дна нижнего бьефа:

$$\text{а) если } T_d \leq T''_{ак} \quad \text{то } T''_{расч} = T_d; \quad (3.16)$$

$$\text{б) если } T_d > T''_{ак} \quad \text{то } T''_{расч} = T''_{ак}. \quad (3.17)$$

С известным приближением принимается, что $T''_{ак} \approx 2T'_{ак}$.

При определении расхода всегда исходят из действительной глубины залегания водоупора, т.е. $T'''_{расч} = T_d$.

При $T \geq 2,5l_0$, что эквивалентно бесконечности залеганию водоупора, можно принять $T'''_{расч} = 3T'_{ак}$.

Определение глубины активной зоны фильтрации по напору. Глубина активной зоны фильтрации $T'_{ак}$ определяется по следующим формулам:

а) для распластанного подземного контура

$$\text{при } \frac{l_0}{S_0} \geq 5, \quad T'_{ак} = 0,5l_0, \quad (3.18)$$

где l_0 и S_0 – проекция подземного контура сооружения на горизонтальную и вертикальную оси;

б) для промежуточной схемы подземного контура

$$\text{при } 3,4 \leq \frac{l_0}{S_0} \leq 5, \quad T'_{ак} = 2,5S_0; \quad (3.19)$$

в) для заглубленного подземного контура

$$\text{при } 1 \leq \frac{l_0}{S_0} \leq 3,4, \quad T'_{ак} = 0,8S_0 + 0,5l_0; \quad (3.20)$$

г) для весьма заглубленного подземного контура

$$\text{при } 0 \leq \frac{l_0}{S_0} \leq 1, \quad T'_{ак} = S_0 + 0,3l_0. \quad (3.21)$$

Общий порядок расчета по методу коэффициентов сопротивления. Гидротехнический расчет методом коэффициентов сопротивления выполняется в следующей последовательности:

1. Составляют расчетную схему подземного контура, в процессе чего отбрасывают отдельные конструктивные детали, элементы, практически не влияющие на параметры фильтрационного потока. В результате получают подземный контур, состоящий из вертикальных и горизонтальных путей фильтрации;

2. Определяют вертикальную S_0 и горизонтальную l_0 ; проекции подземного контура и по отношению l_0/S_0 устанавливают активную зону фильтрации и расчетное положение водоупора в зависимости от того, какой параметр фильтрационного потока будет в дальнейшем определяться, т. е. либо потери напора (для эпюры фильтрационного давления), либо максимальный выходной градиент, либо расход фильтрации;

3. Расчетный подземный контур разбивают на отдельные элементы. Следует отметить, что согласно рассматриваемому методу любой подземный контур может быть разбит на три типовых отдельных элемента, характеризуемых соответствующими коэффициентами сопротивлений ξ_i :

а) входной $\xi_{вх}$ и выходной $\xi_{вых}$ элементы подземного контура 1 – 2 и 8 – 10 (см. рис. 3.9);

б) внутренний шпунт $\xi_{ш}$ или вертикальный уступ $\xi_{ус}$ (при $S = 0$) 3 – 5 и 6 – 7;

в) горизонтальные элементы контура $\xi_{гор}$ 2-3, 5-6 и 7-8;

Численные значения коэффициентов сопротивления при плоской задаче фильтрации для всех выделенных элементов контура не зависят от направления фильтрационного потока, т.е. при геометрическом подобии области фильтрации можно записать, что $\xi_{вх} = \xi_{вых}$;

4. Определяют численные значения коэффициентов сопротивления при соответствующем расчетном положении водоупора;

5. Зная величину коэффициентов сопротивления ξ_i , рассчитывают все основные параметры фильтрационного потока (потери напора на отдельных элементах подземного контура h_i для построения эпюры фильтрационного давления, максимальный выходной градиент $I_{вых}$ и фильтрационный расход).

Определение численных значений коэффициентов сопротивления.

1. **Внутренний шпунт** (рис. 3.8, а) или уступ:

$$\xi_{ш} = \frac{a}{T_1} + 1,5 \frac{S}{T_2} + \frac{0,5S/T_2}{1 - 0,75S/T_2}; \quad (3.22)$$

где a – высота уступа;

S – глубина шпунта;

T_1 и T_2 – заглубления расчетного водоупора под подошвой сооружения соответственно перед шпунтом и за шпунтом; всегда $T_1 > T_2$, причем $T_1 = T_2 + a$.

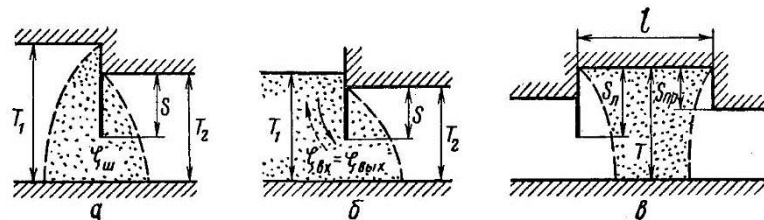


Рисунок 3.8 – Расчетные элементы подземного контура и фрагменты основания:
а – внутренний шпунт или вертикальный уступ; б – входной (выходной);
в – горизонтальный.

Зависимость (3.22) применяется при условии, когда $0,8 \geq \frac{S}{T_2} \geq 0$.

При отсутствии шпунта, т.е. $S = 0$, определяют коэффициент сопротивления уступа:

$$\xi_{yc} = \frac{a}{T_1}. \quad (3.23)$$

Если же уступ отсутствует ($a = 0$), то в формуле (3.21) $T_1 = T_2 = T$.

2. **Входной и выходной элементы подземного контура.** К значению коэффициента шпунта $\xi_{ш}$ или уступа ξ_{yc} добавляется значение коэффициента сопротивления на чистый вход или выход (поворот потока, рис. 3.8, б).

Тогда $\xi_{вх} = \xi_{вых} = \xi_{ш} + 0,44$.

Если же $S = 0$, остается только уступ и $\xi_{вх} = \xi_{вых} = \xi_{yc} + 0,44$.

Когда же $S = 0$ и $a = 0$, имеет место так называемый плоский вход или выход и $\xi_{вх} = \xi_{вых} = 0,44$, т.е. входной и выходной элементы обращаются в точку. Это значение ($\xi_i = 0,44$) считается коэффициентом сопротивления чистого поворота фильтрационного потока на 90° .

3. Горизонтальные элементы подземного контура.

При длине горизонтального элемента l между двумя шпунтами глубиной S_1 и S_2 (рис. 3.8, в) при условии, когда

$$l > 0,5(S_1 + S_2), \quad (3.24)$$

коэффициент сопротивления горизонтального участка определяется по формуле

$$\xi_{\text{гор}} = \frac{1 - 0,5(S_1 + S_2)}{T}. \quad (3.25)$$

Когда $S_1 = S_2 = 0$ $\xi_{\text{г}} = 1/T$. При $l \leq 0,5(S_1 + S_2)$ $\xi_{\text{гор}} = 0$.

Это указывает на то, что при проектировании подземного контура, а точнее при предварительном назначении глубин шпунтов S_1, S_2 и расстоянии между ними l , следует учитывать условие (3.24).

Построение эпюры фильтрационного давления ведут в следующей последовательности:

- 1) принимают расчетную схему, как было указано ранее;
- 2) определяют расчетное положение водоупора по напору;
- 3) разбивают подземный контур на отдельные элементы и определяют численные значения коэффициентов сопротивления;

- 4) вычисляют сумму всех коэффициентов сопротивления, $\sum_{i=1}^n \xi_i$;

5) для каждого элемента подземного контура прямо пропорционально численным значениям их коэффициентов сопротивления определяют потери напора h_i по формуле

$$h_i = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} \cdot \xi_i, \quad (3.26)$$

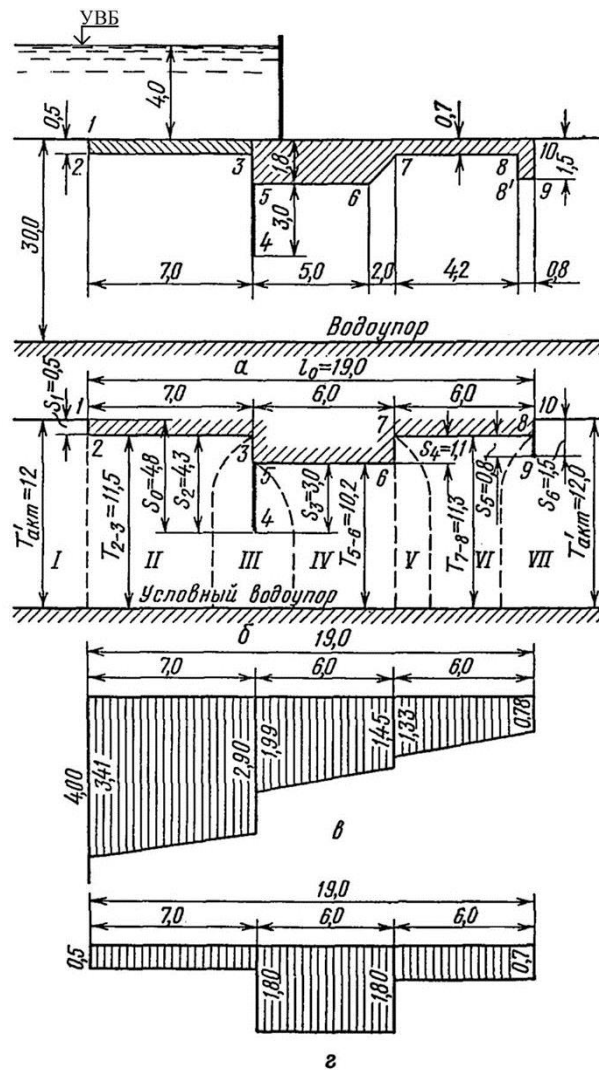
где H – напор на сооружении;

ξ_i – коэффициент сопротивления i -го элемента подземного контура;

$\sum_{i=1}^n \xi_i$ – суммарный коэффициент сопротивления всего подземного контура.

Следует отметить, что $\sum_{i=1}^n h_i = H$;

б) по известным потерям напора на каждом элементе подземного контура h_i строят эпюру фильтрационного давления на подошву сооружения $W_{\text{ф}}$ (рис. 3.9, в) и, при необходимости, эпюру взвешивающего давления $W_{\text{взв}}$ (рис. 3.9, г).



Рисуно 3.9 – К расчету флютбета по методу коэффициентов сопротивлений:
 а – заданная геометрическая схема флютбета; б – схематизированный контур
 флютбета; в – эпюра фильтрационного противодействия; г – эпюра взвешивающего
 противодействия

Определение градиентов в плоскости дна нижнего бьефа. В месте выхода фильтрационного потока в нижний бьеф, в точке примыкания водобоя к рисберме (точка 7 на рис. 3.7), будет максимальный выходной градиент $I_{\text{вых}}$. Исходя из величины этого градиента, ведут расчет поверхностной суффозии и проектируют обратные фильтры, покрывающие дно нижнего бьефа. Для определения его численного значения прежде всего необходимо найти глубину залегания расчетного водоупора по выходному градиенту $T''_{\text{расч}}$, в соответствии с которой вычисляются значения коэффициентов сопротивления отдельных элементов контура и их сумма $\sum_{i=1}^n \xi_i$. Величина максимального выходного градиента $I_{\text{вых}}$ рассчитывается по формуле С. Н. Нумерова:

$$I_{\text{вых}} = \frac{H}{T_1} \cdot \frac{1}{\alpha \sum \xi_i}, \quad (3.27)$$

где α – коэффициент, определяемый в зависимости от отношений S/T_1 и T_2/T_1 по формуле

$$\alpha \approx \sqrt{\sin \left[\frac{\pi}{2} \left(\frac{S}{T_1} - \frac{T_2}{T_1} + 1 \right) \right]}, \quad (3.28)$$

Здесь T_1 и T_2 – соответственно глубины водоупора справа и слева от шпунта глубиной S .

Коэффициент α можно также определить и по графику, приведенному на рис.3.10.

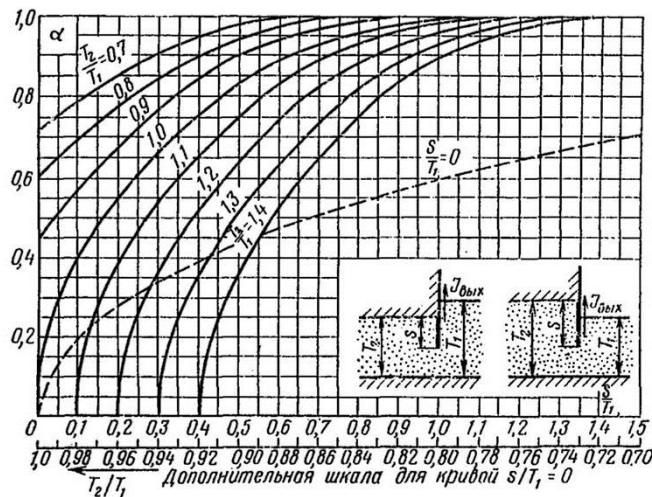


Рис. 3.10. График для определения коэффициента α

При расположении водоупора на большой глубине, когда $T''_{\text{расч}} = T''_{\text{ак}}$, в формулу (3.27) вводят коэффициент 1,1. В противном случае она дает несколько заниженные значения, т.е.

$$I_{\text{вых}} = 1,1 \frac{H}{T_1} \cdot \frac{1}{\alpha \sum_{i=1}^n \xi_i}. \quad (3.29)$$

Определение фильтрационного расхода. В соответствии с методом коэффициентов сопротивления величину удельного фильтрационного расхода определяют по формуле

$$q = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} \cdot K, \quad (3.30)$$

где $\sum_{i=1}^n \xi_i$ – суммарный коэффициент сопротивления, определенный при

$T'''_{\text{расч}} = T_{\text{д}}$ или $3T'_{\text{ак}}$;

K – коэффициент фильтрации грунта основания.

7. Расчет фильтрации методом удлиненной контурной линии

В основу метода, разработанного Р. Р. Чугаевым, положено допущение о линейном изменении напора по длине подземного контура с учетом более эффективных потерь на вертикальных путях фильтрации при входе и на выходе. Этот метод позволяет построить эпюру напоров и определить градиенты на отдельных участках контура (входе, выходе и по длине между ними). При определении напоров расчет ведут при $T'_{\text{расч}}$, а выходного

градиента при $T''_{\text{расч}}$ с использованием виртуальной длины подземного контура $L_{\text{вир}}$, определяемой по зависимости:

$$L_{\text{вирт}} = L_{\text{д}} + 2 \cdot 0,44 T'_{\text{расч}}. \quad (3.31)$$

Графически виртуальная длина получится, если в обе стороны от концов действительной длины развернутого подземного контура отложить отрезки, равные $0,44 T'_{\text{расч}}$. Этими отрезками учитывают потери напора на входных и выходных участках контура.

Эпюру напоров вначале строят на виртуальной длине (линия А'В), а затем ее в пределах действительной длины на входных и выходных вертикальных участках исправляют (рис. 3.11). Во входной части исправление сводится к следующему. Из точки А', отвечающей действующему напору, проводят горизонтальную линию до пересечения с вертикалью, опущенной из точки 1. После этого точку 1' соединяют с точкой 2', лежащей на прямой А'В. В концевой части исправление сводится к проведению наклонной линии 8'–10, где точка 8' лежит на прямой А'В'.

После такой перестройки ординаты эпюры напоров на действительной длине контура будут находиться на ломаной линии 1'–2'–8'–10.

Градиент напора вдоль горизонтальных участков контура определяют по формуле

$$I_{\text{г.к}} = \frac{H}{L_{\text{д}} + 0,88 T'_{\text{расч}}}. \quad (3.32)$$

Максимальный выходной градиент можно с приближением определить так:

$$I_{\text{вых}} = \frac{h_{\text{вых}}}{l_{\text{вых}}}, \quad (3.33)$$

где $l_{\text{вых}}$ и $h_{\text{вых}}$ – соответственно длина концевого вертикального участка контура и потеря напора на этой длине. На эпюре напоров (рис. 3.11) это будет участок 8 – 10, ордината 8 – 8', но вычисленная при $T''_{\text{расч}}$.

Оценка общей фильтрационной прочности грунта в области фильтрации согласно нормативным требованиям выполняется по средним градиентам напора.

Условие общей фильтрационной прочности – осредненный градиент фильтрации по контакту водонепроницаемой части подземного контура $I_{\text{ср}}$ не должен превышать допустимых величин, установленных на основании обобщения многолетнего опыта строительства и эксплуатации гидросооружений, т.е.

$$I_{\text{ср}} \leq \frac{I_{\text{к}}^{\text{ср}}}{K_{\text{н}}}, \quad (3.34)$$

где $I_{\text{ср}}$ – осредненный градиент в расчетной области фильтрации, определяется по (3.27);

$I_{\text{к}}^{\text{ср}}$ – осредненный расчетный критический градиент фильтрации (принимается по табл. 3.2 в зависимости от вида грунта основания);

$K_{\text{н}}$ – коэффициент надежности, учитывающий степень ответственности, капиталность и значимость последствий при наступлении предельных состояний (принимается по табл.3.1).

Таблица 3.2 – Значения критического среднего градиента напора для основания плотины (ТКП 45-3.04-150 – 2009)

Грунт	Икр
Песок:	
мелкий	0,32
средней крупности	0,42
крупный	0,48
Супесь	0,60
Суглинок	0,80
Глина	1,35

8. Расчёт флюتبета ГТС по гидродинамической сетке

С помощью гидродинамической сетки можно определить все параметры фильтрационного потока – напора, гидравлические градиенты, скорости и расходы.

Гидродинамические сетки можно построить по уравнениям для простых очертаний подземного контура экспериментально, на приборе ЭГДА и графически.

Подземный контур является первой струйкой фильтрационного потока, а водоупор – последней. Гидродинамическая сетка разбита линиями равного напора и линиями тока на криволинейные квадраты не равные между собой, у которых среднии линии равны, а углы прямые. Отсюда следует, что в криволинейных квадратах и диагонали равны между собой.

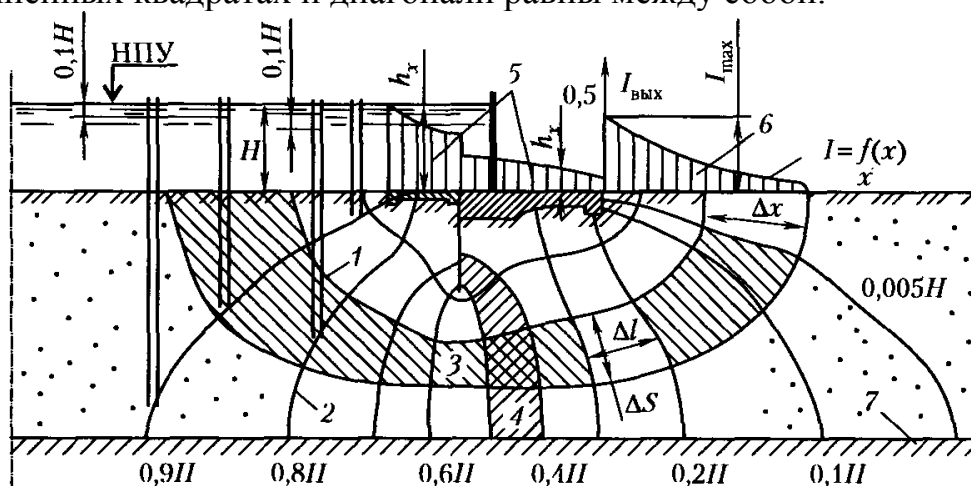


Рис. 3.11 – Гидродинамическая сетка:

1, 2 – линии токов и равных напоров; 3 – лента расхода; 4 – пояс давления;
5, 6 – эпюры соответственно фильтрационного противодавления и выходных градиентов фильтрационного потока в нижнем бьефе, построенные по гидродинамической сетке; 7 – водоупор; I – выходной градиент напора

Напор в любой точке области фильтрации по сетке можно определить по следующей зависимости:

$$h_x = n \frac{H}{\Pi}, \quad (3.35)$$

где n – число поясов давления до рассматриваемой точки (считается со стороны нижнего бьефа);

H – напор;

Π – общее число поясов давления в сетке.

Потери напора до рассматриваемой точки

$$\Delta H = H - h_x. \quad (3.36)$$

Для определения градиентов напора по сетке берутся две точки области фильтрации по направлению линий тока между соседними линиями равного напора:

$$I = \frac{H}{\Pi - \Delta I}, \quad (3.37)$$

где I – расстояние между рассматриваемыми точками.

Удельный фильтрационный расход, проходящий через одну ленту расхода,

$$\Delta q = \frac{H}{\Pi} K_\phi, \quad (3.38)$$

а суммарный удельный фильтрационный расход в основании сооружения

$$q = K_\phi L H / \Pi, \quad (3.39)$$

где L – число лент расхода.

Фильтрационный расход, проходящий в основании сооружения, определяется по формуле

$$Q_\phi = K_\phi B L H / \Pi, \quad (3.40)$$

где B – ширина сооружения.

Аналогичную сетку можно построить с помощью прибора ЭГДА, где движение тока принимается аналогичным движению струйки воды, а потери напряжения – потерям напора.

9. Роль дренажей и шпунтовых стенок в подземном контуре ГТС

Дренажами называют устройства, располагаемые в пределах водонепроницаемой части подземного контура и обеспечивающие приём, отвод профильтровавшейся воды и снижение фильтрационного давления. Они управляют фильтрационным потоком протекающим под сооружением или в обход береговых стенок. Выполняют дренажи из гравия, гальки, гравинисто-галечниковых смесей, крупных песков. В водоподпорных сооружениях обычно устраивают плоские (горизонтальные) и вертикальные (глубинные) дренажи. Плоские дренажи выполняют в виде постели из грунтовых материалов, а глубинные в виде буровых скважин. В особых случаях их выполняют в виде галерей или траншей засыпанных пористым материалом.

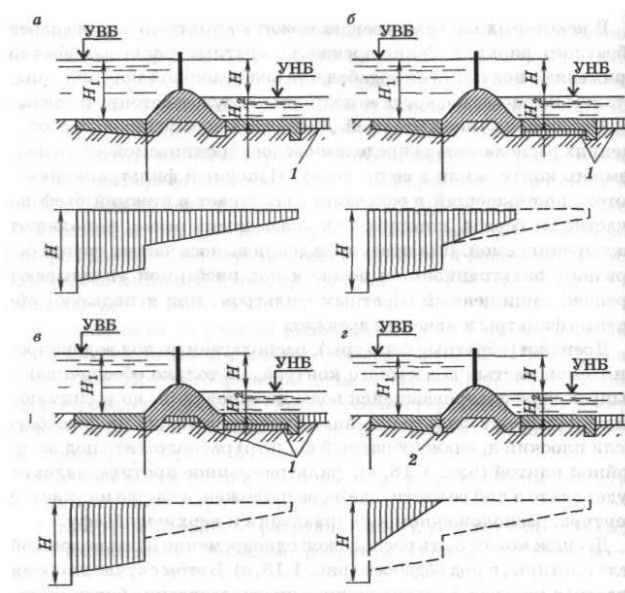


Рисунок 3.12 – Размещение дренажей по подземному контуру: а – за водобоем, под рисбермой; б – под водобоем; в – под телом плотины; г – в конце понура; 1 – дренаж; 2 – плоский дренаж; 3 – дренажная галерея.

Любой дренаж должен состоять из водоприёмной и водопрводящей частей. Водоприёмная часть контактирует с грунтом, в котором движется фильтрационный поток. Горизонтальный дренаж выполняется в виде обратных фильтров. Гранулометрический состав обратных фильтров подбирается по специальным графикам или рассчитывается по формулам.

В некоторых случаях, например под плитами водобоя или под подошвой тела плотины, на рисберме, покрытой бетонными плитами, дренаж может состоять только из одного слоя обратного фильтра.

Дренажи под рисбермой предупреждают вынос части грунта основания фильтрационным потоком, под водонепроницаемой частью флютбета – обеспечивает выпуск профильтровавшейся воды из основания и изменяет фильтрационное противодействие на флютбет. Дренаж, устроенный под подошвой тела плотин и под водобоем, снимает противодействие на обоих участках подземного контура, он должен обеспечивать беспрепятственный отвод профильтровавшейся воды в нижний бьеф.

Включение шпунтовых стенок, завес, диафрагм и зубьев в подземный контур приводит к увеличению фильтрационного пути, в результате чего уменьшаются гидравлические градиенты, повышается фильтрационная прочность грунта основания и снижается за стенкой фильтрационное противодействие. Шпунты выполняют из дерева, металла, ж/б, полиэтиленовых плёнок. Глубина их забивки достигает до 20 м (металлический). В подземном контуре шпунтовые стенки могут быть одно-, двух- и многорядные. В конце водобоя шпунтовые стенки большой глубины забивать не рекомендуется, т.к. это приведет к искусственному увеличению фильтрационного противодействия на водобой. Поэтому глубина низового зуба (шпунта) назначается в пределах $(0,05 \div 0,1)T$, но не больше $(0,05 \div 0,1)l_0$, где l_0 – горизонтальные проекции водонепроницаемой части флютбета. Фильтрационные расчеты водоподпорных сооружений основаны на

предположении, что шпунтовые стенки водонепроницаемы, хотя в действительности они пропускают воду.

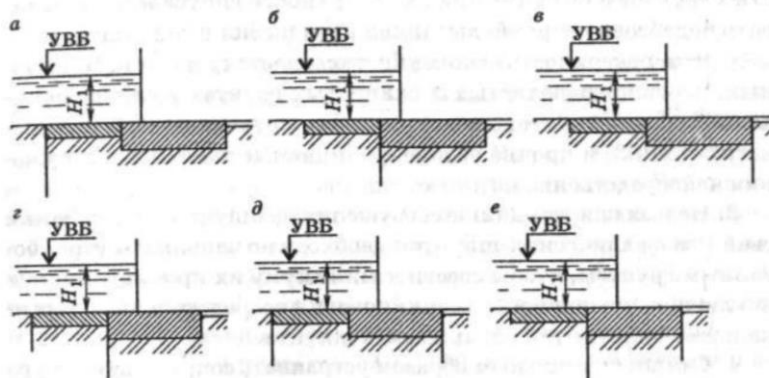


Рисунок 3.13 – Схемы расположения шпунтовых стенок в подземном контуре:
а,б,в – в один ряд; г,д,е – в два ряда

10. Фильтрационные деформации грунтов

Фильтрационный поток воздействует на частицы грунта и при некоторых условиях приводит к перемещению их. Такое перемещение называется фильтрационными деформациями, а способность грунта сопротивляться этим деформациям – фильтрационной прочностью грунта.

Различают безопасные фильтрационные деформации и опасные (сооружение может деформироваться).

Вероятность возникновения фильтрационных деформаций для различных видов грунтов основания и размеров водонепроницаемой части флутбета сооружения различная. Если сила сопротивления частиц грунта их перемещению будет больше фильтрационной силы, то деформаций не будет. Наличие или отсутствие фильтрационных деформаций оценивают по градиентам напора и показателям грунта.

В грунтах различают следующие основные понятия, связанные с фильтрационными деформациями: общую фильтрационную прочность грунта основания; суффозию; контактный размыв или выпор (отслоение); фильтрационный выпор.

Общую фильтрационную прочность грунта основания оценивают по формуле

$$I_{\text{сп}} \leq \frac{I_{\text{сп}}^{\text{кр}}}{K_{\text{н}}}, \quad (3.41)$$

где $I_{\text{сп}}$ – средний градиент напора рассматриваемой области фильтрации;

$I_{\text{сп}}^{\text{кр}}$ – осредненный расчетный критический градиент напора (для песков равный 0,29; для средних – 0,38; для крупных – 0,45; для суглинков – 0,65; для глин – 1,2);

$K_{\text{н}}$ – коэффициент надежности (1,05–1,2), определяется по СНБ в зависимости от сооружения.

По методу коэффициентов сопротивления значение сопротивления $I_{\text{сп}}^{\text{кр}}$ (контролирующий градиент) вычислим по формуле

$$I_k = \frac{H}{T_{\text{рас}} \cdot \Sigma \xi}. \quad (3.42)$$

Отсутствие деформации грунта основания обеспечивается условием

$$I_k \leq I_{\text{ср}}^{\text{сп}}. \quad (3.43)$$

Различают два вида суффозии: механическую и химическую.

Механическая суффозия – перемещение мелких частичек грунта через более крупные поры в грунтовом массиве под воздействием фильтрационного потока. Суффозия не может наблюдаться при малых градиентах напора в связных грунтах и в грунтах с коэффициентом неоднородности < 15 .

Химическая суффозия характеризуется растворением содержащихся в грунте водорастворимых солей и выносом их фильтрационным потоком.

Контактный размыв возникает под действием фильтрационного потока, движущегося по контакту двух слоев грунта разной крупности.

Контактный выпор представляет собой отслаивание и выпор частиц грунта в зоне контакта с более крупным грунтом. Явление контактного выпора может быть на выходе фильтрационного потока в нижний бьеф под рисберму или дренаж или в крупнозернистую прослойку, а также при движении фильтрационного потока через слои обратного фильтра.

Фильтрационный выпор наблюдается, когда происходит отрыв и перемещение грунта восходящим фильтрационным потоком. Он возникает в месте выхода фильтрационного потока в нижний бьеф, где наблюдаются максимальные градиенты напора.

Отсутствие выпора при фильтрационных расчетах сооружений оценивается условием $I_{\text{вых}} \leq I_{\text{ср}}^{\text{сп}}$. При невыполнении этого условия необходимо снижать фильтрационное давление или выполнить пригрузку грунта в месте выхода фильтрационного потока.

11. Особенности фильтрации в скальных породах

Скальные основания отличаются от нескальных тем, что зерна минералов имеют жесткую связь между собой. Скальные породы практически водонепроницаемы вследствие малой пористости (0,5...0,8 %); размер пор в этих породах очень мал, поэтому с фильтрацией в них можно не считаться. Вместе с тем в скальных породах имеются системы трещин, размеры которых исчисляются от долей миллиметра до нескольких метров. Происхождение этих трещин связано с тектоническими процессами и выветриванием, а также с результатом производственной деятельности (применение взрывов). Трещины в скальных породах, как правило, заполнены обломочными материалами, за исключением очень мелких трещин, по ним фильтруется вода; причем чем крупнее трещины в массиве, тем больше коэффициент фильтрации. При мелких трещинах фильтрационные расчеты допускается выполнять, считая приближенно фильтрацию подчиняющейся закону Дарси (при этом не учитывается анизотропия, возникающая вследствие произвольно расположенных трещин в массиве). При крупных трещинах фильтрация носит турбулентный характер

По происхождению скальные породы подразделяются на изверженные, осадочные, метаморфические (мрамор, сланцы).

Скальные породы редко встречаются в виде единого монолита. Они в большинстве случаев имеют трещины и благодаря этому обладают водопроницаемостью. С глубиной трещиноватость скал уменьшается.

Пригодность скальных грунтов для возведения на них бетонных гравитационных плотин оценивается пределом прочности на сжатие в водонасыщенном состоянии. Исходя из этого, скальные породы могут быть:

- а) слабые по прочности – $5 \text{ МПа} < u_{\text{разр}} < 15 \text{ МПа}$;
- б) средние по прочности – $15 \text{ МПа} \leq u_{\text{разр}} < 40 \text{ МПа}$;
- в) прочные – $u_{\text{разр}} \geq 40 \text{ МПа}$ (где $1 \text{ МПа} = 10 \text{ кгс/см}^2$).

В тех случаях, когда скала в основании гравитационных плотин не удовлетворяет поставленным условиям, ее улучшают.

Для этого выполняют ряд работ, основными из которых будут следующие:

- 1) удаляют верхний слой скалы на глубину 1–3 м, ослабленный процессами естественного выветривания;
- 2) разборный слой скалы снимают до крепких слоев пород без применения взрывчатых веществ;
- 3) трещины в скале расчищают, рыхлый материал из них удаляют, промывают водой и заливают бетоном;
- 4) в сильнотрещиноватых и малопроницаемых зонах скального основания выполняют сплошную (площадную) цементацию. Глубина ее зависит от ослаблений зоны скалы и обычно находится в пределах 3–15 м;
- 5) раздробленные скальные массивы улучшают различного рода связями, сваями, конструкциями. Особенно эффективна такая работа при укреплении берегов.

Характеристики фильтрационного потока (уровни, давления, градиенты, расходы) для плотин I, II и III классов определяют методом ЭГДА или другими методами, рекомендованными нормами.

Для плотин IV класса и при предварительных расчетах плотин I, II и III классов характеристики фильтрационного потока допускается определять приближенными аналитическими методами – коэффициентов сопротивлений и др.

Объемные фильтрационные силы и полное противодавление по контакту следует принимать в расчетах с множителем $\alpha_2 \leq 1$, где α_2 – коэффициент эффективной площади противодавления, а давление воды на основание в верхнем и нижнем бьефах и напорную грань плотины – с множителем $(1 - \alpha_2)$. Для глинистых и скальных грунтов при определении объемных фильтрационных сил и давления воды допускается принимать $\alpha_2 = 0,5$.

12. Противофильтрационное давление и противофильтрационные устройства плотин на скальных основаниях.

Эпюры противофильтрационного давления W_{ϕ} по контакту плотин со скальным основанием при наличии противофильтрационных завес (ПФЗ) и дренажах устройств имеют вид:

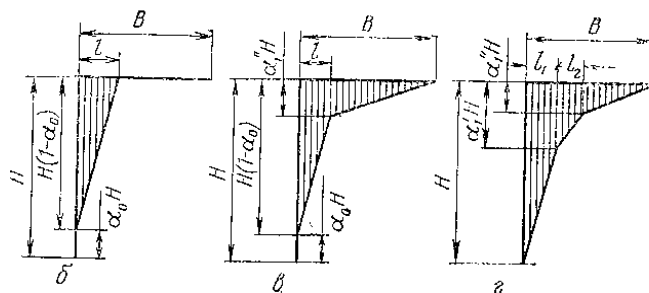


Рисунок 3.14 – К расчету напряжений в бетонных гравитационных плотинах:
а – схема принятых осей координат и напряжений в поперечном профиле; б, в, г – эпюры
фильтрационных противодавлений на подошву плотин при скальных основаниях, соответственно
для плотин высотой $H_{пл} < 25$ м, для плотин высотой $25 \leq H_{пл} < 75$ м и плотин высотой $H_{пл} \geq 75$ м.

H – действующий на плотину нормальный расчетный напор;

α'_1, α''_1 – коэффициенты; $\alpha'_1 = 0.4$; $\alpha''_1 = 0.2$;

l – расстояние от передней грани фундаментной плиты до вертикальной плоскости дренажа;

l_1 – расстояние от передней грани фундаментной плиты до низовой грани завесы;

l_2 – расстояние от низовой грани противофильтрационной завесы до вертикальной плоскости дренажа;

L_0H – величина, учитывающая гидравлические потери напора при движении фильтрационного потока из верхнего бьефа до границы верховой завесы. L_0 изменяется от 0 до $0,05 \div 0,08$.

Суммарное противофильтрационное давление $W = (W_{\phi} + W_{вз}) \alpha_2$

В качестве противофильтрационных мероприятий с целью уменьшения противофильтрационного давления, предотвращения механической суффозии и уменьшения фильтрационных потерь воды устраивают противофильтрационные завесы.

Они представляют собой своеобразную водонепроницаемую стенку в скальном основании, располагаемую вблизи напорной грани плотины. Завесы устраиваются путем нагнетания цементного раствора в скважину пробуренную в скале. Обычно глубина завес колеблется в пределах $(0,5-1)H$ (H – напор), причем меньшее значение характерно для высоких плотин.

Диаметр буровых скважин 56-76 мм. Скважины располагают в 1,2 реже в 3 ряда. Расстояния между скважинами 2,5-4 м, уточняя затем опытным путем. Направление скважин завесы может быть как вертикальное, так и наклонное, чтобы пересечь завесой наибольшее количество трещин и контактов напластований пород.

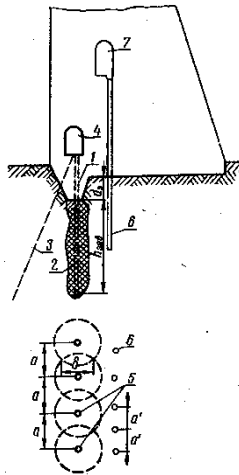


Рисунок 3.15 – Цементационная завеса в основании глухой гравитационной плотины:
 1 – верховой зуб; 2 – вертикальная цементационная завеса; 3 – вариант наклонной цементационной завесы; 4 – цементационная галерея; 5 – скважины цементационной завесы; 6 – скважины дренажа основания; 7 – дренажная галерея

Цементационные работы ведут из специальных галерей, размеры которой назначают исходя из габаритов оборудования и возможности ведения буровых работ. Толщина завесы определяется из условия:

$$I_{\max} = \frac{\Delta \cdot H}{\delta} \leq I_{\text{дол}}; \quad (3.44)$$

где I_{\max} – макс градиент напора в теле завесы;

H – действующий напор;

δ – толщина завесы;

Δ – величина приведенного напора, которая принимается в зависимости от отношения (b/S) .

Где b – ширина плотин; s – глубина завеса

При $b/S=1$ $\Delta=0.75 \div 0,85$.

При $b/S=1 \div 2$ $\Delta=0.7 \div 0,75$.

При $b/S \geq 2$ $\Delta=0.65 \div 0,7$.

При отсутствии дренажа в завесе величина Δ снижается на 20-25%.
 $I_{\text{дол.}}$ (10-20).

Для уменьшения противодиффузионного давления на подошву плотины устраивают дренаж в основании, располагая его за противодиффузионной завесой. Такой дренаж представляет собой буровые скважины $d > 25$ см, расположенные на расстоянии 2..5 м друг от друга. Скважины дренажа продолжают в теле плотины и выводят в дренажную галерею. Дренаж основания работает по принципу самоизливающихся колодцев, вода из которых собирается в отводящие устройств, расположенные в галереи и по трубам отводится в нижний бьеф.

Глубина дренажных скважин составляет 0,5-0,75 глубины завесы и меньшее значение принимается для слаботрешиноватых пород.

Фильтрационные свойства скального основания существенно зависят от напряженно-деформационного состояния. Под действием растягивающих

напряжений могут возникнуть зоны разуплотнения, зоны сжатия могут стать водонепроницаемыми.

В скальных основаниях сложенных легковыщелачиваемыми веществами (гипс, ангидрид, калийная соль) возможна химическая суффозия. Для недопущения деформаций, связанных с химической суффозией, применяют специальные меры – глубокие противофильтрационные завесы, доходящие до нерастворимых пород, наклонные завесы отклоняющие фильтрационный поток, дренажи. Используют также два ряда завес при расстоянии между ними $l < 0,5 (S_1 + S_2)$. Где S_1 и S_2 – глубина соседних завес.

13. Фильтрация в обход ГТС

Бетонные водоподпорные сооружения обычно примыкают своими торцовыми частями (плечами) к берегам или к грунтовым плотинам. В зоне примыкания возникает фильтрационный поток (обходная фильтрация), обтекающая устой и примыкающие к нему сопрягающие стены.

Фильтрационный поток, обтекающий береговой устой, является безнапорным. Обтекающая фильтрация оказывает силовое воздействие на устой, что приводит к увеличению его размеров. Для уменьшения гидростатического давления фильтрационного потока со стороны засыпки необходимо понизить отметки поверхности депрессионной кривой. Это достигается устройством обратных стенок, диафрагмы и устройством дренажа.

Учитывая пространственный характер фильтрационного потока, обтекающего устой, его параметры можно определить используя для сооружений I-II классов метод ЭГДА.

В других случаях применяют упрощенный метод расчета, при котором принимают плоскую схему по контакту тыловой поверхности устоя с грунтом засыпки. В грунтовых плотинах линию контакта называют обходным контуром устоя.

Задача безнапорной фильтрации в обход устоя сводится к построению опоясывающей устой кривой депрессии.

Расчет ведут по схеме однородной плотины с дренажем или без него.

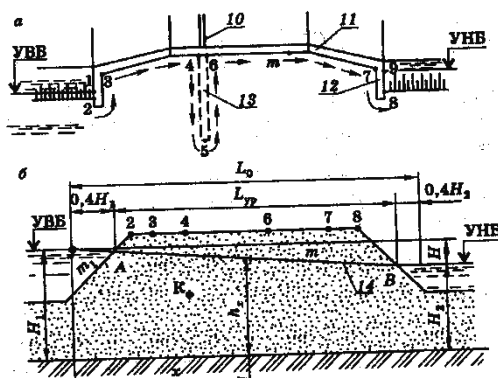


Рисунок 3.16 – План устоя с примыкающими к нему сопрягающими стенками и с диафрагмой (а) и схема для расчетов по упрощенному методу Р.Р.Чугаева (б):
1...9 – развертка устоя; 10 – затвор; 11 – устой; 12 - обратная стенка; 13 – диафрагма;
14 – кривая депрессии.

Чтобы построить кривую депрессии воспользуемся формулой Дюпийи:

$$h_x = \sqrt{H_1^2 - x \frac{H_1^2 - H_2^2}{L_0}} \quad (3.45)$$

где h_x и x – координаты кривой депрессии,

$L_0 = L_{yp} + 0,4(H_1 + H_2)$ – ширина грунтового массива,

L_{yp} – горизонтальное расстояние между уровнями воды.

Удельный расход:
$$q = \frac{k_{\phi} (H_1^2 - H_2^2)}{2L_{расч}} \quad (3.46)$$

Тема № 4

Грунтовые плотины и плотины из других местных материалов

1. Плотины из грунтовых материалов.
2. Грунты для тела плотины и основания.
3. Выбор створа плотины.
4. Проектирование поперечного профиля грунтовой плотины.
5. Крепление откосов грунтовых плотин.
6. Противофильтрационные и дренажные устройства в теле и основании грунтовых плотин.
7. Фильтрация в грунтовых плотинах и ее расчет.
8. Расчет устойчивости откосов грунтовых плотин.
9. Расчет осадок тела и основания грунтовых плотин.
10. Каменно-набросные плотины.
11. Каменно-грунтовые плотины.
12. Плотины из других местных строительных материалов.

1. Плотины из грунтовых материалов

Материалы, добываемые на месте строительства, не требующие планируемых перевозок, называют местными. К этому виду материалов относят и грунты, из которых возводят сооружения или используют в качестве оснований.

Под грунтом понимают естественные образования, расположенные в верхнем слое земной коры, образовавшиеся в результате химического и физического выветривания горных пород. Плотина, тело которой более чем на 50 % (по объему) возводится из грунта методом послойной отсыпки насухо с механическим уплотнением, называется грунтовой.

Плотина, тело которой более чем на 50 % (по объему) возводится из грунтов методом гидромеханизации, называется грунтовой намывной.

В гидротехнической практике для возведения плотин применяют и камень – местный строительный материал, искусственно получаемый из горных пород путем их дробления. Плотины, возведенные из камня, называются каменными.

Плотина, тело которой более чем на 50 % состоит из гравийно-галечниковых грунтов или горной массы скальных или полускальных грунтов, называется каменно-грунтовой.

Грунтовые плотины представляют собой насыпи в виде трапеции, выполненные из грунтов как строительных материалов (рис. 4.1).

Их используют как водоподпорные сооружения, не допускающие перелива воды через гребень – глухие плотины.

Особенность грунтовых плотин состоит в том, что они пропускают через себя воду. В теле плотины движется безнапорный фильтрационный поток, имеющий свободную поверхность – депрессионную поверхность, кривая же свободной поверхности называется депрессионной кривой. Грунтовые плотины находят самое широкое распространение в различных областях строительства (гидроэнергетике, гидромелиорации, водоснабжении,

рыборазведении, борьбе с наводнениями). Разновидностью грунтовых плотин служат дамбы обвалования, насыпи на каналах, валы, имеющие значительное распространение в гидромелиорации.

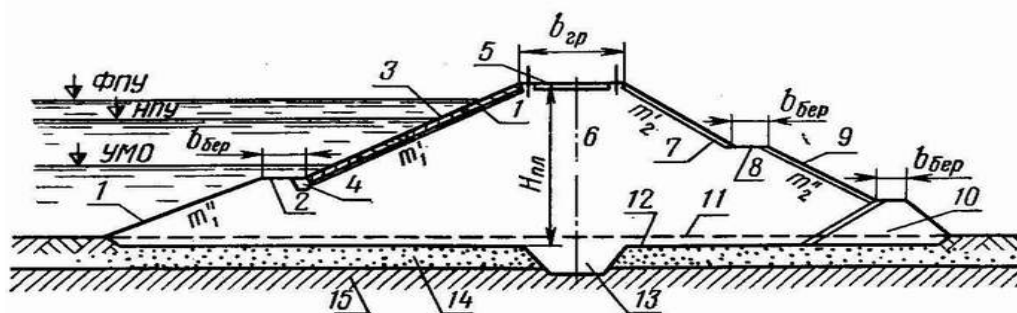


Рисунок 4.1 – Поперечный профиль грунтовой плотины: 1 – верховой откос; 2 – берма верхового откоса; 3 – крепление верхового откоса; 4 – упор крепления; 5 – гребень плотины; 6 – тело плотины; 7 – низовой откос; 8 – берма низового откоса; 9 – крепление низового откоса; 10 – дренаж; 11 – естественная поверхность грунта; 12 – основание плотины; 13 – замок; 14 – водопроницаемый слой основания; 15 – водонепроницаемый слой основания – водопупор

Основное и существенное преимущество грунтовых плотин состоит в том, что для их возведения используется местный строительный материал. Они получили широкое распространение благодаря следующим преимуществам: 1) возведение их возможно в любых географических районах (в сейсмических условиях они не теряют прочности и устойчивости); 2) для возведения плотин применимы практически любые грунты; 3) все процессы, связанные с укладкой грунта в тело плотины, механизированы; 4) грунт тела плотины не теряет своих свойств со временем; 5) грунтовые плотины можно возводить практически любой высоты.

Недостатки грунтовых плотин: 1) невозможность сброса воды непосредственно через плотину; 2) наличие в теле плотины фильтрационного потока, потенциально создающего условия для деформации тела плотины; 3) большие фильтрационные потери воды при некоторых грунтах, что заставляет применять специальные противофильтрационные устройства; 4) неравномерная осадка по поперечному профилю плотины.

Грунтовые плотины классифицируют:

по способу возведения:

- 1) насыпные, с искусственным уплотнением грунта;
- 2) насыпные, без уплотнения с отсыпкой насухо;
- 3) с отсыпкой грунта в воду;
- 4) насыпные, образованные при помощи направленного взрыва;
- 5) намывные, возводимые с помощью гидромеханизации:

по конструкции тела плотины: из однородного грунта; из неоднородного грунта; с экраном из негрунтовых материалов; с экраном из грунта; с ядром; с диафрагмой (рис. 4.2).

По классу грунтовые плотины определяются высотой и грунтом основания (табл. 4.1).

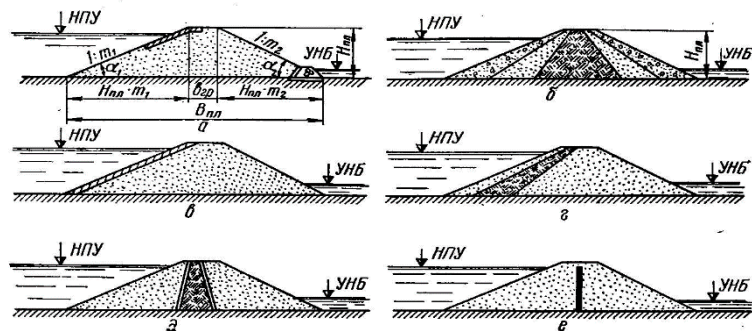


Рисунок 4.2 – Типы грунтовых плотин:
 а – из однородного грунта; б – из неоднородного грунта;
 в – с экраном из негрунтовых материалов; г – с экраном из грунтовых
 материалов; д – с ядром; е – с диафрагмой

Таблица 4.1 – Классы плотин из грунтовых материалов

Виды грунтов основания	Классы сооружений			
	I	II	III	IV
	Высота сооружения, м			
Скальные	Более 100	70–100	25–70	Менее 25
Песчаные, крупнообломочные, глинистые в твердом состоянии	Более 75	35–75	15–35	Менее 15
Глинистые, водонасыщенные и в пластичном состоянии	Более 50	25–50	15–25	Менее 15

По конструкции противофильтрационных устройств в основании: с замком, с зубом, с диафрагмой, с зубом и диафрагмой, с инъекционной завесой, с инъекционной висячей завесой, с понуром (рис. 4.3).

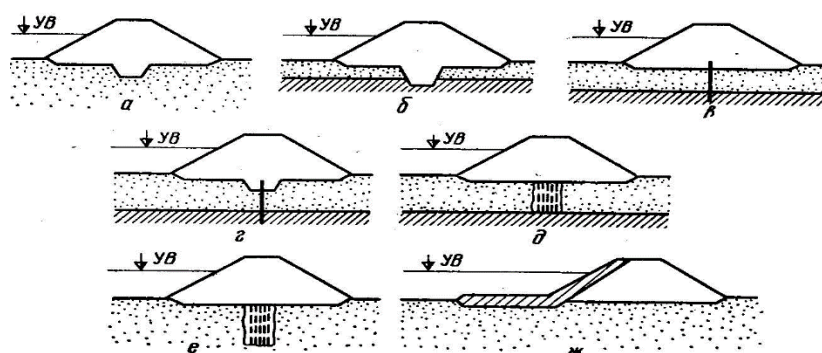


Рисунок 4.3 – Противофильтрационные устройства в основании грунтовых плотин:
 а – зуб; б – замок; в – диафрагма (обычно шпунтовая стенка); г – висячая инъекционная
 завеса; д – инъекционная завеса, возведенная до водоупора; е – диафрагма в сочетании с
 зубом; ж – понур в сочетании с экраном

2. Грунты для тела плотины и основания

Грунты как строительный материал должны обладать:

1) прочностью, характеризующейся сдвиговыми показателями (угол внутреннего трения φ , сцепление c);

2) водостойчивостью, характеризующейся степенью растворения грунта в воде;

3) водопроницаемостью, характеризующейся коэффициентом фильтрации.

По условиям размещения грунта в поперечном профиле плотины можно выделить три характерные части:

1) основную часть, выполняющую роль массива, обеспечивающую устойчивость всего водоподпорного сооружения и поддерживающую заданные уровни воды в верхнем бьефе;

2) часть поперечного профиля плотины, занятую противofильтрационными устройствами – ядрами, экранами, понурами, замком и др.;

3) часть поперечного профиля, занятую дренажем.

Грунты каждой из этих частей поперечного профиля плотины, исходя из тех задач, которые они выполняют, должны отвечать различным требованиям. В основной части профиля используют практически все виды нескальных грунтов, а также отходы металлургической промышленности и тепловых электростанций. Для противofильтрационных устройств применяют грунты маловодопроницаемые – суглинки, глины, торф, искусственные грунтовые смеси – глинобетон. Для дренажей применяют несвязные грунты с повышенным K_f – пески, гальку, гравий, щебень, песчано-гравийные смеси, камень.

Грунтовые плотины возводят на любых грунтах, залегающих в основании, при всестороннем учете их свойств. К ним предъявляют такие же требования, как и к грунтам плотины.

При залегании в основании иловатых и переувлажненных глинистых грунтов следует предусматривать дренирование, а также ограничить интенсивность возведения плотины. При незначительной их мощности целесообразно такие грунты удалять и плотину возводить на хороших грунтах.

Торф допускается оставлять в основании при степени его разложения не менее 50 %, при этом следует учитывать повышенную осадку его при определенном гребне плотины. Грунты с неразложившейся корневой системой, а также имеющие ходы землеройных животных, удаляют из основания.

3. Выбор створа плотины

На положение створа плотины влияет ряд факторов, к числу которых можно отнести следующие:

- топографические, определяющие длину плотины и ее высоту. При прочих равных условиях створ плотины располагают в наиболее узком месте долины, нормально к горизонталям. В этом случае будет наименьший объем работ;

- инженерно-геологические и гидрогеологические условия, оцениваемые прочностными характеристиками грунтов, их напластованием и водопроницаемостью;

- гидрологические, связанные с решением вопроса о положении водохранилища и расходе, сбрасываемом в период половодья или паводка.

Створ плотины следует выбирать на основании технико-экономического сравнения вариантов в увязке с компоновкой гидроузла и в зависимости от топографических, гидрологических и инженерно-геологических условий площадки строительства и требований охраны природной среды.

При этом следует учитывать:

- необходимость расположения водопропускных сооружений таким образом, чтобы исключить возможность опасных размывов берегов и подмыва плотины при сбросе воды в нижний бьеф и отложения продуктов размыва в размерах, ухудшающих условия гидроузла;

- возможность пропуска воды через створ плотины в период ее строительства, а также возможность прокладки по плотине и на подходах к ней дорог различного назначения, как в период строительства, так и в период эксплуатации;

- целесообразность включения перемычек (банкетов), необходимых для перекрытия русла реки в период строительства гидроузла, в тело плотины;

- возможность временной эксплуатации в период строительства при частично заполненном водохранилище;

- режим расходов и уровней водотока;

- условия пропуска льда, наносов, леса, судов, рыбы и другие специальные требования, предъявляемые к проектируемому объекту;

- возможность образования незамерзающей зимой полыньи в нижнем бьефе и ее влияние на повышение влажности воздуха и туманообразование на прилегающей территории.

Створ плотины целесообразно выполнять одновременно с трассировкой водосбросного тракта.

В процессе изыскания намечают несколько створов. Створ будущей плотины выбирают с учетом перечисленных факторов и на основе результатов технико-экономического сравнения вариантов.

Для принятого створа делают продольный профиль с фиксацией отметок поверхности земли на пикетах и промежуточных точках.

При проектировании плотин учитывают и форму речных долин, в которых наблюдается два характерных участка: русловой, где протекает вода в меженное время, и пойменный, затапливаемый в паводок. В горных районах обычно пойменные участки отсутствуют.

Тип и конструкцию плотины следует выбирать на основании технико-экономического сравнения вариантов, учитывающих технологию строительных работ, а также общую компоновку гидроузла. Сравнимые варианты должны иметь одинаковую степень проработанности и надежности. Для возведения плотины из грунтовых материалов необходимо максимально использовать грунты, полученные из полезных выемок, если их физико-

механические свойства соответствуют предъявляемым требованиям. Класс плотин следует определять в соответствии с ТКП 45-3.04-169.

4. Проектирование поперечного профиля грунтовой плотины

Проектирование профиля начинают с гребня плотины, который, как правило, используется для проезда автотранспорта. Ширина гребня зависит от категории дороги, ее принимают по СТБ-1300.

Основные параметры автодорог приведены в табл. 4.2.

Таблица 4.2 – Параметры гребня проезжей части плотины

Показатели, м	Категория дороги					
	I	II	III	IV	V	VI
Ширина грунтового полотна	Более 27,5	15	12	10	8	6,5
Ширина проезжей части	Более 15	7,5	7	6	4,5	3,5
Ширина обочин	3,75	3,75	2,5	2	1,75	1,5

Если по гребню нет проезжей части, его ширину принимают больше или равной 4,5 м для низких и средней высоты плотин и 6 м – для высоких плотин. По краям обочин устанавливают ограждения – тумбы, столбы, надолбы, парапеты, низкие стенки – для предупреждения съезда автотранспорта с насыпи. Пример устройства ограждающих конструкций приведен на рис. 4.4.

Проезжую часть дороги покрывают одеждой, в состав которой входят покрытие и основание. Тип покрытия зависит от категории дороги. В основании покрытия укладывают песчаные или гравийные грунты. Они необходимы для более равномерного распределения давлений от сосредоточенных грузов и для быстрого отвода воды за пределы проезжей части. Пример конструкции гребня плотины с устройством на нем дороги с покрытием их булыжной мостовой приведен на рис. 4.5.

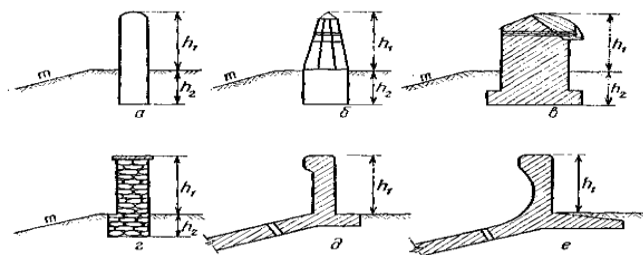


Рисунок 4.4 – Ограждения на гребне плотины:

- a* – деревянные столбы-надолбы; *б* – железобетонные столбы-надолбы;
- в* – железобетонные брусья на массивных опорах; *г* – парапет из каменной кладки (кирпичной кладки); *д* – железобетонный (бетонный) парапет; *е* – парапет – ограничитель наката

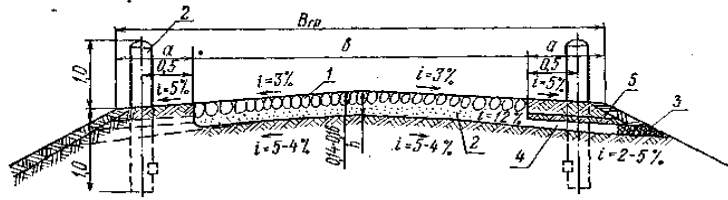


Рисунок 4.5 – Булыжная мостовая по гребню плотины:
 1 – одиночная мостовая; 2 – слой крупного песка, $\delta = 15\text{--}20$ см;
 3 – обратный фильтр; 4 – дренажная воронка; 5 – дерн травой вниз

Превышение отметки гребня плотины над уровнем воды в водохранилище определяется в соответствии с требованиями, изложенными в справочнике по гидротехническим сооружениям под редакцией В. П. Недриги.

$$h_s = \Delta h_{set} + h_{run1\%} + a, \quad (4.1)$$

где Δh_{set} – ветровой нагон в верхнем бьефе;

$h_{run1\%}$ – высота наката ветровых волн обеспеченностью 1 %;

a – конструктивный запас по высоте плотины (принимается равным 0,5–1,0 м в зависимости от класса плотины).

Расчет выполняется для двух расчетных случаев:

а) когда уровень воды в водохранилище находится на отметке НПУ, тогда определяется превышение $h_s^{нпу}$ м;

б) когда уровень воды в водохранилище находится на отметке ФПУ, тогда определяется превышение $h_s^{фпу}$ м.

Для двух расчетных случаев по нижеизложенной методике определяют высоту наката и нагона волны. Окончательную отметку гребня плотины $\nabla_{ГП}$ выбирают как наибольшую из двух случаев.

$$\left. \begin{aligned} \nabla_{ГП} &= \nabla_{НПУ} + h_s^{нпу} \\ \nabla_{ГП} &= \nabla_{ФПУ} + h_s^{фпу} \end{aligned} \right\} \quad (4.2)$$

Высоту нагона волны определяем по формуле

$$\Delta h_{set} = k_w \cdot \frac{v_w^2 \cdot L}{g \cdot H} \cdot \cos \beta, \quad (4.3)$$

где k_w – коэффициент, принимаемый при $v_w = 20, 30, 40, 50$ м/с, соответственно $k_w \cdot 10^6 = 2,1; 3,0; 3,9; 4,8$ (для промежуточных значений v_w значение k_w можно определять линейной интерполяцией);

L – длина водохранилища по направлению господствующих ветров, м;

g – ускорение свободного падения;

H – глубина воды в верхнем бьефе, м;

β – угол направления господствующих ветров.

Высоту наката волны определяем по формуле

$$h_{run1\%} = K_p \cdot K_r \cdot K_{sp} \cdot K_{run} \cdot h_{1\%}, \quad (4.4)$$

где K_p, K_r – коэффициенты шероховатости и проницаемости верхового откоса, определяются по табл. 4.3;

K_{sp} – коэффициент, зависящий от пологости верхового откоса и скорости ветра, определяется по табл. 4.4;

K_{run} – коэффициент, зависящий от параметров волны, определяется по графику рис. 78;

$h_{1\%}$ – высота волны 1%-ной обеспеченности;

r – средний размер шероховатости, равный среднему диаметру зерен d_{50} материала крепления откоса или среднему размеру бетонных (железобетонных) блоков.

Таблица 4.3 – Значения коэффициентов K_r , K_p

Конструкция крепления откоса	Относительная шероховатость, $r/h_{1\%}$	Коэффициент K_r	Коэффициент K_p
Бетонные (железобетонные плиты)	–	1	0,9
Гравийно-галечное, каменное или крепление бетонными блоками	0,002	1	0,9
	0,005–0,01	0,95	0,85
	0,02	0,9	0,8
	0,05	0,8	0,7
	0,1	0,75	0,6
	0,2	0,7	0,5

Примечание. φ – угол наклона откоса к горизонту, град.

Таблица 4.4 – Значения коэффициента K_{sp}

Значение $m_1 = \text{ctg}\varphi$	0,4	0,4–2	3–5	Более 5
Коэффициент:				
при скорости ветра 20 м/с и более	1,3	1,4	1,5	1,6
при скорости ветра 10 м/с и менее	1,1	1,1	1,1	1,2

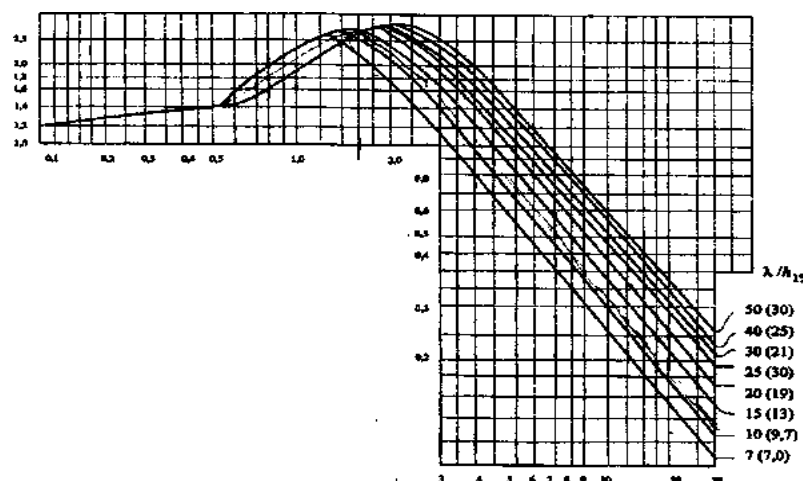


Рисунок 4.6 –График значений коэффициента K_{run}

Для определения коэффициента K_{run} и высоты волны $h_{1\%}$ определяют безразмерные коэффициенты по формулам:

$$\xi = \frac{g \cdot L}{v_w^2}; \quad (4.5)$$

$$\tau = \frac{g \cdot t}{v_w}, \quad (4.6)$$

где t – продолжительность действия ветра, равная 6 ч, или 21 600 с.
По огибающей кривой (рис. 4.7) находим значения коэффициентов ε и η .

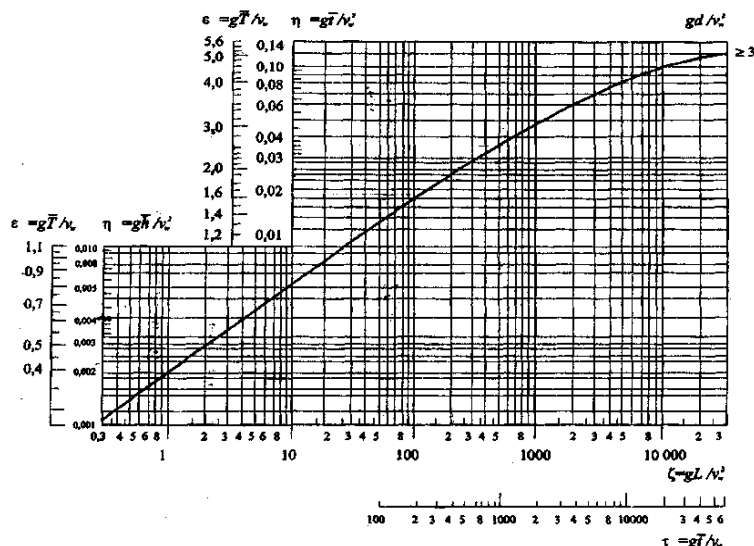


Рисунок 4.7 – График для определения ветровых волн в глубоководной зоне

По наименьшим их значениям определяются:

- период волны

$$T = \frac{\varepsilon \cdot v_w}{g}; \quad (4.7)$$

- высота волны

$$h_{\text{ГЛ}} = \frac{\eta \cdot v_w^2}{g}; \quad (4.8)$$

- длина волны

$$\lambda_{\text{ГЛ}} = \frac{g \cdot T^2}{2 \cdot \pi}. \quad (4.9)$$

Для определения $h_{1\%}$ проверяем наличие мелководной или глубоководной зоны. Если $H \leq 0,5 \cdot \lambda_{\text{ГЛ}}$, то зона мелководная и расчетная высота волны, ее средняя длина определяются по зависимостям:

$$h_{1\%} = B \cdot h_{\text{ГЛ}}; \quad (4.10)$$

$$\lambda = \lambda_{\text{ГЛ}} \cdot \alpha \quad (4.11)$$

Значение коэффициентов B и α определяем по графику рис. 4.8.

Если $H \geq 0,5 \cdot \lambda_{\text{ГЛ}}$, то зона глубоководная, высота волны $h_{1\%}$ и средняя длина волны определяются из условия

$$h_{1\%} = h_{\text{ГЛ}} \cdot K_i \quad \left. \vphantom{h_{1\%} = h_{\text{ГЛ}} \cdot K_i} \right\}$$

$$\lambda = \lambda_{ггЛ} \quad , \quad (4.12)$$

где K_i – коэффициент, определяемый по графику рис. 4.9, в зависимости от значения $\frac{g \cdot L}{v_w^2}$ и расчетной обеспеченности высоты волны.

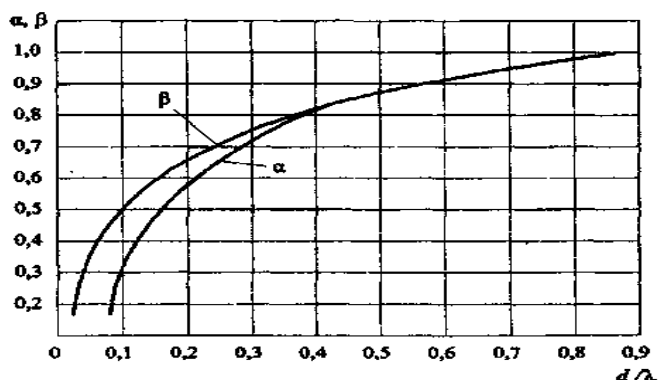


Рисунок 4.8 – Зависимость коэффициентов мелководной зоны

При креплении верхового откоса железобетонными или бетонными плитами принимается кривая, соответствующая 1%-ной обеспеченности, а при креплении каменной наброской или мощением принимается кривая обеспеченности, соответствующая 2%-ной обеспеченности.

Возвышение гребня плотины в этом случае принимают на 0,3 м над НПУ или отметке ФПУ, причем выбирают высшую из них.

Заложение откосов плотины следует выбирать исходя из условий их устойчивости с учетом:

- физико-механических характеристик грунтов откосов и основания;
- действующих на откосы сил;
- высоты плотины;
- производства работ и условий эксплуатации.

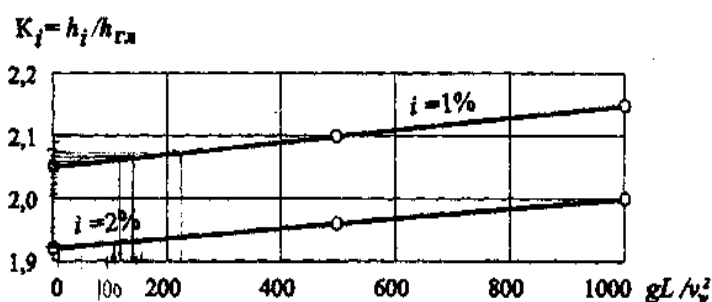


Рисунок 4.9 – График значений K_i

Поперечный профиль плотины должен быть устойчивым и экономичным. Заложение откосов назначают предварительно, основываясь на опыте строительства и эксплуатации плотин, затем проверяют расчетом и уточняют. Средний по высоте коэффициент заложения откоса m грунтовых плотин можно принимать по табл. 4.5.

Таблица 4.5 – Значения коэффициентов заложения откосов для грунтовых плотин

Откос	Высота плотины, м				
	5	5–10	10–15	15–20	Более 50
Верховой	2,0–2,5	2,25–2,75	2,5–3,0	3,0–4,0	4,0–5,0
Низовой	1,75–2,0	1,75–2,25	2,0–2,5	2,5–4,0	4,0–4,5

Заложение верхового откоса обозначаем m_1 , а низового – m_2 . Чтобы уменьшить объем насыпи, заложение откосов плотин средних и высоких целесообразно принимать переменными по высоте, увеличивая m к основанию. Вместо изменения заложения откосов часто выполняют бермы, которые служат местом упора крепления откосов и необходимы по условиям производства работ и эксплуатации. На низовых откосах бермы размещают через 10–15 м по высоте плотины, увеличивая это расстояние в высоких плотинах. Ширина бермы равна 3 м и более. Часто по берме прокладывают строительные дороги, а в отдельных случаях и постоянные.

Для сбора стекающей по откосу воды бермам придают обратный уклон $i_6 = 0,1$, а на внутренней ее стороне устраивают кювет или лоток для отвода воды в нижний бьеф.

Устройство бермы не должно увеличивать среднее заложение откоса против определенного по расчету.

5. Крепление откосов грунтовых плотин

Верховые откосы плотин подвержены разрушительным воздействиям волн, льда, течений воды и др. Для защиты откосов от разрушения применяют крепление, состоящее из покрытия, воспринимающего силовые воздействия, и подготовки, укладываемой обычно по типу обратных фильтров.

Крепление верховых откосов делится на основное покрытие, располагаемое в зоне максимальных волновых и ледовых воздействий, и облегченное. Верхнюю границу основного крепления обычно доводят до гребня плотины или заканчивают отметкой $\nabla \text{ВГК} = \nabla \text{НПУ} + h_n$.

Нижнюю границу крепления заглубляют под УМО на величину $2h_{1\%}$ (где $h_{1\%}$ – высота волны 1%-ной обеспеченности при УМО). При этом граница крепления должны быть ниже УМО не менее чем на $1,5t_{л}$, где $t_{л}$ – толщина льда.

Защитное покрытие верховых откосов выполняют из бетона и железобетона, камня, асфальта и биологическое. Бетонное и железобетонное крепление выполняют сборным и монолитным. По условиям статической работы монолитное крепление предпочтительнее, оно дешевле. Сборное крепление выполняют в виде плит, размеры которых нестандартизированы (рис. 4.10). Толщину плит определяют по формуле

$$\delta = 0,07 \eta h \frac{\gamma_6}{\gamma_6 - \gamma_в} \sqrt[3]{\frac{\lambda}{B} \sqrt{\frac{m_1^2 + 1}{m_1}}}, \quad (4.13)$$

где B – размер плиты или карты нормально к урезу воды;

η – коэффициент, для сборных плит принимаемый равным 1,1, для монолитных – 1,0;

h – высота волны;

$\gamma_в, \gamma_6$ – объемная масса воды и бетона;

λ – длина волны;

m_1 – заложение верхового откоса.

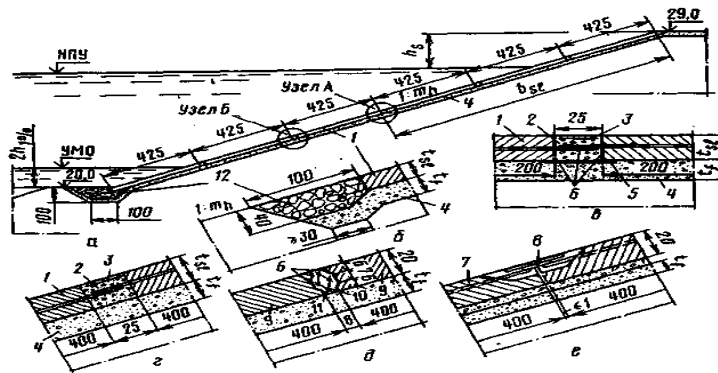


Рисунок 4.10 – Конструкция крепления откоса сборными железобетонными плитами:
 а – разрез крепления; б – вариант крепления откоса без берм; в – поперечный температурно-осадочный шов (продольные швы – узел А, выполняют аналогично); г – омоноличенный стык жестко соединенных плит (узел Б); д – омоноличенный стык шарнирно соединенных плит; е – шарнирное соединение плит с открытыми швами;
 1 – плиты ПКП-II; 2 – бетон; 3 – сетка из стержней диаметром 8 мм через 0,2 м; 4 – фильтровая подготовка; 5 – битумный мат $t = 1$ см; 6 – окраска битумом в два слоя; 7 и 9 – плиты ПКП-III и ПКП-IV; 8 – хомут диаметром 18 мм; 10 – арматура диаметром 6 мм; 11 – бетон с мелким заполнителем; 12 – упорная призма из камня размером 12–15 см (размеры в сантиметрах)

Обычно размер сборных плит не превышает 5 м, толщина – не более 20 см. Укладка плит на откосе, не соединенных между собой арматурой, применяется сравнительно редко. Чаще плиты объединяют в карты больших размеров, швы между ними замоноличивают. Между картами устраивают деформационные швы, воспринимающие деформации от температурных воздействий.

Монолитное железобетонное крепление откосов следует проектировать, как правило, в виде секций размером не более 45 Ч 45 м каждая, разделенных между собой температурными поперечными и осадочными продольными швами.

Каменные крепления бывают двух видов: наброска и мостовая (рис. 4.11). Наброску выполняют, как правило, из несортированного камня. Массу отдельных камней, устойчивых при волновом воздействии, определяют по формуле

$$Q_K = \eta \mu \frac{\gamma_K \gamma_B h^2 \lambda}{(\gamma_K - \gamma_B) \sqrt{1 + m_1^2}}, \quad (4.14)$$

где η – коэффициент запаса, равный для наброски из сортированного камня 1,5, несортированного – 2,0;

μ – числовой коэффициент, равный для наброски из камня 0,025;

γ_K – объемная масса камня.

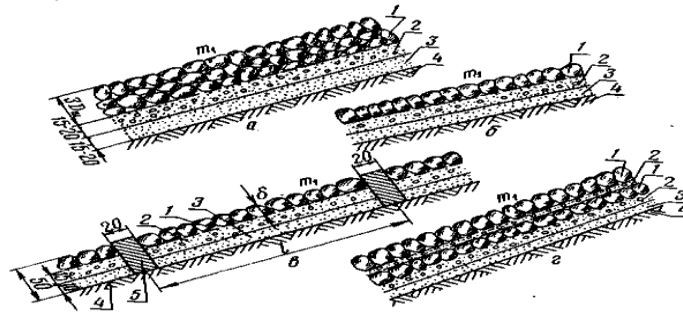


Рисунок 4.11 – Крепление верхних откосов камнем:
a – каменная наброска; *б* – одиночная мостовая; *в* – одиночная мостовая в клетках;
г – двойная мостовая; 1 – камень; 2, 3 – слои обратного фильтра; 4 – грунт тела плотины;
 5 – армированные бетонные блоки

Толщину каменной наброски можно определить по формуле

$$t_n = 2,7 \sqrt[3]{Q_k} \quad (4.15)$$

Мостовую для крепления откосов выполняют так же, как и в дорожных покрытиях. Она может быть одиночной и двойной. Толщину камней (размер нормально к откосу), устойчивых против воздействия, определяют по формуле

$$t_n = 1,7 h \frac{\gamma_B}{\gamma_K - \gamma_B} \frac{\sqrt{1+m^2}}{m(m+2)} \quad (4.16)$$

При креплении камнем или бетонными и железобетонными плитами сначала выполняют подготовку, которая может быть выравнивающая и фильтровая. Выравнивающую подготовку выполняют из крупного песка, гравия или щебня слоем не менее 10 см.

Фильтровая подготовка предупреждает возникновение опасных фильтрационных деформаций. Она выполняется как однослойной, так и многослойной. Диаметр частиц подготовки и ее толщину определяют расчетом.

Для повышения устойчивости крепления применяют упоры, располагая их в местах перехода к неукрепленному откосу и на бермах (рис. 4.12).

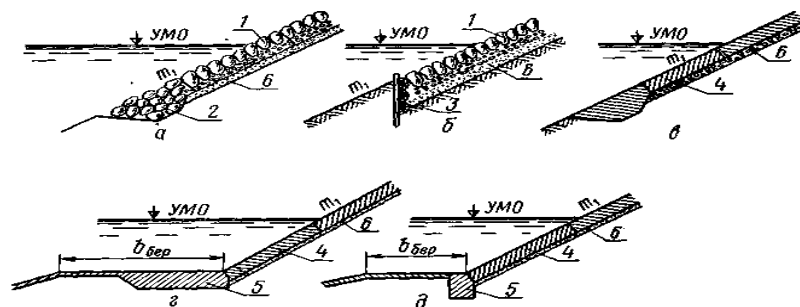


Рисунок 4.12 – Конструкции упоров: *a*, *б*, *в* – на откосе; *г*, *д* – на берме;
 1 – мостовая; 2 – каменный упор; 3 – деревянный упор (стенка);
 4 – железобетонные плиты; 5 – бетонный упор; 6 – подготовка под покрытие

Они препятствуют оползанию откосного крепления и предохраняют его нижнюю часть от подмыва. Выполняют упоры из бетона (монокричного или сборного).

При невысоких плотинах применяют крепление откосов асфальтобетоном. Толщина покрытия составляет 4–8 см.

Биологическое крепление верхового откоса выполняется в виде посадок ивняка.

Растительные насаждения надежно защищают откос, если посадочный материал доброкачественный и все выполнено в срок и соблюдены правила посадки.

Низовые откосы плотин защищают от атмосферных воздействий посевом многолетних трав по слою растительного грунта толщиной 0,2–0,3 м, залужением в дерновых клетках или сплошной одерновкой (рис. 4.13).

В зоне жаркого климата и сильных ветров низовые откосы защищают слоем гравия или щебня толщиной 0,15–0,20 м.

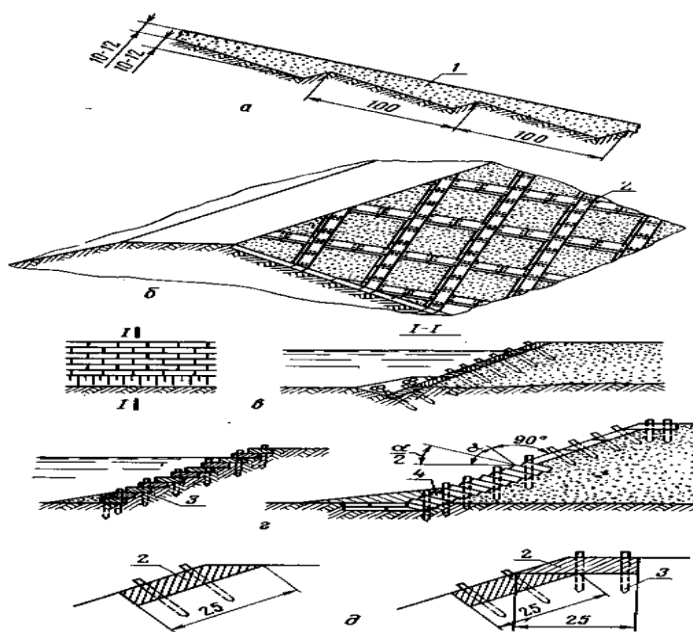


Рисунок 4.13 – Крепление низового откоса: *а* – залужение; *б* – залужение в дерновых клетках; *в* – сплошное дерновое крепление; *г* – дерновое крепление уступами; *д* – крепление бровки дерновым поясом; *1* – слой растительного грунта; *2* – дернины, прикрепленные деревянными спицами; *3* – дернины, уложенные уступами; *4* – дернины, уложенные в стенку (кладка)

6. Противофильтрационные и дренажные устройства в теле и основании грунтовых плотин

Противофильтрационные устройства применяют в плотинах из сильноводопроницаемых грунтов и в водопроницаемых основаниях, если необходимо уменьшить фильтрационный расход или градиенты фильтрационного потока с целью недопущения фильтрационных деформаций.

Противофильтрационные устройства следует выбирать в зависимости от вида грунтовой плотины, характеристик грунта тела и основания, наличия необходимых грунтовых или негрунтовых материалов для противофильтрационных устройств, высоты плотины, положения водопора в

основании плотин и условий производства работ на основании технико-экономического сопоставления вариантов.

Размеры противофильтрационных устройств определяют расчетом и корректируют затем по условиям производства работ при выполнении их механизированным способом. Считается, что толщина вертикальных или круто наклоненных противофильтрационных устройств по верху (ядер, экранов, замков, зубьев и др.) по производственным условиям не должна быть менее 0,8 м, а горизонтальных или слабо наклоненных, например, понуров, – 0,5 м.

Толщина противофильтрационных элементов по низу принимается такая, чтобы градиенты напора фильтрационного потока удовлетворяли критерию фильтрационной прочности.

Расчеты фильтрационной прочности следует выполнять исходя из наибольшего напора, действующего на плотину.

При оценке фильтрационной прочности необходимо выполнять условие

$$I_d = I_{кр}/K_n, \quad (4.17)$$

где I_d – действующий средний градиент напора в расчетной области фильтрации;

$I_{кр}$ – критический средний градиент напора, принимаемый на основании исследований грунта (ТКП 45-3.04-150);

K_n – коэффициент надежности по ответственности сооружения (ТКП 45-3.04-150).

Толщину грунтовых противофильтрационных элементов рассчитывают по допускаемым градиентам напора, а в некоторых случаях по ограничению фильтрационных расходов. Для ядер и диафрагм на основании опыта строительства принимают $J_{кр} = 8...12$ (большее для глин, меньшее для суглинков). Для глинистых понуров $J_{кр} = 4...6$. Отсюда толщина противофильтрационного элемента определяется по формуле

$$\delta \geq \frac{\Delta H}{J_{ед}}, \quad (4.18)$$

где ΔH – разность напоров перед противофильтрационным элементом и за ним;

$J_{ед}$ – допустимый градиент фильтрации через противофильтрационный элемент.

Верх противофильтрационных элементов (ядер, экранов) назначают выше ФПУ на высоту наката волны, и в то же время расстояние до гребня плотины должно быть не менее глубины промерзания.

Противофильтрационные устройства в основании (замки, зубья) выполняют глубиной до 3–5 м. При необходимости иметь большую глубину применяют шпунтовые стенки.

В качестве противофильтрационных устройств в грунтовых плотинах можно использовать и пленочные полимерные материалы. Рекомендуется применять виниловые и стабилизированные полиэтиленовые пленки толщиной не менее 0,5–2,0 мм. Они достаточно прочны и хорошо свариваются.

В грунтовых плотинах высотой более 6–8 м, как правило, устраиваются дренажи. Они служат для понижения кривой депрессии и предотвращения выхода фильтрационного потока на низовой откос и отвода профильтровавшейся воды в нижний бьеф. Состоит дренаж из двух частей: приемной и отводящей, выполняется в виде обратного фильтра. Нормальная работа дренажа обеспечивается, если приемная часть его расположена выше уровня воды в нижнем бьефе. Начало дренажа располагают на таком расстоянии от подошвы плотины низового откоса, чтобы было обеспечено расстояние от кривой депрессии до плоскости низового откоса более глубины промерзания.

Практика гидротехнического строительства выработала довольно много конструкций дренажей (рис. 4.14).

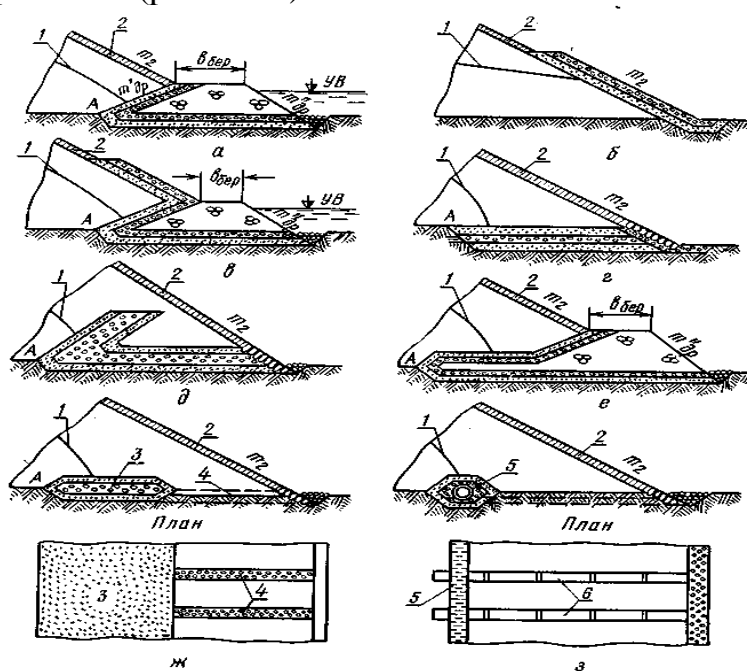


Рисунок 4.14 – Дренажи грунтовых плотин:

- a* – дренажная призма; *б* – наклонный дренаж; *в* – дренажная призма в сочетании с наклонным дренажем; *г* – плоский (горизонтальный) дренаж; *д* – наклонно-плоский дренаж; *е* – дренажная призма в сочетании с плоским дренажем; *ж* – ленточный дренаж; *з* – трубчатый дренаж; 1 – кривая депрессии; 2 – крепление низового откоса; 3 – приемная часть ленточного дренажа; 4 – отводящая часть ленточного дренажа; 5 – перфорированные трубы (приемная часть трубчатого дренажа); 6 – отводящая часть дренажа

Основные из них следующие:

1) наклонный дренаж – предохраняет низовой откос от деформации в месте выхода фильтрационного потока;

2) банкетный дренаж (дренажная призма) – обычно $m_3 = 1,5$, а $m_4 = 1,25$ – работает при всех уровнях воды в нижнем бьефе, от гребня выше уровня воды в НБ;

3) плоский горизонтальный дренаж – выполняется в виде постели, когда нет воды в нижнем бьефе;

4) трубчатый дренаж – выполняют из гончарных, перфорированных бетонных или асбестоцементных труб, уложенных с уклоном параллельно подошве откоса и обсыпанных обратным фильтром;

5) комбинированный дренаж – представляет собой одну из возможных комбинаций дренажей, рассмотренных выше.

Градиенты напора при подходе к дренажу возрастают, в результате чего могут появиться фильтрационные деформации. Для предотвращения деформаций дренажи защищают обратными фильтрами из грунта или искусственных минеральных материалов. Фильтры подбирают при известных характеристиках защищаемого грунта и слоев фильтра, а также используют показатели кривых гранулометрического состава. Выбор типа дренажа зависит от технико-экономических расчетов.

7. Фильтрация в грунтовых плотинах и ее расчет

Под действием напора, создаваемого плотиной, происходит фильтрация воды из верхнего бьефа в нижний, как через тело плотины, так и через основание, если оно водопроницаемо.

В результате фильтрации часть тела плотины насыщается фильтрующейся водой, свободную поверхность которой называют депрессионной поверхностью, а линию пересечения этой поверхности с вертикальной плоскостью – кривой депрессии.

Ниже депрессионной поверхности поток движется в порах грунта с некоторой скоростью, а грунт, насыщенный водой, находится во взвешенном состоянии, что снижает устойчивость откосов плотины. Выше депрессионной поверхности находится зона капиллярного подъема воды, высота которой составляет 0,1–0,2 м для песков и 0,5–2,0 м и более для глинистых грунтов. Выше капиллярной зоны грунт находится в естественном состоянии.

При высоком положении кривой депрессии и капиллярной каймы необходимо кривую депрессии понизить, чтобы не допустить переувлажнения низового откоса плотины. Понизить кривую депрессии у низового откоса можно с помощью дренажа.

На основе фильтрационных расчетов определяют:

- потери воды через тело плотины и ее основание (если оно водопроницаемо), а при необходимости и в обход плотины, через берега;
- положение кривой депрессии в теле плотины и при необходимости в береговых примыканиях;
- градиенты фильтрации потока в теле плотины и других опасных местах.

При фильтрационных расчетах грунтовых плотин принимают следующие допущения: фильтрацию рассматривают в одной плоскости; грунт тела плотины считают однородным; водоупор считается водонепроницаемым и горизонтальным; положение кривой депрессии не зависит от грунта, а определяется только геометрическими размерами профиля плотины. При фильтрационных расчетах грунтовых плотин используют закон Дарси и формулу Дюпюи (рис. 4.15).

$$\frac{q}{K_{\phi}} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L}, \quad (4.19)$$

где H_1 и H_2 – глубины фильтрационного потока в начальном и конечном сечениях;

L – расстояние между этими сечениями.

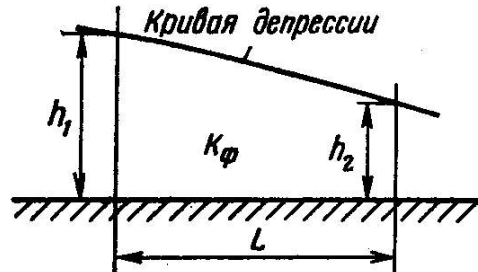


Рисунок 4.15 – Расчетная схема к формуле Дюпюи

Проектный профиль грунтовой плотины приводят к расчетной схеме, в которой исключают отдельные мелкие детали. Уровень воды в верхнем бьефе принимается НПУ, а в нижнем – равным бытовой глубине в реке. При этом плотина может быть на водопоре или на водопроницаемом основании. Для плотин водопором обычно считают грунты основания, K_{ϕ} которых меньше K_{ϕ} тела плотины в 10 и более раз.

При расчете фильтрации используется метод эквивалентного профиля с простыми расчетными операциями. В этом методе принятая расчетная схема плотины заменяется эквивалентной в фильтрационном отношении другой схемой с вертикальным верховым откосом. Находится он на расстоянии ΔL от вертикальной плоскости, проведенной через точку пересечения уровня воды с верховым откосом. Величина ΔL определяется по зависимости

$$\Delta L = \beta H_1 = \frac{m_1}{2m_1 + 1} H_1. \quad (4.20)$$

Кривую депрессии строят, начиная от плоскости OY вертикального откоса, а участок его в примыкании к верховому откосу исправляют визуально так, чтобы он был перпендикулярен верховому откосу и дальше плавно переходил в депрессионную кривую (рис. 4.16).

Кривую депрессии строят по уравнению Дюпюи, принимая начало координат в точке O .

$$y^2 = H_1^2 - \frac{2q}{K_{\phi}} X, \quad (4.21)$$

где X изменяется от нуля до $L_{\text{расч}} = m_2 H_2$.

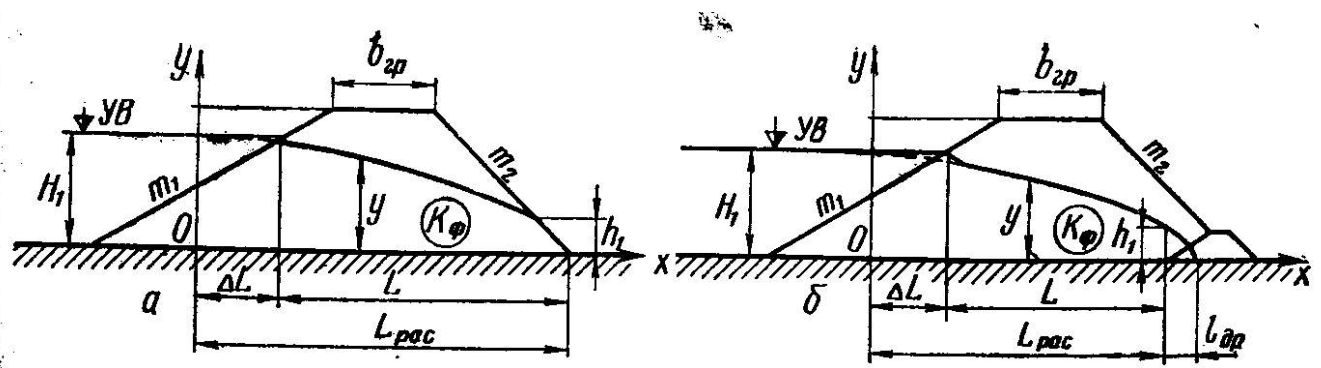


Рисунок 4.16 – Схемы к фильтрационным расчетам:
 а – однородной плотины без дренажа; б – однородной плотины с дренажем

При фильтрационных расчетах плотин с ядром или грунтовым экраном используют метод виртуальных длин (рис. 4.17). Для этого ядро или экран со средней толщиной δ_{cp} и с коэффициентом фильтрации $K_{я}$ или $K_{э}$ приводят к призме с коэффициентом K_{ϕ} . Виртуальная длина определяется по зависимости

$$L_{*} = \delta_{cp} \frac{K_{\phi}}{K_{я}}, \text{ или } L_{*} = \delta_{cp} \frac{K_{\phi}}{K_{э}} \sin \theta, \quad (4.22)$$

где θ – угол наклона средней линии экрана в основании плотины.

К полученной таким образом схеме применяют решение для однородной грунтовой плотины.

При фильтрационных расчетах однородных плотин без дренажа вычерчивается поперечный профиль плотины, который является исходным материалом к расчету. Должны быть также известны глубины H_1 и H_2 и коэффициент фильтрации грунта тела плотины K_T .

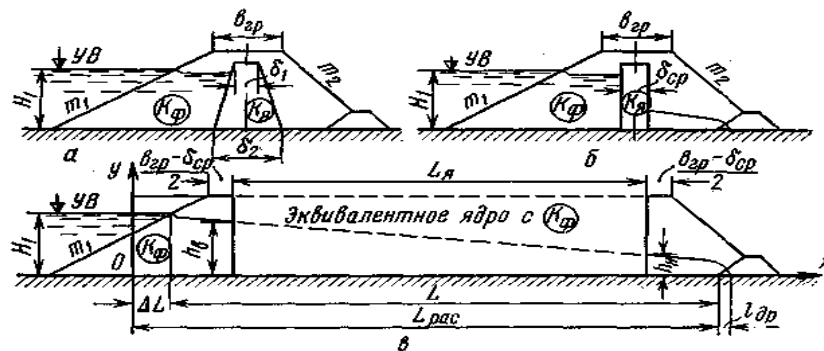


Рисунок 4.17 – Схемы к фильтрационному расчету плотины с ядром:
 а – заданная; б – приведенная; в – расчетная

Сначала определяется высота грунтового потока, выходящего на низовой откос (или высота высачивания) по формуле ($H_2 = 0$):

$$h_1 = \frac{L_{расч}}{m_2} - \sqrt{\left(\frac{L_{расч}}{m_2}\right)^2 - H_1^2}. \quad (4.23)$$

Удельный фильтрационный расход

$$q = K_T \frac{h_1}{m_2}. \quad (4.24)$$

Кривую депрессии строят по уравнению Дюпюи, принимая начало координат в точке O :

$$y^2 = H_1^2 - 2 \frac{q}{K_T} X, \quad (4.25)$$

где X изменяется от нуля до $L_{\text{расч}} - m_2 h_1$.

На участке примыкания к верховому откосу кривую депрессии исправляют от руки.

При расчете однородной плотины с дренажем фильтрационный расход рассчитывают по формуле

$$\frac{q}{K_T} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2(L_{\text{расч}} + l_{\text{др}})}, \quad (4.26)$$

где $L_{\text{расч}} = L + \Delta L$;

$$l_{\text{др}} = 0,5 \frac{q}{K_T} = (0,05 - 0,006) H_1.$$

При наличии воды в нижнем бьефе считается, что кривая депрессии выходит на уровень воды в нижнем бьефе.

Кривую депрессии строят по формуле (4.25), а ордината кривой депрессии в начале дренажа $h_1 = \frac{q}{K_T}$.

При водопроницаемых основаниях фильтрационный расход можно разделить на два: q_1 – через тело плотины и q_2 – через основание (рис. 90). Тогда

$$q = q_1 + q_2,$$

и расход через основание будет определяться следующим образом:

$$q_2 = K_0 T \frac{H_1 - h_1}{nL},$$

где T – глубина водопроницаемого основания;

n – числовой коэффициент, зависящий от отношения L/T (табл. 4.6);

L – ширина плотины по основанию.

Таблица 4.6 – Значение поправочного коэффициента

L/T	20	5	4	3	2	1
n	1,15	1,18	1,23	1,3	1,44	1,87

8. Расчет устойчивости откосов грунтовых плотин

На грунтовую плотину действуют такие же силы, что и на другие ГТС: гидростатическое давление воды, вес плотины и различные второстепенные нагрузки (давление льда, волн и пр.). Вес грунтовых плотин настолько значителен, что о ее сдвиге под действием горизонтальной силы не может быть и речи.

Неустойчивыми могут оказаться откосы плотины как сами по себе, так и в связи с недостаточной устойчивостью основания.

Расчет устойчивости откосов ведут при заданных физико-механических характеристиках грунта тела плотины и основания, известных геометрических размерах поперечного профиля плотины и построенной кривой депрессии. В результате расчетов определяют минимальное значение коэффициента

устойчивости, который должен быть равен или больше нормативного, значение его определяют классом сооружения.

Как правило, откосы грунтовых плотин не являются однородными по составу. Даже в плотине из однородного грунта часть последнего, лежащего ниже кривой депрессии, имеет иные физические свойства, чем вышележащий сухой грунт: иная объемная масса, иное сцепление, наличие фильтрационных сил.

Кроме того, в большинстве случаев основание плотины может деформироваться вместе с откосами.

Для расчета устойчивости таких откосов разработано довольно много методов.

Нормами допускается расчет устойчивости групповых плотин вести методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения.

Коэффициент запаса устойчивости откосов по этому методу определяют для наиболее опасной поверхности скольжения, при которой он имеет минимальное значение. Эту поверхность находят путем последовательных приближений. Полученный по расчету коэффициент запаса устойчивости при основных сочетаниях нагрузок не должен превышать больше чем на 15 %, а для высоких плотин – на 30 % нормативный.

В этом методе в качестве допущения принимается, что обрушение части грунтового массива происходит по радиальной кривой, приведенной на рис. 4.18.

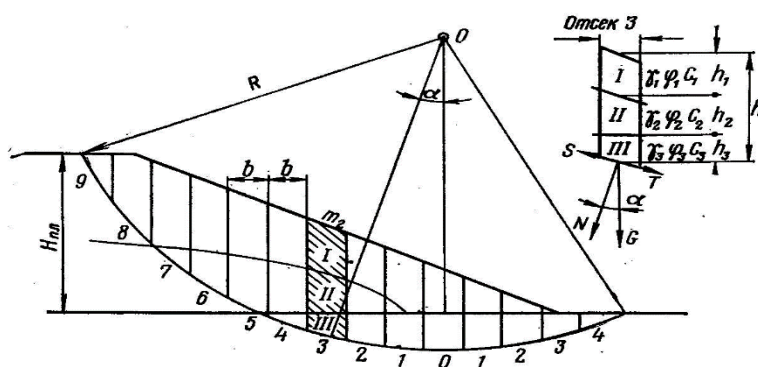


Рисунок 4.18 – Схема к расчету устойчивости откоса методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения: I – грунт тела плотины естественной влажности; II – грунт тела плотины, взвешенный в воде; III – грунт основания плотины, взвешенный в воде

Устойчивость откоса оценивается коэффициентом запаса, представляющим собой отношение моментов сил удерживающих к моментам сил сдвигающих относительно некоторой точки O , расположенной вне контура плотины выше ее гребня.

$$K_3 = M_{уд} / M_{сд} \geq [K]. \quad (4.27)$$

Рассмотрим отрезок плотины длиной 1 м с откосом AB . На плотину действует вода, фильтрующаяся в грунте плотины (кривая депрессии EF). Обозначим через γ_1 объемную массу грунта плотины выше кривой депрессии; γ_2 – объемную массу грунта плотины, насыщенного водой; γ_3 – объемную

массу грунта основания. Соответственно обозначим углы внутреннего трения $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$ и силу сцепления C_1, C_2, C_3 .

Выберем произвольную точку O и из нее, как из центра, проводим дугу CMD , захватывающую откос и часть основания. Выделенный массив $ABCMD$ делим вертикальными плоскостями на отсеки. Ширина отсека $b = 0,1R$. Отсеки нумеруются – влево от OM положительные, вправо – отрицательные. Центр нулевого отсека размещают на вертикали OM .

Рассмотрим равновесие некоторого n -го отсека, находящегося под действием веса и бокового давления соседних масс грунта. Его вес равен:

$$G = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3) b = \gamma_{\text{пр}} h_{\text{пр}} b, \quad (4.28)$$

где $\gamma_{\text{пр}}$ – плотность грунта, к которому приводится грунт отсека;

$h_{\text{пр}}$ – приведенная высота отсека.

$$h_{\text{пр}} = h_1 \frac{\gamma_1}{\gamma_{\text{пр}}} + h_2 \frac{\gamma_2}{\gamma_{\text{пр}}} + h_3 \frac{\gamma_3}{\gamma_{\text{пр}}}. \quad (4.29)$$

Перенеся силу веса по линии ее действия в точку M_{Π} на кривой оползания, разложим G на составляющие: нормальную $N_{\Pi} = G_{\Pi} \cos \alpha_{\Pi}$, направленную по радиусу OM_{Π} , и касательную $T_{\Pi} = G_{\Pi} \sin \alpha_{\Pi}$. Сила T_{Π} вызовет скольжение n -го отсека вниз по кривой скольжения, чему будет противодействовать сила трения $S_{\Pi} = N_{\Pi} \operatorname{tg} \varphi_3$ и сила сцепления $C_{\Pi} = C_3 l_{\Pi}$ (где l_{Π} – длина участка кривой скольжения в пределах отсека).

Силы бокового давления при суммировании всех отсеков будут равны нулю и являются внутренними для всего массива; в расчете ими пренебрегают.

Коэффициент устойчивости без учета фильтрационных сил выделенного отсека выразим отношением моментов сил S_{Π} и C_{Π} к моменту сил T_{Π} и N_{Π} относительно точки O . Для всего массива будет равен сумме моментов:

$$K_e = \frac{\sum s_{\Pi} R + \sum c_{\Pi} R}{\sum T_{\Pi} R} = \frac{\sum s_{\Pi} + \sum c_{\Pi}}{\sum T_{\Pi}} = \frac{\sum N_{\Pi} \operatorname{tg} \varphi_3 + \sum C_{\Pi}}{\sum G_{\Pi} \sin \alpha_{\Pi}} = \frac{b \sum h_{\text{пр}} \gamma_{\text{пр}} \cos \alpha_{\Pi} \operatorname{tg} \varphi_3 + \sum C_{\Pi} l_{\Pi}}{b \sum h_{\text{пр}} \gamma_{\text{пр}} \sin \alpha_{\Pi}} \quad (4.30)$$

При учете фильтрационных сил в знаменателе формулы прибавляется

$$\Phi \frac{r}{R},$$

где Φ – фильтрационная сила, определяемая ниже;

r – плечо силы Φ ;

R – радиус кривой скольжения.

Фильтрационную силу можно учитывать по формуле

$$\Phi = \gamma_{\text{в}} VI, \quad (4.31)$$

где $\gamma_{\text{в}}$ – плотность воды;

V – объем грунтового массива, в котором отыскивается фильтрационная сила;

I – градиент напора в пределах рассматриваемого объема.

Когда рассчитывается плотина длиной 1 м, то

$$V = \omega = \sum h_{\text{нас}} b. \quad (4.32)$$

Эта площадь может быть разбита на две ω_1 и ω_2 и две фильтрационные силы Φ_1 и Φ_2 (рис. 92). Момент силы Φ_1 определим:

$$M_{\Phi_1} = \omega_1 \gamma_B R r = \sum h_{\text{нас}} b \gamma_B R r. \quad (4.33)$$

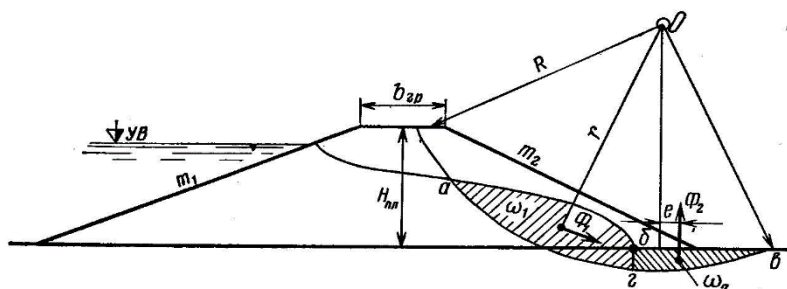


Рисунок 4.19 – Учет фильтрационных сил при расчете устойчивости откосов

Момент силы Φ_2 может быть положительный (+) и отрицательный (–), а его плечо небольшое, ее можно не учитывать.

9. Расчет осадок тела и основания грунтовых плотин

В естественных условиях грунты под воздействием собственного веса находятся в напряженном состоянии. Такое напряженное состояние называют природным и для нескальных грунтов его изменение с изменением глубины принимают по линейному закону:

$$G_Z = h \gamma_{\text{гр}}. \quad (4.34)$$

В слоистых грунтах с различным значением $\gamma_{\text{гр}}$ эпюра будет иметь переломы на границах слоев. Для грунтов, насыщенных водой, объемную массу принимают с учетом взвешивания в воде, и эпюра будет иметь следующий вид (рис. 4.20).

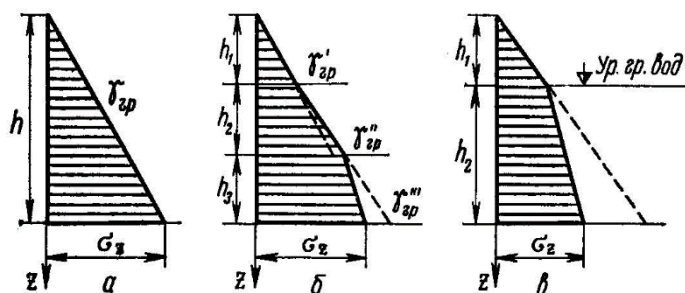


Рисунок 4.20 – Эпюры напряжений от собственного веса грунта (природное напряжение):
 а – в однородном грунте с постоянной объемной массой; б – в слоистом грунте с различным значением объемной массы в слоях; в – в однородном грунте на части глубины, взвешенном в воде

Если на поверхности грунта будет приложена дополнительная внешняя нагрузка, в толще массива возникают дополнительные напряжения, которые называют уплотняющими. Два напряжения – природное и уплотняющее – суммируют и по их величине судят о напряжении состояния грунта в рассматриваемой точке.

Учет осадок в грунтовых плотинах необходим по двум основным условиям. В результате осадок происходит понижение гребня плотины и увеличивается объем ее тела.

Эксплуатационное проектное положение внешнего контура плотины достигается в результате изменения его в период возведения. Задают строительный контур, в котором все отметки завышают на величину осадки Δh (рис. 4.21).

С момента приложения внешней нагрузки на сжимаемое основание осадки могут длиться продолжительное время, в некоторых случаях – годы. Конечные стабилизированные осадки рассчитывают по вертикали, количество которых принимают не менее трех, по формуле

$$\Delta h_c = h_1 \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1 + \varepsilon_1}, \quad (4.35)$$

где h_1 – глубина сжимаемого слоя до приложения внешней нагрузки;

ε_1 и ε_2 – коэффициенты пористости грунта до и после приложения нагрузки.

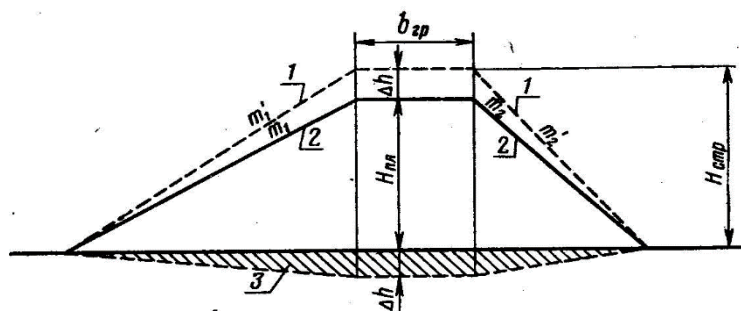


Рисунок 4.21 – Контурсы плотин:

1 – строительный; 2 – эксплуатационный; 3 – сжимаемый грунт основания

Значение коэффициентов ε_1 и ε_2 берут по компрессионным кривым.

Если осадку грунтовой плотины определяют к концу заданного промежутка времени, когда она полностью еще не завершена, то ее называют нестабилизированной и определяют по формуле

$$\Delta h_t = \Delta h_c (1 - 2,7^{-0,5t}), \quad (4.36)$$

где Δh – осадка за время t в годах.

Учет осадок грунтовых плотин обязателен при проектировании плотин на всех нескальных основаниях.

10. Каменно-набросные плотины

Плотины из каменных материалов без применения вяжущих веществ являются одним из экономичных типов водоподпорных сооружений в районах, удаленных от дорог и богатых камнем. К их достоинствам следует отнести: использование местных стройматериалов, сейсмостойкость, простоту конструкции, возможность возведения в течение всего года при широкой механизации работ, допущения перелива воды через гребень и др. Недостатки – большая трудоемкость работ и значительная осадка плотины

после ее возведения. Поэтому чаще такие плотины возводят на скальном основании.

К каменным плотинам относят водоподпорные сооружения, не допускающие перелива воды через гребень, тело которых состоит из камня.



По характеру укладки камня в тело плотины различают следующие типы каменных плотин (рис. 4.22): из каменной наброски; из каменной кладки, когда камни укладывают правильными горизонтальными рядами насухо или на растворе; полунабросные, в которых часть тела плотины со стороны верхового откоса выполняют из сухой кладки, а со стороны низового – из каменной наброски; набросные с бетонной напорной стенкой; каменно-набросные с железобетонной диафрагмой.

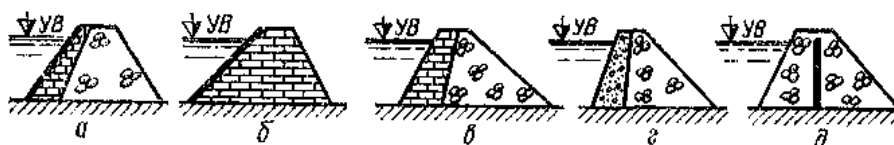


Рисунок 4.22 – Типы каменных плотин:

a – каменно-набросная; *б* – из каменной кладки; *в* – полунабросная;
г – набросная с бетонной напорной стенкой; *д* – с диафрагмой

Камень для плотин. Каменную наброску и сухую кладку выполняют из камней, отвечающих требованиям прочности, водостойкости, стойкости против выветривания и морозостойкости. Чем выше плотина, тем более твердые породы камня применяют.

Считается, что для каменных плотин пригодны изверженные породы – гранит, сиенит, диорит, габро, порфир, диабаз, базальт и др.; осадочные – песчаники, кварциты, плотные известняки и доломиты (для плотин ограниченной высоты); другие виды скальных пород, отвечающие требованиям к каменной наброске и кладке.

Непригодны для наброски малостойкие породы: сланцы, раскалывающиеся на тонкие слои, мергели, опоки, различные лавы, туфы, брекчии, трахиты.

Лучшей формой камней, идущих в наброску, считается шаровая, так как в этом случае камни лучше опираются друг на друга, меньше опасность смятия и скалывания острых выступов, раскалывания на части, а следовательно, меньше будет деформаций и осадки тела плотины. Так как практически такие камни получить трудно, допускается применять камни с соотношением наименьшего и наибольшего размеров до 1:3–1:4. Для кладки насухо или на растворе применяют постелистые камни по возможности правильной формы минимальной толщиной 20 см.

Крупность камня, идущего в наброску, может быть любая и ограничивается оборудованием при разработке карьера, транспортными средствами и методом укладки. В каменную наброску допускается укладывать горную массу, т. е. камни всех размеров, получающихся при разработке карьеров.

Мелочь делает укладку более плотной, но нагрузку должны принимать более крупные камни, поэтому содержание мелочи для набросных плотин ограничивается. Камень укладывается в тело плотины или наброской со специальных эстакад, или отсыпкой под откос. Высота сбрасывания достигает 20–25 м, что улучшает уплотнение тела плотины. Пустоты заполняются каменной мелочью.

В СССР разработан и впервые на строительстве Асуанской плотины применен метод замыва каменной наброски песком. Коэффициент фильтрации тела такой плотины снижается до коэффициента фильтрации грунта.

Плотины Нурекской и Чарвакской ГЭС созданы отсыпкой под откос с большегрузных автосамосвалов. Отсыпка ведется слоями до 2,5 м с механическим доуплотнением катками после прохода самосвалов и выравнивающих поверхность механизмов.

Ширину гребня плотины принимают, как и для грунтовых, в пределах 4–6 м или в зависимости от класса дороги, проходящей по гребню плотины.

Коэффициент заложения откосов составляет $m_1 = 1,1 \dots 1,35$, $m_2 = 1,2 \dots 1,4$. Откосы каменно-земляных плотин несколько положе набросных.

Противофильтрационные устройства в виде экрана, ядра или жесткой диафрагмы должны быть водонепроницаемы, прочны и гибки, устойчивы против суффозии и экономичны. Для набросных плотин их делают из бетона, железобетона, дерева, стали, асфальтобетона, полимерных материалов. Для каменно-земляных плотин выполняются в виде ядра или экрана из грунтового материала. Между грунтом и каменной наброской обязательно делается обратный фильтр из 2–3 слоев гравийно-песчаных материалов, предупреждающих вымыв частиц грунта.

Рассмотренные тела плотин относятся к глухим. Водосливные набросные плотины сооружают при небольших (до 10 м) напорах.

В каменных плотинах принято считать, что фильтрационных потерь воды через тело плотины нет, так как по верховому откосу укладывается водонепроницаемый экран. Кривой депрессии не будет, она находится на уровне воды в нижнем бьефе.

В каменных набросных плотинах предельное состояние устойчивости откосов определяется углом естественного откоса, зависящего от формы и размеров камней и способов их укладки, и находится, как уже отмечалось, в пределах $m_1 = 1,1...1,35$ и $m_2 = 1,2...1,4$. Устойчивость их на сдвиг по основанию, как правило, обеспечивается. Вместе с тем можно отметить, что плотины с экраном более устойчивы, чем с диафрагмами.

В каменно-набросных плотинах кроме осадки плотин рассчитывается и горизонтальное смещение гребня плотины.

По нормам осадку камней наброски, уплотненной водой с помощью гидромонитора, рекомендуется принимать равной 1,5 % от высоты плотины. Без уплотнения $\Delta h = 3\%$ от $H_{пл}$. Осадку каменной наброски плотины можно определить по формуле, полученной в результате наблюдения над 11 плотинами:

$$\Delta h = 0,001 H_{пл}^{\frac{3}{2}}. \quad (4.37)$$

Горизонтальное смещение гребня каменно-набросной плотины пока расчетам не поддается. Нормами его рекомендуется принимать равным Δh после наполнения водохранилища.

11. Каменно-грунтовые плотины

Каменно-грунтовая плотина представляет собой в поперечном сечении сочетание каменной наброски и грунта. Каменная наброска в таких плотинах обеспечивает создание подпора в водохранилище, а грунтовая часть служит противофильтрационным устройством, необходимым для уменьшения потерь воды на фильтрацию.

Наряду с положительными сторонами набросных плотин, в каменно-грунтовых плотинах несколько ограничивается время для устройства грунтовых противофильтрационных устройств в период отрицательных температур и в дождливое время. Вместе с тем в каменно-грунтовых плотинах меньше влияние осадки наброски на работу противофильтрационных устройств и крепление верхового откоса, особенно если оно выполнено из каменной наброски.

По месту расположения противофильтрационных устройств в поперечном профиле каменно-грунтовые плотины разделяются на следующие типы: с грунтовым экраном, с ядром из грунтового материала, с верховой грунтовой призмой и с центральной грунтовой призмой (рис. 4.23).

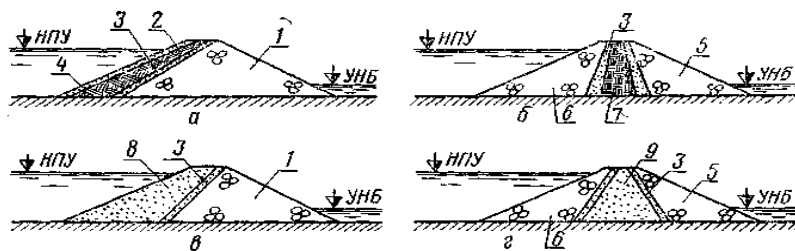


Рисунок 4.23 – Виды каменно-грунтовых плотин:

a – с грунтовым экраном; *б* – с грунтовым ядром; *в* – с верховой грунтовой призмой;

2 – с центральной грунтовой призмой; 1 – упорная призма; 2 – грунтовый экран;
3 – переходная зона (обратный фильтр); 4 – защитный слой;
5 – низовая призма; 6 – верховая призма; 7 – ядро; 8 – верховая грунтовая противо-
фильтрационная призма; 9 – центральная грунтовая противофильтрационная призма

Плотины с верховой и центральной грунтовой призмой в принципе представляют собой разновидности плотин с грунтовым экраном или ядром. В таких плотинах размеры грунтового элемента значительно превышают требуемые из условия фильтрационной прочности.

В последнее время находят применение каменно-грунтовые плотины, в которых основную роль противофильтрационных устройств выполняют синтетические материалы.

В качестве противофильтрационных грунтовых материалов применяют глины, суглинки, реже смеси типа глинобетона.

Составными частями грунтовых плотин с грунтовым ядром (рис. 4.23, б) являются боковые призмы из каменной наброски и грунтовое ядро, отделенное от них переходными зонами. Ядро в каменно-грунтовых плотинах, как и в насыпных грунтовых, располагают симметрично относительно продольной оси или сдвигают в сторону верхнего бьефа. В последнем случае к грунту могут быть предъявлены несколько пониженные требования в отношении сопротивляемости сдвигу.

Каменно-грунтовые плотины с грунтовым ядром имеют более обжатый поперечный профиль, благодаря чему объем их меньше по сравнению с экранными плотинами. Подсчеты показывают, что экономия достигает 10–12 %. Ядро лучше сопрягается с береговыми склонами, особенно с крутыми, а также с бетонными сооружениями, примыкающими к плотине. Грунтовые ядра менее чувствительны к неравномерной осадке плотин. Достоинство каменно-грунтовых плотин с ядром и привело к большому распространению их по сравнению с экранными плотинами.

Плотины с грунтовым экраном (рис. 4.23, а) состоят из каменно-набросной призмы и уложенного по верховому откосу грунтового экрана, защищенного пригрузкой из каменной наброски или гравийно-галечниковых грунтов. Между грунтовым экраном и каменной наброской, как и в плотинах с ядром, укладывают переходные зоны.

Верховые откосы каменно-грунтовых плотин с грунтовыми экранами выполняют более пологими по сравнению с низовыми, сложенными из каменной наброски. Крутизна верховых откосов зависит от материала экрана и пригрузки на нем. В построенных плотинах заложения верхового откоса колеблются в пределах 2–3, реже больше.

Грунтовые ядра и экраны имеют переменную толщину. В верхней части размер их определяется по условиям производства работ, а в любом горизонтальном сечении, в том числе и основании, – по расчету. Толщину ядра и экрана обычно принимают не менее 0,15 напора. Такой размер исключает фильтрационные деформации в противофильтрационных устройствах.

К грунтам экранов и ядер каменно-грунтовых плотин предъявляются следующие требования: слабая водопроницаемость, исключающая большие

фильтрационные потери воды через плотину, пластичность, допускающая деформации без образования трещин, а также сопротивляемость сдвигу и хорошая уплотняемость. Таким условиям практически удовлетворяют естественные глинисто-суглинистые грунты, а также супесчано-суглинистые и моренные отложения.

Показателем грунтов по водопроницаемости можно считать коэффициент фильтрации порядка 10^{-6} – 10^{-7} см/с и угол внутреннего трения 20 – 26° . В практике имеются примеры применения для грунтовых противофильтрационных устройств супесчаных и даже тонкозернистых песков.

На стыке грунтовых противофильтрационных устройств с каменной наброской укладывают переходные зоны. Их выполняют в виде нескольких грунтовых слоев с различными частицами в каждом слое. В примыкании к ядрам и экранам располагают грунты с более мелкими частицами, увеличивая их в сторону набросных призм. Диаметр частиц переходного слоя подбирают по типу обратных фильтров. Такой подбор не допускает проникновения мелких частиц через поры более крупных контактируемых слоев, а при наличии фильтрационного потока исключает фильтрационные деформации.

12. Плотины из других местных строительных материалов

На небольших реках и ручьях могут устраиваться водоподъемные плотины из хвороста или фашины. Напор таких плотин – 2-3 м. По типу они – водосливные. Низовая (сливная) часть плотины выполняется из слоев хвороста или фашины, пришиваемые к нижележащим слоям или грунту основания жердями и кольями, присыпается песком, гравием или камнем. Последний обязателен у низовой грани.



Верховая часть представляет собой экран из суглинистого грунта с фильтром из соломы, навоза, торфа или др. материала. Эти плотины можно строить и с временным отводом воды из русла в сторону, и с укладкой хвороста или фашины в текущую воду.

Вместо фашины и хвороста для устройства плотин могут быть использованы свежесрубленные деревья вместе с ветвями, хвоей и листвой. Такие плотины называют стланевыми. Деревья в них укладываются вдоль по

течению, комлями в сторону низовой грани, на предварительно уложенной по дну хворостном тюфяке или слое гравия.

Стланевые плотины могут строиться высотой до 5 м. Они отличаются дешевизной, т.к. для их возведения используются исключительно местные материалы. Плотины эти могут служить долгое время, если выполнены доброкачественно, если обеспечен безаварийный пропуск ледохода и не допускается перелива воды через плотину зимой. Из-за последнего могут образоваться наледи, рост которых приводит при весеннем ледоходе к аварии плотины.

Простейшим типом деревянных плотин, устраиваемых на плотных грунтах не допускающих забивание свай, **является козловая плотина.**

Если такая козловая плотина должна быть водосливной, то низовую грань укрепляют путем укладки между козлами фашин, хвороста, камня по типу применения в фашинных или стланевых плотинах. Ниже плотины русло должно быть укреплено, как и во всех других водосливных плотинах.

Кроме этих плотины бывают: *свайные плотины, ряжесвые, свайно-ряжесвые, контрфорсные.* На горных реках часто устраивают габионные плотины.

Эти плотины дают хорошее решение для рек с гравелисто-галечным дном, когда нет крупного камня для устройства невысокой водосливной из каменной наброски или сухой кладки.

Габионы – это сетчатые ящики, заполненные мелким камнем. Плотины из габионов могут иметь профили: многоступенчатый, трапецеидальный или прямоугольный.



Гребень водослива покрывают деревянным настилом, так же как иногда и напорную грань. Водобой устраивается также из габионных тюфяков, покрытых деревянным настилом для защиты от повреждения сеток. Высота габионных плотин может превышать иногда 5 м.

В последнее время нашли применение плотины из мягких материалов. Основным элементом таких сооружений служит мягкая оболочка, способная воспринимать только растягивающие напряжения. Выполняется она главным образом из мягких материалов – материй с воздушно-водонепроницаемым полимерным покрытием из синтетических пленок.

По форме и конструкции плотины из мягких материалов можно разделить на следующие основные **виды**:

1. **Наполняемые** – заанкированные цилиндрические замкнутые оболочки, напрягаемые избыточным давлением газа (воздуха), воды или грунта.

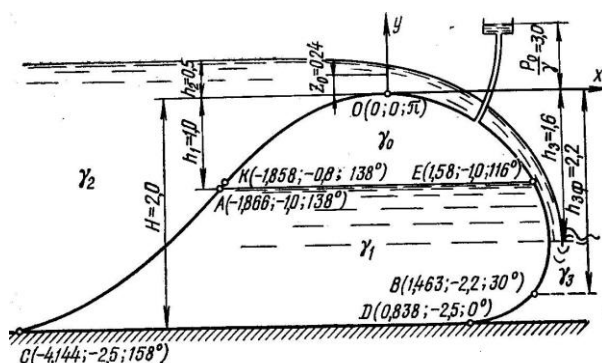


Рисунок 4.24 – Схема к примеру расчета мягкой наполняемой плотины.



Рисунок 4.25 – Плотина «Азмак-2» на юге Турции поддерживает уровень воды, необходимый для работы ГЭС

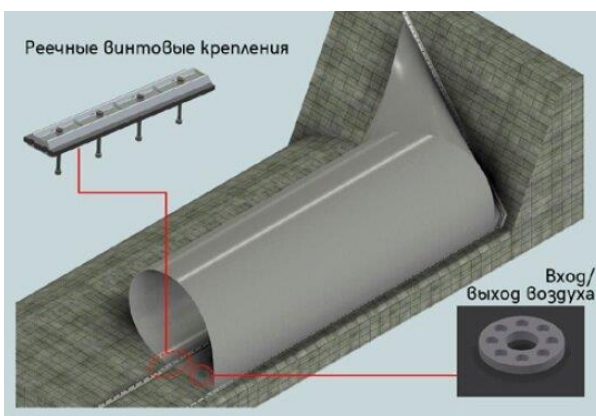


Рисунок 4.26 – Схема крепления мягкой наполняемой плотины

2. **Мембранные** – заанкированные механически напряженные незамкнутые цилиндрические оболочки, имеющие плоскую или изогнутую форму.

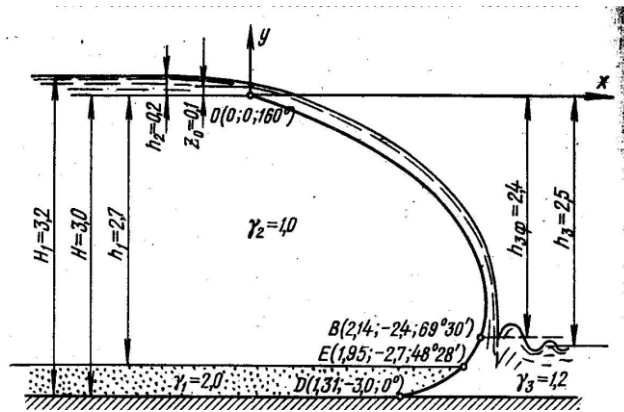


Рисунок 4.27 – Схема к расчету силового пояса мягкой мембранной плотины.

3. Комбинированные – цилиндрические оболочки со свойствами мембранных и наполняемых с несущими элементами из традиционных материалов



Рисунок 4.28 – Затвор Обермейера во Франции на реке Соне

Тема № 5

Водопускные сооружения гидроузлов

1. Общие сведения о водосбросах и их конструкции.
2. Расчетные расходы водосбросных сооружений.
3. Открытые береговые регулируемые поверхностные водосбросы.
4. Открытые нерегулируемые береговые водосбросы.
5. Водосбросы с заглубленными водосбросными трактами.
6. Водоспуски и водовыпуски.

1. Общие сведения о водосбросах и их конструкции

В водохранилищных гидроузлах объем водохранилища в большинстве случаев не вмещает поверхностный сток, поступающий с водосбросной площади. После наполнения водохранилища до отметки НПУ излишек воды пропускается или, как говорят, сбрасывается в нижний бьеф плотины, а возможно, в гидрографическую сеть, если для этого есть благоприятные условия. Сброс воды чаще осуществляется при форсированном уровне воды в водохранилище, но в некоторых случаях он может происходить и при НПУ. В зависимости от этого и других условий применяют тот или другой тип водосброса, под которым понимают комплекс сооружений, задача которых – обеспечить беспрепятственный пропуск расчетных максимальных расходов воды из верхнего бьефа в нижний бьеф плотины. Путь, оборудованный сооружениями, по которому происходит сброс излишков воды из водохранилища, называют водосбросным трактом.

Взаимное расположение сооружений на водосбросном тракте может быть самое различное, но при этом ставится условие – не допускать подмыва водой плотины и других сооружений гидроузла.

В зависимости от высотного расположения сооружений на водосбросном тракте и их входных устройств относительно НПУ различают водосбросы поверхностные и глубинные.

К поверхностным относятся водосбросы, уровень воды в которых во входной части соприкасается с атмосферой, а отводящая часть может быть как открытой, так и заглубленной в грунт (ниже поверхности земли). В глубинных водосбросах входная часть расположена под уровнем воды, а отводящая – в толще грунта.

Кроме того, водосбросы подразделяются на управляемые, когда расходы и уровни воды регулируются затвором, и неуправляемые, в которых сброс воды происходит всякий раз, как только уровень воды в водохранилище поднимается выше НПУ.

По месторасположению в составе гидроузла водосбросы делятся на береговые, русловые и пойменные.

Каждой группе водосбросов присваивают название. Оно дается в зависимости от конструкции главной (водоприемной) части сооружения. Например, водосбросы автоматического действия подразделяются на следующие типы: шахтные, ковшовые, траншейные. Основным типом

управляемых водосбросов являются водосливная плотина и шлюз, водосливные отверстия которых перекрываются затворами.

В конструктивном отношении водосброс является сложным инженерным сооружением, состоящим из нескольких простейших сооружений, конструктивных узлов и деталей.

В водосбросе можно выделить четыре основные составные части: подводящая, водоприемная или водосливная, сопрягающая и устройство нижнего бьефа.

Подводящая часть обеспечивает плавный подход воды к сливной (головной) части водосброса, создает условия для нормальной эксплуатации всего сооружения.

Водосливная часть осуществляет прием паводковых вод и отвод их в сопрягающую часть сооружения. Водосливная часть является главной частью сооружения. На управляемых водосбросах через головную часть прокладывают служебный и проезжий мосты, на ней устанавливаются затворы, другое механическое оборудование, она может иметь различное конструктивное решение.

Сопрягающая часть соединяет водослив с устройством нижнего бьефа. По ней вода стекает с верхнего в нижний бьеф.

Устройство нижнего бьефа обеспечивает гидравлическое сопряжение сбросного потока с нижним бьефом, гашение избыточной кинетической водной энергии, защиту сооружения от подмыва и разрушения.

Каждая основная часть водосброса, в свою очередь, состоит из ряда более простых узлов и деталей. Например, подводящая часть может включать: подводящий канал или выемку, струенаправляющие дамбы или системы, ледозащитные устройства, сопрягающие открьлки и т. п.

Водосливная часть может иметь различное конструктивное решение. Наиболее типичными решениями являются: прямолинейная сливная стенка (сливная плотина, сливной порог шлюза), сливной оголовок с замкнутым сливным контуром, сливная траншея. В свою очередь, в состав сливной части может входить: сопрягающая вставка, стенки-устои, затворы и другие устройства.

Сопрягающую часть делают открытой или лотковой (быстроток, перепад), закрытой или трубчатой.

В устройство нижнего бьефа входят: устройство для сопряжения сбросного потока с нижним бьефом (уступ, консоль, сопрягающая вставка, водобой), устройство для гашения энергии, крепление русла от размыва, струенаправляющие устройства.

2. Расчетные расходы водосбросных сооружений

Расчетная величина расхода воды, пропускаемой через водосброс, определяется на основании гидрологических данных с учетом класса сооружений, трансформации паводка, вместимости водохранилища, состава и режима эксплуатации гидроузла.

Сооружения, относящиеся к классу капитальных, рассчитывают на два расчетных расхода для двух эксплуатационных случаев: основного и поверочного. Сброс основного расчетного расхода осуществляется, как правило, при уровне воды в верхнем бьефе, соответствующем отметке НПУ. Через автоматические водосбросы сброс паводковых вод осуществляется при отметке ФПУ.

При пропуске поверочного расхода допускается подъем уровня воды в верхнем бьефе выше НПУ на предусмотренную проектом величину форсировки.

Расчетная величина основного и поверочного расходов принимается в соответствии с классом сооружения и расчетной ежегодной вероятностью превышения максимальных расходов (табл. 5.1).

Таблица 5.1. Вероятность превышения максимальных расходов

Расчетный случай	Обеспеченность P , %			
	Класс сооружения			
	I	II	III	IV
Основной	1	3	5	10
Поверочный	0,1	0,5	1,0	5,0

В расчетном режиме, т. е. при пропуске максимальных расходов принятой обеспеченности, сооружения водосбросного тракта работают редко. Они редко включаются в работу и в течение года. Сброс воды из водохранилища во время весеннего паводка длится несколько дней, а во время ливней летом – несколько часов.

Для водохранилищ на местном стоке возможны случаи, когда объем поверхностного стока будет недостаточным для наполнения водохранилища до расчетного уровня, и тогда водосброс работать не будет. Это возможно и в маловодные годы, когда к началу половодья водохранилище полностью сработано.

В некоторых случаях рационально совмещать водосбросы с другими сооружениями гидроузла. Это дает экономию в затратах и облегчает их эксплуатацию. (Примером такого совмещения служит шахтный водосброс, совмещенный с водоспуском или строительным водосбросом).

3. Открытые береговые регулируемые поверхностные водосбросы

Открытые береговые поверхностные водосбросы располагают на берегах и склонах долины в обход плеча плотины. Особенность поверхностных водосбросов состоит в том, что входные участки их расположены на высоких отметках.

В состав водосбросных трактов в общем случае входят следующие сооружения (рис. 5.1): подводящий канал 6 и ледоудерживающие устройства, регулирующее сооружение 7, сбросной канал 8, сопрягающее сооружение 9, отводящий канал 10. Нередко отсутствует один из каналов, например, подводящий или сбросной, но возможно отсутствие и двух каналов.

Для недопущения льда на водосбросной тракт в начале подводящего канала или перед шлюзом-регулятором ставят ледоудерживающие устройства, через которые свободно проходит вода, но задерживаются лед и другие плавающие тела.

Для устройства водосбросного тракта сначала выбирается трасса, под которой понимают осевую линию сооружений, проложенную на местности с разбивкой на ней пикетажа. Она может быть как прямолинейной, так и криволинейной (с углами поворота) и проходить на некотором удалении от плеча плотины (рис. 5.2).

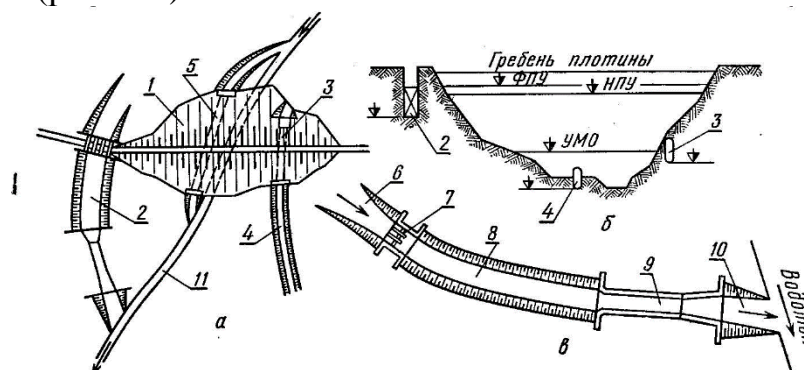


Рисунок 5.1 – Сооружения при плотине из местных материалов:
а – план плотины; *б* – продольный разрез по оси плотины; *в* – план водосбросного тракта; 1 – плотина; 2 – водосбросной тракт; 3 – водозабор;
 4 – магистральный канал; 5 – водоспуск; 6 – подводящий канал;
 7 – шлюз-регулятор; 8 – сбросной канал; 9 – сопрягающее устройство;
 10 – отводящий канал; 11 – русло водотока

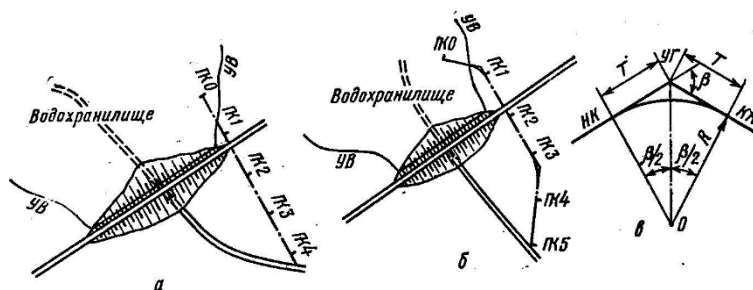


Рисунок 5.2 – Трасса поверхностного водосбросного тракта:
а – прямолинейная; *б* – с углами поворота; *в* – разбивка кривой на трассе

Для обеспечения плавного движения воды на водосбросном тракте, когда трасса имеет угол поворота, вписывают кривые с радиусом не менее пятикратной ширины канала по урезу воды.

При разбивке кривых, когда задан угол поворота β , вычисляют T – длину отрезка до начала или конца кривой:

$$T = R \operatorname{tg} \frac{\beta}{2} \text{ и длину кривой } l_{\text{кр}} = \frac{\pi R \beta}{180^\circ}.$$

Зная T и $l_{\text{кр}}$, определяют пикеты начала и конца кривой.

На криволинейном участке трассы рекомендуется размещать каналы, а другие сооружения относить на прямолинейные участки.

После выбора трассы вычерчивается продольный профиль по водосбросному тракту. Масштабы принимаются разные – больший по вертикальной оси и меньший – по горизонтальной.

На профиле наряду с отметками поверхности земли (черными отметками), расстояниями между фиксированными точками наносят также проектные отметки сооружений (красные отметки), уклоны, план трассы с указанием местоположения начала и конца кривых. На продольном профиле наносят также грунты и физико-механические характеристики их (рис. 5.3). Высотное размещение всех сооружений на водосбросном тракте определяется таким образом, чтобы иметь минимальные выемки, причем допускается на отдельных участках выполнять частично насыпь. Исходя из этого условия выбирается и трасса.

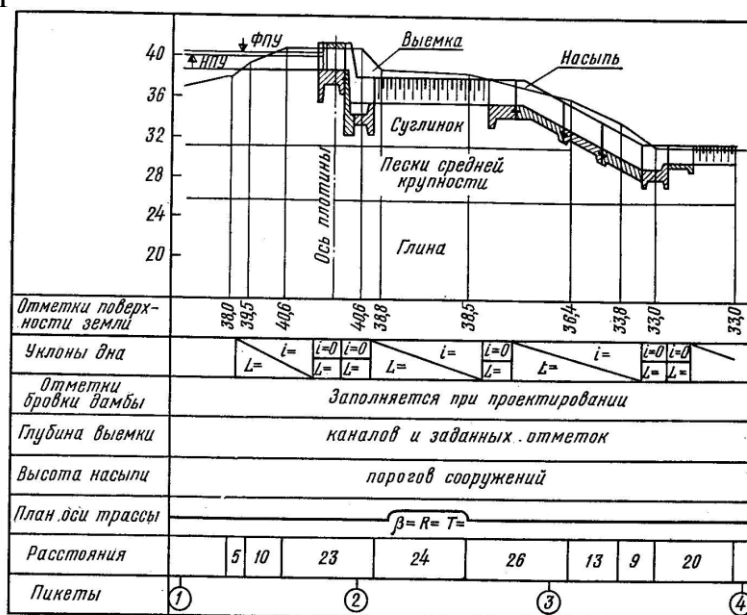


Рисунок 5.3 – Продольный профиль по поверхностному водосбросному тракту

Грунты из выемок водосбросных трактов укладывают в тело плотины, если они пригодны для насыпи. Затраты по гидроузлу при этом сокращаются, но следует учитывать, что глубокие выемки осложняют эксплуатацию сооружений, особенно при пропуске расходов половодья.

Если на водосбросном тракте трудно разместить сооружения в одном месте, их можно рассредоточить, например, вместо одного сопрягающего устройства выполнить два или больше (рис. 5.4).

Расходы половодья или паводка в регулируемых поверхностных водосбросах можно пропускать по двум схемам:

1) как только уровень воды в водохранилище поднимется до НПУ, включается в работу шлюз-регулятор, и сбросные расходы по мере повышения уровня воды будут увеличиваться, достигая максимальных расчетных значений только в годы наибольшего притока воды в водохранилище (при обеспеченности $P = 1 \%$);

2) шлюз-регулятор включается в работу после того, как в водохранилище установится ФПУ. Расходы будут уменьшаться от максимальных до минимума.

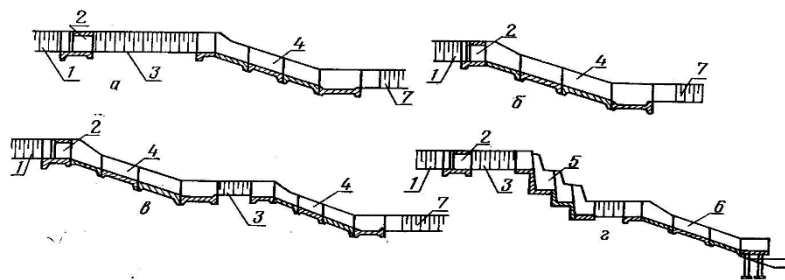


Рисунок 5.4 – Примеры размещения сооружений на поверхностном водосбросном тракте: 1 – подводящий канал; 2 – шлюз-регулятор; 3 – сбросной канал; 4 – быстроток; 5 – перепад; 6 – консольный сброс; 7 – отводящий канал

Если по плотине предусматривается проезд автотранспорта, то через водосбросной тракт строят мост. Целесообразно пролетное строение моста укладывать на устои и быки шлюза-регулятора, совмещая продольную ось плотины с осью моста.

Глубину воды на пороге головного сооружения обычно назначают в пределах 2–4 м.

Подводящий канал на водосбросном тракте целесообразно выполнять расширяющимся в плане, благодаря чему достигается уменьшение скоростей в нем.

В суженной части канала, примыкающего к шлюзу-регулятору, скорости могут превосходить допустимые на размыв, поэтому на этом участке применяют крепление (одежду) (рис. 5.5).

Отводящий канал прокладывается от сопрягающего сооружения до наиболее пониженной части русла водотока. При отсутствии отводящего канала в концевой части сооружения выполняют насыпь в виде конуса. Плоскости конуса, затапливаемые водой, покрывают одеждой. В основании крепления хорошо иметь зуб, предохраняющий крепление от подмыва.

4. Открытые нерегулируемые береговые водосбросы

Водосбросы с фиксирующим порогом. На нерегулируемом открытом поверхностном тракте отсутствует шлюз-регулятор. Такие водосбросы включаются в работу автоматически, как только уровни воды в водохранилище поднимаются выше НПУ. Автоматичность работы водосброса обеспечивается фиксирующим порогом, расположенным в подводящем канале на отметке НПУ. Конструктивно он выполняется как водослив с подтопленным или неподтопленным истечением.

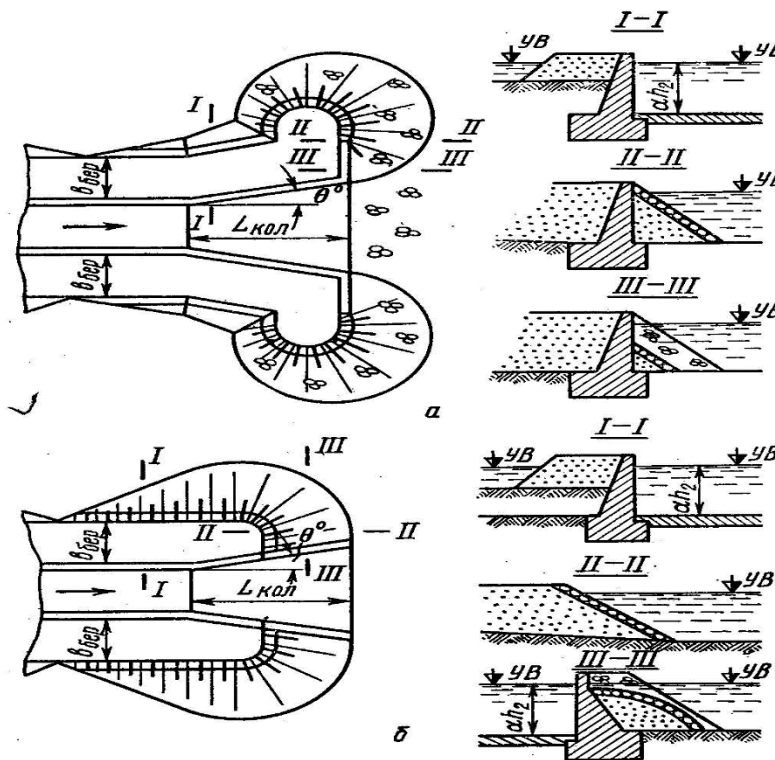


Рисунок 5.5 – Сопряжение водобойного колодца с руслом водотока при отсутствии отводящего канала: *а* – с применением обратных стенок; *б* – с применением ныряющих стенок

Длину порога водосброса определяют исходя из гидравлического расчета (по формуле гидравлики):

- при неподтопленном водосливе с широким порогом

$$L = \frac{Q}{\varepsilon m \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}}}; \quad (5.1)$$

- при подтопленном водосливе

$$L = \frac{Q}{\varphi h_n \sqrt{2gZ}}. \quad (5.2)$$

Нерегулируемые водосбросы могут быть и без фиксирующих порогов при расположении входного порога водосбора на отметке НПУ. Такие сбросы целесообразно применять на коротких трактах, чтобы не устраивать сбросные каналы.

Траншейные водосбросы (рис. 5.6). Применяются при больших сбросных расходах воды и крутых берегах, особенно когда они сложены скальными и полускальными породами.

В этих условиях для устройства обычного водосброса потребовалось бы значительно расширить фронт водослива и ширину канала или увеличить напор на пороге.

Траншейный водосброс является одним из типов открытых водосбросов и состоит из бокового водослива – траншеи с водосливным порогом,

расположенным вдоль берега водохранилища на отметке НПУ на расстоянии 20–40 м от плотины.

Переливающаяся через водослив вода попадает в сбросную траншею переменного сечения, затем поступает в сбросной канал и далее через сопрягающие сооружения и отводящий канал сбрасываются в нижний бьеф.

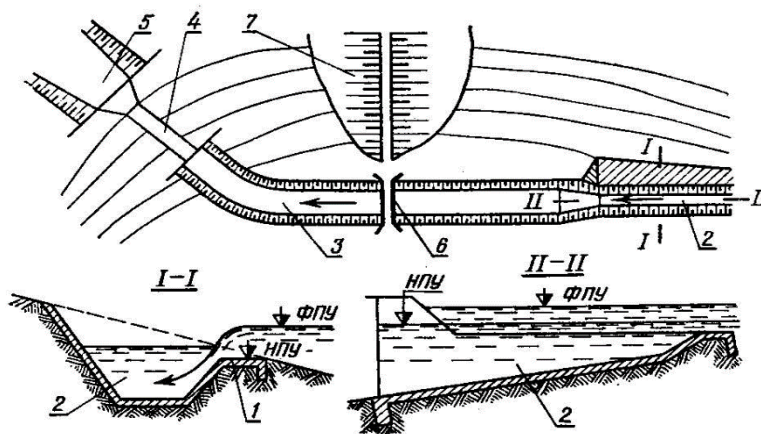


Рисунок 5.6 – Траншейный водосброс:

- 1 – порог (водослив) на отметке НПУ; 2 – траншея переменного сечения;
3 – сбросной канал; 4 – сопрягающее сооружение; 5 – отводящий канал;
6 – мост через траншейный водосброс; 7 – плотина

Длину порога, глубину траншеи и размеры всего сбросного тракта определяют гидравлическим расчетом:

неподтопленный водослив –

$$L = \frac{Q}{\varepsilon m \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}}}, \text{ или } L = \frac{Q}{\varphi h_n \sqrt{2gZ}},$$

где m – коэффициент расхода, равный 0,36;

φ – коэффициент скорости;

h_n – глубина воды на пороге;

Z – разность уровней перед порогом и на пороге.

Применяют траншейные водосбросы при плотинах высотой 10–15 м, напорах на водосливе до 1,5 м и сбросных расходах воды 100 м³/с и более.

Водосбросы с боковым сливом. Применяют на небольших прудах сельскохозяйственного назначения. В них отсутствуют сопрягающие сооружения, являющиеся наиболее дорогими и сложными элементами водосбросов. Вода здесь сбрасывается через земляной боковой порог, расположенный на концевой части сбросного канала по горизонтали склона балки (схема, обратная траншейному).

Сливной порог выполняется в виде горизонтальной площадки шириной 2–3 м и укрепляется каменной отмосткой или одерновкой. Порог плавно сопрягают со склоном, по которому тонким слоем и с малыми скоростями стекает и сбрасывается в нижний бьеф вода. Порог по всей длине имеет отметку, равную НПУ. Длина сбросного порога в зависимости от сбросного

расхода принимается равной 20–80 м. Применяется на плотине высотой 4–5 м при сбросных расходах воды до 10–12 м³/с.

5. Водосбросы с заглубленными водосбросными трактами

Шахтно-башенные водосбросы. В них сливная часть состоит из вертикального ствола башни или шахты. Отличаются они тем, что ствол шахты выполняется в грунте, а башня находится выше поверхности грунта. Применяется в составе средне- и низконапорных гидроузлов для автоматического сброса паводковых расходов с водохранилища. В отечественной практике получили распространение серийные (типовые) водосбросы на расход от 20 до 160 м³/с с напором 4–12 м.

В тех случаях, когда по условиям рельефа (узкие ущелья и крутые берега), а также геологического строения грунтов (скальные и полускальные породы) большие сбросные расходы, применяют шахтные водосбросы, состоящие из водослива воронки, переходящего участка вертикальной шахты и отводящего почти горизонтального тоннеля (рис. 107).

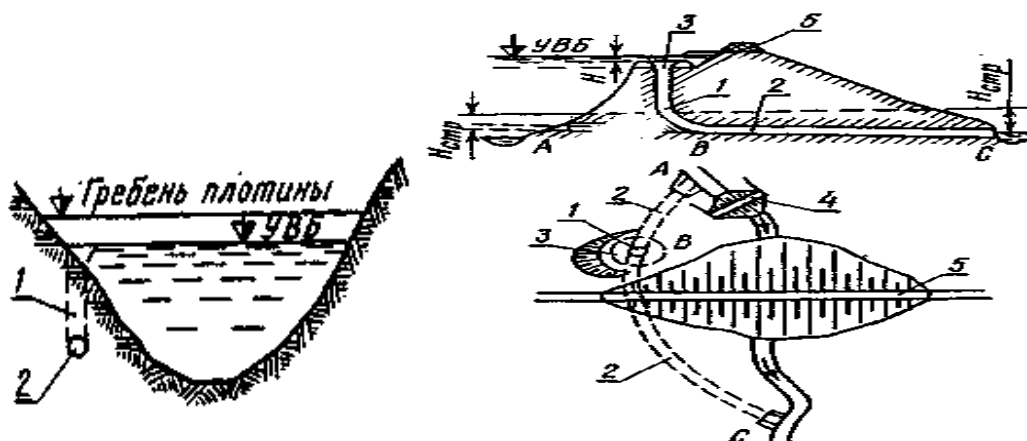


Рисунок 5.7 – Схема шахтного водосброса:
1 – шахта; 2 – тоннель; 3 – воронка; 4 – перемычка; 5 – плотина

Шахтные водосбросы выполняют регулируемые и нерегулируемые. Гидравлический расчет шахтного водосброса состоит из расчета кольцевого водослива и расчета водовода за ним, включая и шахту.

Радиус кольцевого водослива определяют по формуле

$$R = \frac{Q}{m 2 \pi \sqrt{2 g H_0^{\frac{3}{2}}}} \quad (5.3)$$

Вторая часть расчета состоит в определении пропускной способности всего водосбросного тракта. При напорном режиме по заданному максимальному расходу Q и разности уровней воды в бьефах z определяют поперечное сечение водовода из формулы

$$Q = \mu \omega \sqrt{2 g z_0}, \quad (5.4)$$

где μ – коэффициент расхода системы, учитывающий как местные потери, так и по длине.

При безнапорном режиме отводящий тоннель рассчитывается по формуле Шези, из которой при заданном поперечном сечении водовода определяют уклон.

Шахтный водосброс может применяться при больших расходах и больших напорах (например, плотина Болдер – высота 222 м, пропускной расход – 5650 м³/с).

Трубчато-ковшовый водосброс (рис. 5.8). По условиям работы аналогичен траншейному. Водоприемная часть в нем выполнена в виде ковша, в который с трех сторон сливается вода, как через водослив с тонкой стенкой. Из ковша вода сбрасывается в нижний бьеф по напорному трубопроводу или с помощью сопрягающего сооружения. Отметку порога принимают равной ∇ НПУ водохранилища. Удельный расход ковшового сброса примерно на 15–17 % выше удельного расхода траншейного.

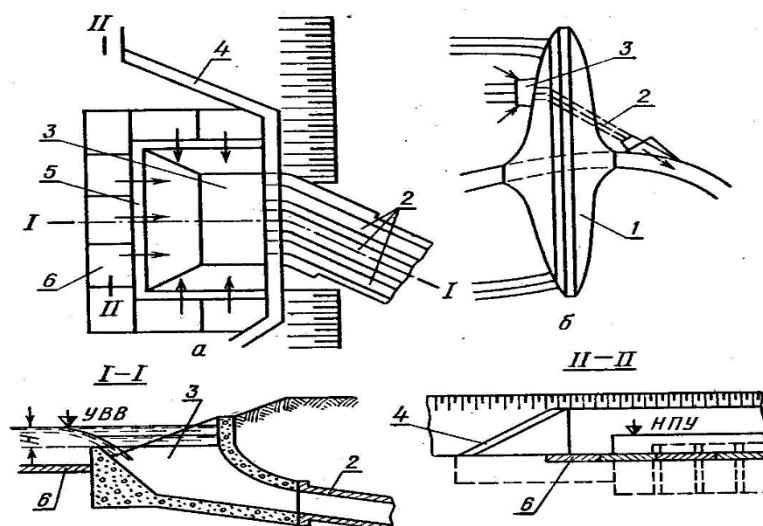


Рисунок 5.8 – Трубчатый водосброс:
1 – плотина; 2 – трубы водосброса; 3 – ковш; 4 – ограждающие стенки;
5 – водослив; 6 – плотина

Гидравлический расчет сводится к определению ширины водослива, потерь напора в трубах и размеров водобойного колодца.

Сифонные водосбросы. Их выполняют или в виде самостоятельной конструкции, соединенной с отводной трубой, или в виде дополнения к глубинным водосбросам. Сифонные водосбросы – это сооружения автоматического действия, гребень их располагают на отметке НПУ.

Сифоны обладают большой пропускной способностью, определяемой по формуле

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gZ}, \quad (5.5)$$

в которой $\mu = 0,75 \dots 0,85$, а разность бьефов Z , как правило, значительна.

При больших расходах ставят несколько рядом расположенных сифонов. В небольших грунтовых плотинах сифоны иногда устраивают в виде гибких труб через тело плотины вблизи примыкания ее к берегу.

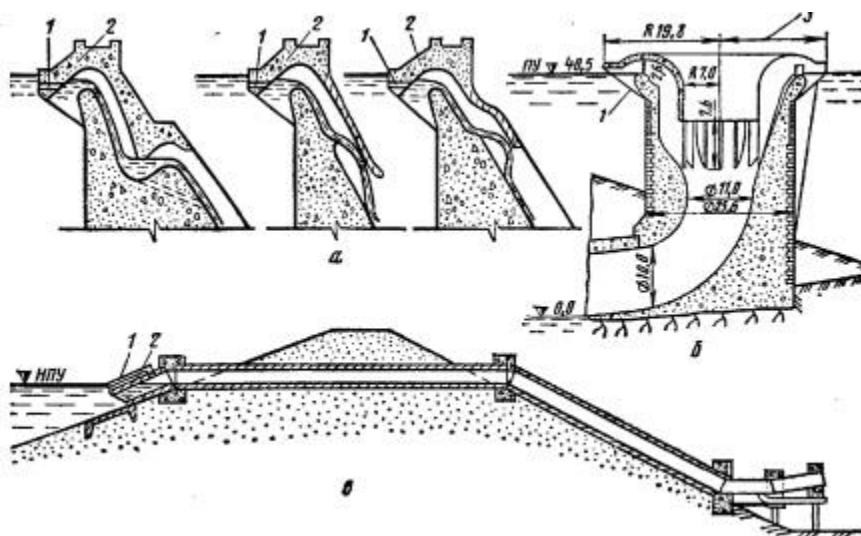


Рисунок 5.9 – Сифонные водосбросы: а – типы сифонных водосбросов, б – башенный сифонный водосброс гидроузла, в – трубчатый сифонный водосброс в теле грунтовой плотины, 1– специальные отверстия, 2– капер, 3– разрез по отверстию для сброса сора.

6. Водоспуски и водовыпуски

Водоспускные сооружения (водоспуски) служат для полезных попусков воды из водохранилища в русло нижнего бьефа плотины, а также для полного освобождения водохранилища от воды.

Полезные попуски воды в русло нижнего бьефа необходимы в следующих случаях:

- для подачи воды потребителям, которые до возведения плотины снабжались водой из данной реки;
- для подачи воды потребителям, появившимся после возведения плотины в связи с развитием промышленности и водоснабжения населенных пунктов, расположенных ниже по течению водотока;
- для подачи воды на орошаемые поля (водовыпуски), расположенные за плотиной.

Графики водоподачи водоспускными сооружениями зависят от потребителей и устанавливаются при водохозяйственных и гидрологических расчетах в процессе проектирования водохранилища.

Освобождение водохранилища от воды необходимо при очистке его от отложившихся наносов, ремонте плотины и сооружений с низкорасположенными порогами. Водоспуски – это обязательные сооружения в прудовом хозяйстве, где освобождение от воды некоторых видов водохранилищ необходимо по условиям выращивания рыбы.

Водохранилища на местном стоке, запасы воды которых используются для орошения, в большинстве случаев не имеют водоспускных сооружений. Таким образом, надо иметь в виду, что водоспуски не всегда обязательны при плотинах из местных материалов.

Исходя из задач, выполняемых водоспусками, их располагают в пониженных местах русла водостока. Это условие должно обязательно выполняться, если водоспуски предназначены для полного освобождения

водохранилищ от воды. Такие водоспуски часто называют донными, подтверждая тем самым их высотное расположение.

В некоторых случаях водоспуски располагают на более высоких отметках. Но тогда перевод потока воды за выходом из водоспуска в русло водотока происходит при помощи сопрягающего сооружения.

Водоспуски полезно совмещать с другими водопропускными сооружениями, а в некоторых случаях – с водозабором.

Наиболее целесообразно эксплуатационные водоспуски совмещать с водоспусками для пропуска строительных расходов. С этой целью после возведения плотины строительные водоспуски дополнительно переоборудуют в эксплуатационные.

Исходя из задач, выполняемых водоспусками, они работают непрерывно или периодически. Попуски воды из водохранилища для полезных целей осуществляются независимо от времени года. Водоспуски (водовыпуски), предназначенные для этих целей, работают без перерыва при всех уровнях воды в водохранилище. Следовательно, в конструкциях таких водоспусков полезно иметь две и больше самостоятельно работающие нитки трубопроводов. При необходимости ремонтных работ отключают одну из ниток, обеспечивая непрерывную подачу воды водопотребителю.

Непрерывно работающие водоспуски в период высоких уровней воды в водохранилище находятся под большим напором, для гашения которого требуются мощные гасящие устройства. Кроме того, приходится учитывать появление кавитации и сопутствующей ей кавитационной эрозии.

Регулирование расходов осуществляется затворами, которые устраивают в начале водоводов, в средней части и на выходе, предусматривая для них камеры управления.

В плотинах небольшой высоты (например, для рыбных прудовых хозяйств) устраивают открытые водоспуски, по конструкции представляющие собой шлюз-регулятор.

В плотинах небольшой высоты распространены также трубчатые водоспуски. Они устраиваются в основании грунтовых или каменно-набросных плотин. В состав трубчатого водоспуска (рис. 5.9) входят следующие части:

- 1) трубы (одна или несколько), соединяющие водохранилище с нижним бьефом;
- 2) затворы в верховом и низовом концах труб;
- 3) устройство для управления затворами в виде надстроек, колодцев или башен;
- 4) устройство для гашения энергии на выходе в нижний бьеф.

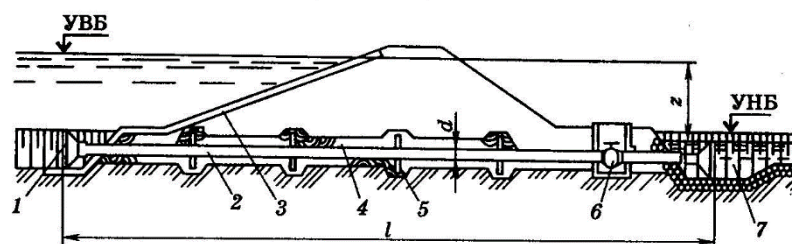


Рисунок 5.9 – Трубчатый водоспуск:

- 1 – металлическая решетка; 2 – стальная или чугунная плита;
 3 – крепление верхового откоса; 4 – слой глины; 5 – диафрагма; 6 – задвижка;
 7 – водобойный колодец

При небольших диаметрах труб (до 1 м) применяют чугунные звенья труб (устанавливались в старых плотинах), при больших диаметрах – сварные. В настоящее время получили широкое распространение железобетонные трубы. Бетон применяют иногда для облицовки металлических труб. Форма сечения труб может быть круглая, овальная, прямоугольная.

Трубы водоспусков располагают либо непосредственно в грунте, либо внутри особой галереи. Первый способ более дешевый, но он имеет ряд недостатков. Вследствие неравномерной осадки трубы, уложенные на сжимаемом основании, будут деформироваться, могут появиться щели в стыках или трещины в самих трубах, через которые вода будет фильтроваться в тело плотины, размягчая грунты, вынося мелкие частицы и создавая опасность аварии. Второй способ дороже, но не имеет недостатков первого способа. Кроме того, имеется возможность осмотреть трубы во время эксплуатации и даже полностью их заменить в случае необходимости.

Во избежание контактной фильтрации вдоль труб устраивают диафрагмы и трубы обкладывают мятой глиной или обмазывают битумом для лучшей связи с грунтом тела плотины.

Наиболее рациональный тип водоспусков при плотинах низких и средней высоты – это башенный водоспуск. Основные части те же, что и в трубчатом водоспуске, но для управления затворами устраивается башня. Башня может занимать три характерных положения (рис. 5.10).

При расположении башни у верхового откоса отсутствует подходной участок, вода может забираться из верхних слоев водохранилища, менее насыщенных наносами. Для этого на лицевой части башни устраивают окна и перекрывают их затворами или устраивают шандорную стенку. Вместе с тем при таком расположении башни требуется длинный служебный мостик, башня менее устойчива, так как она по всей высоте находится под воздействием волн, льда и ветра.

При расположении башни у гребня плотины отсутствует служебный мостик, устойчивость башни повышается, но появляется длинный напорный подходной участок, забор воды может происходить только из нижних слоев, наиболее насыщенных наносом.

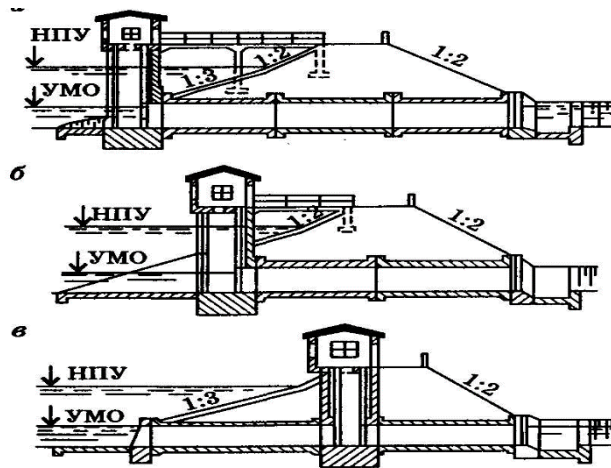


Рисунок 5.10 – Варианты расположения башни:
a – у подошвы верхового откоса; *б* – примерно посередине откоса;
в – в примыкании к бровке гребня плотины

Чаще всего встречается вторая схема расположения башни.

В каменно-набросных плотинах высокого напора и при скальных основаниях применяют тоннельные водоспуски, проложенные на низких отметках в толще основания. Такой водоспуск состоит из горизонтальной или наклонной штольни с расширяющимся входом (воронкой) для уменьшения входных скоростей. Вход в воронку защищают решеткой от захвата мусора. Управление затворами происходит из шахты, пробитой в породе, верх ее располагают на незатопленных отметках.

Тема № 6

Бетонные и железобетонные плотины

1. Общие сведения и классификация бетонных гравитационных плотин, требования, предъявляемые к основаниям.
2. Проектирование поперечного профиля глухой бетонной гравитационной плотины.
3. Профили водосбросных плотин, быки и устои, деформационные швы.
4. Составные части бетонных водосливных плотин на скальном основании.
5. Общие вопросы проектирования устройств нижнего бьефа водопропускных сооружений.
6. Гидравлические расчеты бетонных водосливных плотин.
7. Общие сведения и классификация контрфорсных плотин
8. Общие сведения и классификация арочных плотин

1. Общие сведения и классификация бетонных гравитационных плотин, требования, предъявляемые к основаниям

Гравитационные плотины – это такие плотины, устойчивость и прочность которых при воздействии внешних нагрузок обеспечиваются их собственным весом. Материалом для современных гравитационных плотин служит бетон; гравитационные плотины из каменной кладки, распространенные в прошлом, в последнее время вытеснены бетонными ввиду несомненных производственных преимуществ последних: возможность широкой механизации и высоких темпов работы, легкость получения требуемых геометрических форм.

Благодаря простоте конструкции гравитационные плотины являются наиболее распространенным типом бетонных плотин. В СССР первая крупная бетонная гравитационная плотина – Днепровская высотой 62 м – была построена в 1932 г. Наиболее крупные бетонные гравитационные плотины – Красноярская (128 м), Токтогульская (215 м), Братская (123 м). Самая высокая бетонная гравитационная плотина была построена в Швейцарии (Гранд-Диксанс – 284 м) в 1961 г.

Основные достоинства бетонных гравитационных плотин:

- 1) простые геометрические формы, позволяющие применять широкую механизацию работ;
- 2) благоприятные условия для создания термического режима в строительный период, что особенно важно при возведении плотин в районах с суровым климатом;
- 3) возможность применения жестких бетонных смесей с малым содержанием цемента;
- 4) относительно малая чувствительность к нарушению технологии возведения;
- 5) низкая стоимость 1 м^3 уложенного бетона.

Недостатки бетонных гравитационных плотин:

- 1) относительно большой объем бетона по сравнению с арочными и

контрфорсными плотинами;

2) недостаточное использование прочностных свойств бетона;

3) неравномерность и неблагоприятное распределение напряжений в основании.

Облегченные типы железобетонных плотин (арочных и контрфорсных) более экономичны по расходу материала, но сложнее в выполнении, что привело в последнее время к некоторому уменьшению строительства бетонных гравитационных плотин, однако в ряде случаев им и сейчас отдают предпочтение, учитывая их достоинства.

Кроме общей классификации (рассмотренной ранее) гравитационные плотины можно классифицировать следующим образом.

1. По условиям пропуска воды бетонные плотины выполняются глухими и водосбросными. Далее будем рассматривать глухие бетонные гравитационные плотины, расположенные только на скальном основании, хотя при небольшой высоте их иногда возводят и на не скальных основаниях.

На не скальном основании приходится возводить бетонные гравитационные плотины водосливного типа.

2. По высоте бетонные гравитационные плотины можно подразделить на низкие – до 25 м высотой, средние – 25–75 м и высокие – более 75 м.

3. По степени массивности профиля различают массивные и облегченные гравитационные плотины (рис. 6.1).

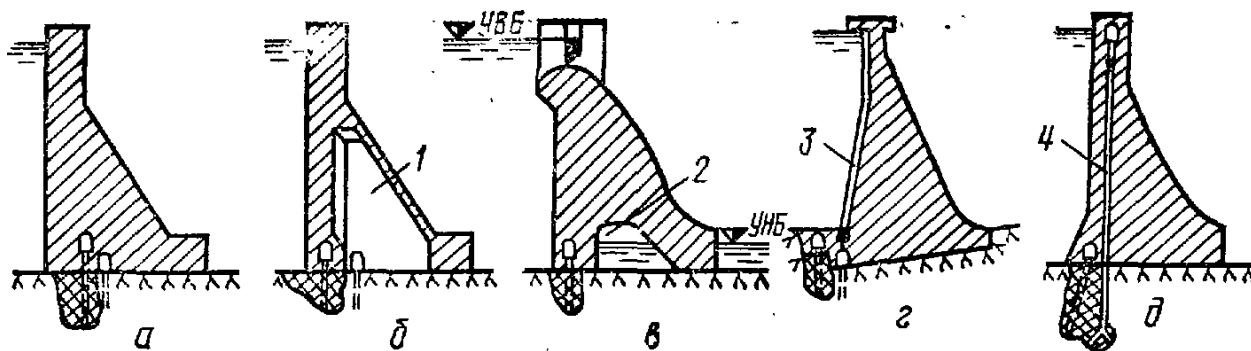


Рисунок 6.1 – Основные виды гравитационных плотин на скальных основаниях:
а – массивная; б – с расширенными швами; в – с продольной полостью у основания;
г – с экраном на напорной грани; д – с анкером в основании; 1 – расширенный шов;
2 – продольная полость

К основаниям и берегам при сооружении бетонных гравитационных плотин предъявляются следующие требования:

1) породы должны быть достаточно прочные (несущая способность для не скальных грунтов) и воспринимать без резких деформаций нагрузки от сооружения;

2) малая и возможно равномерная сжимаемость;

3) малая водопроницаемость и достаточная водоустойчивость пород, т. е. практически неизменяемость основных физико-механических свойств во времени при фильтрации воды через них;

4) монолитность скальной породы, т. е. отсутствие значительных трещин, карста; для нескальных грунтов – возможно большая однородность их, отсутствие прослоек и линз слабых грунтов;

5) необходимо, чтобы основание сооружения и береговые склоны не деформировались под влиянием физико-геологических причин (тектонические явления, сдвиги, оползни, обвалы и т. д.).

В природе сравнительно очень редко можно найти места для строительства сооружения, удовлетворяющие всем требованиям. Поэтому очень важно выбрать тип плотины, подходящий для данных условий, или улучшить само основание.

2. Проектирование поперечного профиля глухой бетонной гравитационной плотины

Глухие бетонные плотины по внешнему очертанию в поперечном сечении соответствуют прямоугольному треугольнику с надстройкой в верхней части, необходимой для образования гребня. Некоторые изменения основного треугольного профиля вызываются иногда условиями увеличения устойчивости плотин на сдвиг и технологией возведения ее отдельных частей. Собственный вес плотины и гидростатическое давление воды изменяются от вершины треугольника к его основанию пропорционально удалению рассматриваемого сечения от вершины. Напряжения, возникающие в профиле, изменяются по высоте также по линейному закону. Эти обстоятельства и являются причиной того, что в качестве основного профиля плотины принимается треугольник. При расчете профиля гравитационных плотин обычно рассматривают плоскую задачу. Целью расчета является нахождение при заданной высоте h минимальной ширины основания b из условия обеспечения устойчивости на сдвиг по основанию и прочности.

Основное условие прочности – это отсутствие в теле плотины растягивающих напряжений, могущих вызвать появление горизонтальных трещин.

Нормальное напряжение в горизонтальных сечениях на гранях профиля можно определить по формуле

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{b} \pm \frac{6M_o}{b^2}, \quad (6.1)$$

где ΣV – сумма вертикальных сил, нормальных к основанию;

M_o – момент всех сил относительно центра тяжести сечения.

Заменяя в формуле (6.1) все силы принятыми на рис. 6.2 обозначениями и полагая в соответствии с исходным положением о недопустимости растягивающих напряжений в плотине (т. е. предельный случай), получим формулу для определения ширины плотины по низу:

$$b = \frac{h}{\sqrt{\frac{\gamma_1}{\gamma} (1 - n) + n(2 - n) - \alpha_1}}, \quad (6.2)$$

где γ_1 и γ – общая масса бетона и воды;

α_1 – коэффициент, учитывающий противодействие.

Очевидно, что минимальное значение b можно получить при максимальном значении подкоренного выражения в формуле (6.2). Дифференцируя знаменатель по n , получим

$$n = \frac{2 - \frac{\gamma_1}{\gamma}}{2}. \quad (6.3)$$

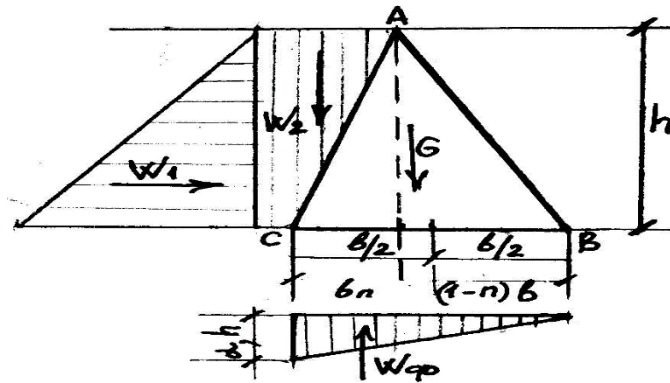


Рисунок 6.2 – Схема к расчету поперечного профиля

Легко убедиться, что при этом значении n функция имеет максимум. При $\gamma_1 = 23 \text{ кН/м}^3$ и $\gamma = 10 \text{ кН/м}^3$ получим $n = -0,15$, т. е. напорная грань плотины должна иметь обратный уклон и быть нависающей. Ввиду неудобства такого профиля принимаем $n = 0$. Следовательно, экономичным профилем плотины является прямоугольный треугольник с вертикальной напорной гранью.

Экономичная же ширина b соответственно будет определяться по формуле

$$b = \frac{h}{\sqrt{\frac{\gamma_1}{\gamma} - \alpha_1}}. \quad (6.4)$$

При обычных значениях $\gamma_1 = 23$ и $\alpha_1 \approx 0,5$, $b = 0,7h$.

При отсутствии противофильтрационного давления, т. е. $\alpha = 0$, $b = 0,66h$, что уменьшает объем плотины на 10–25 %. Чем больше α_1 , тем больший объем бетона необходимо вложить в плотину. Отсюда понятно, насколько важно всячески уменьшать противофильтрационное давление в теле плотины.

Эпюры противофильтрационного давления W_ϕ по контакту плотин со скальным основанием при наличии противофильтрационных завес (ПФЗ) и дренажах устройств имеют вид (рис. 6.3).

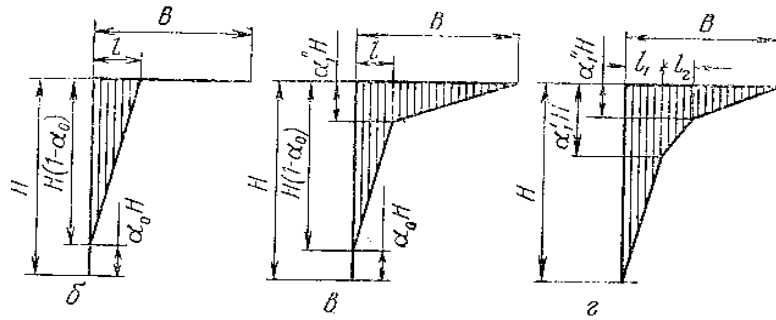


Рисунок 6.3 – К расчету напряжений в бетонных гравитационных плотинах:
 б, в, г – эпюры фильтрационных противодавлений на подошву плотин
 при скальных основаниях соответственно для плотин высотой $H_{пл} < 25$ м,
 для плотин высотой $25 \leq H_{пл} < 75$ м и плотин высотой $H_{пл} \geq 75$ м

H – действующий на плотину нормальный расчетный напор;

α'_1, α''_1 – коэффициенты;

$\alpha'_1 = 0,4; \alpha''_1 = 0,2;$

l – расстояние от передней грани фундаментной плиты до вертикальной плоскости дренажа;

l_1 – расстояние от передней грани фундаментной плиты до низовой грани завесы;

l_2 – расстояние от низовой грани противофильтрационной завесы до вертикальной плоскости дренажа;

$\alpha_0 H$ – величина, учитывающая гидравлические потери напора при движении фильтрационного потока из верхнего бьефа до границы верховой завесы, α_0 изменяется от 0 до $0,05 \div 0,08$.

Суммарное противофильтрационное давление $W = W_{\phi} + W_{вз}$.

В качестве противофильтрационных мероприятий с целью уменьшения противофильтрационного давления, предотвращения механической суффозии и уменьшения фильтрационных потерь воды устраивают противофильтрационные завесы (рис. 6.4).

Они представляют собой своеобразную водонепроницаемую стенку в скальном основании, располагаемую вблизи напорной грани плотины. Завесы устраиваются путем нагнетания цементного раствора в скважину, пробуренную в скале. Обычно глубина завес колеблется в пределах $(0,5-1) H$ (H – напор), причем меньшее значение характерно для высоких плотин.

Диаметр буровых скважин составляет 56–76 мм. Скважины располагают в один-два, реже в три ряда. Расстояния между скважинами – 2,5–4,0 м (уточняется затем опытным путем). Направление скважин завесы может быть как вертикальное, так и наклонное, чтобы пересечь завесой наибольшее количество трещин и контактов напластований пород.

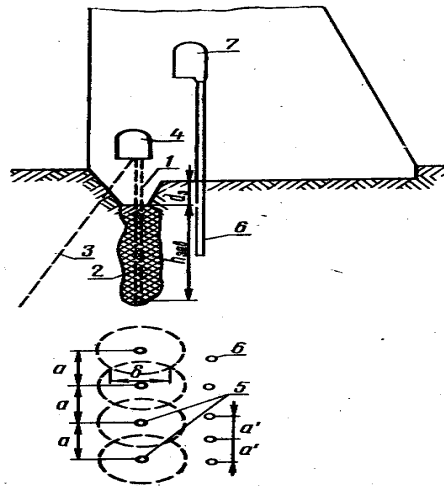


Рисунок 6.4 – Цементационная завеса и дренаж в основании глухой гравитационной плотины: 1 – верховой зуб; 2 – вертикальная цементационная завеса; 3 – вариант наклонной цементационной завесы; 4 – цементационная галерея; 5 – скважины цементационной завесы; 6 – скважины дренажа основания; 7 – дренажная галерея

Цементационные работы ведут из специальных галерей, размеры которых назначают исходя из габаритов оборудования и возможности ведения буровых работ. Толщина завесы определяется из условия

$$I_{\max} = \frac{\Delta \cdot H}{\delta} \leq I_{\text{доп}},$$

где I_{\max} – максимальный градиент напора в теле завесы;

H – действующий напор;

δ – толщина завесы;

δ – величина приведенного напора, которая принимается в зависимости от отношения b/S (b – ширина плотин; s – глубина завеса).

При $b/S = 1$ $\Delta = 0,75 \div 0,85$.

При $b/S = 1 \div 2$ $\Delta = 0,7 \div 0,75$.

При $b/S \geq 2$ $\Delta = 0,65 \div 0,7$.

При отсутствии дренажа в завесе величина Δ увеличивается на 20–25 %.
 $I_{\text{доп}} = 10 \dots 20$.

Для уменьшения противодиффузионного давления на подошву плотины устраивают дренаж в основании, располагая его за противодиффузионной завесой. Такой дренаж представляет собой буровые скважины $d > 25$ см, расположенные на расстоянии 2–5 м друг от друга. Скважины дренажа продолжают в теле плотины и выводят в дренажную галерею. Дренаж основания работает по принципу самоизливающихся колодцев, вода из которых собирается в отводящие устройства, расположенные в галереях, и по трубам отводится в нижний бьеф.

Глубина дренажных скважин составляет 0,5–0,75 глубины завесы, меньшее значение принимается для слаботрециноватых пород. Противодиффузионную завесу не проектируют.

Фильтрационные свойства скального основания существенно зависят от напряженно-деформационного состояния. Под действием растягивающих напряжений могут возникнуть зоны разуплотнения, зоны сжатия могут стать водонепроницаемыми.

В скальных основаниях, сложенных легковыщелачиваемыми веществами (гипс, ангидрид, калийная соль), возможна химическая суффозия. Для недопущения деформаций, связанных с химической суффозией, применяют специальные меры – глубокие противофильтрационные завесы, достигающие до нерастворимых пород, наклонные завесы, отклоняющие фильтрационный поток, дренажи. Используют также два ряда завес при расстоянии между ними $l < 0,5(S_1 + S_2)$, где S_1 и S_2 – глубина соседних завес.

Кроме основания необходимо дренировать также и тело плотины. Дренируя тело бетонной гравитационной плотины скважинами, устраивают их на расстоянии 2,0–2,5 м от напорной грани. Расстояние между скважинами составляет 2–3 м, диаметр – 15–20 см. Вода из них отводится в продольные галереи, а оттуда – в нижний бьеф.

Кроме того, глухая плотина не может заканчиваться острым гребнем по теоретическому профилю, так как необходима известная ширина для проезда, а водосливная плотина должна иметь плавно очерченный гребень и низовую грань. Таким образом, рассмотренный теоретический профиль является лишь исходным для предварительного определения основных размеров плотины.

Отметку гребня глухой плотины с вертикальной верховой гранью определяют следующим образом:

$$\nabla \text{ГП} = \nabla \text{НПУ} + d,$$

где $d = h + \Delta h + a$;

h – высота волны;

Δh – высота ветрового нагона;

a – конструктивный запас.

Ширину гребня плотины назначают из условия проезда и принимают по нормативам строительства мостов с учетом категории дороги, на пути которой возводится бетонная плотина. При отсутствии проезда ширину гребня плотины принимают не менее 3,5 м.

Гребень глухих плотин образуется путем надстройки бетонного массива над основным треугольным профилем по двум схемам (рис. 6.5). В первой схеме надстройку выполняют выше вершины основного профиля, расположенной у уровня воды в водохранилище, а во второй – над вершиной на уровне гребня.

Продольные галереи служат для следующих целей: сбора и отвода фильтрационных вод, осмотра состояния бетонной кладки плотины, контроля за работой дренажа, прокладки коммуникаций, закладки контрольно-измерительной аппаратуры.

Поперечные галереи служат для осмотра и наблюдений за работой сооружения и измерительной аппаратуры, отвода фильтрационной воды.

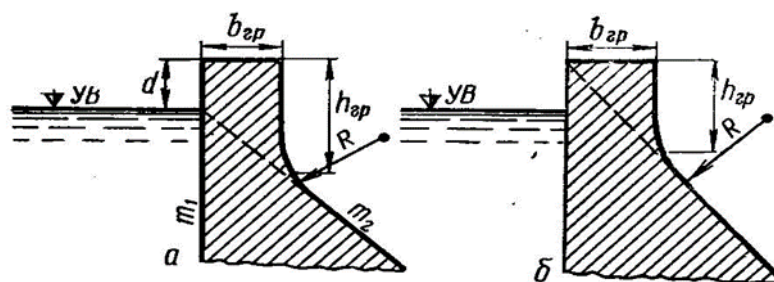


Рисунок 6.5 – Гребень глухой гравитационной плотины:
 а – надстройка при вершине основного профиля у УВ; б – надстройка
 при вершине основного профиля у гребня плотины

Продольные галереи располагают у верхней грани плотины на расстоянии 0,05–0,07 высоты до НПУ, но не менее 2,0–2,5 м. По высоте их располагают через 15–20 м. Галереи должны сообщаться между собой переходами или же подъемными лифтами. Размеры галерей определяются в зависимости от их назначения. Наименьшие размеры: ширина – 1,2 м, высота – 2,0 м.

3. Профили водосбросных плотин, быки и устои, деформационные швы

Водосливными называют плотины, которые осуществляют сброс воды через поверхностные водосливные отверстия.

Глубинные отверстия прокладывают в теле плотины, предусматривая камеры управления, в которых размещают затворы. Глубинные отверстия чаще используют как водоспуски или для подвода воды к турбинам ГЭС. Также водосливные плотины обычно выполняются на скальном основании.

Водосливные плотины используют в составе речного гидроузла для сброса из водохранилища или пруда в нижний бьеф неаккумулируемых паводковых расходов. Располагают их в пойме рек, реже в русле реки на достаточно прочных грунтах.

Основной отличительной особенностью водосливных бетонных плотин, возведенных на не скальных основаниях, является геометрическая форма, в основу которой положен рациональный треугольный профиль с наклонными гранями. Устойчивость бетонных водосливных плотин обеспечивается в основном за счет их массы и сил трения.

Профили водосливных плотин принимают с учетом их конструкции и высоты порога. Верхняя часть водосливной плотины называется оголовком, форма его определяет коэффициент расхода, давление струи на водосливную поверхность и характер протекания потока.

Для водосливных плотин практического профиля применяют два типа оголовков: безвакуумный и вакуумный (когда при расчетном напоре под струей возникает вакуум).

Оголовки безвакуумных водосливов строят по координатам Кригера – Офицера, которые даны для напора $H = 1$ м. Координаты для обоих типов оголовков содержатся в справочнике по гидравлике.

Из условия экономии бетона, увеличения устойчивости плотины на сдвиг, уменьшения напряжений в основании и более равномерного их распределения основной профиль плотины видоизменяется. Эти видоизменения сводятся к следующему: на скальных основаниях применяются следующие профили (рис. 6.6).

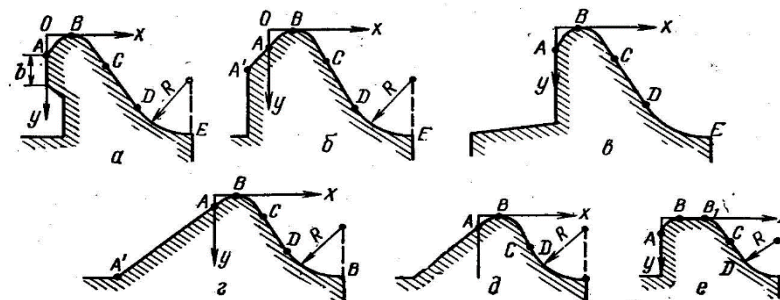


Рисунок 6.6 – Изменение основного профиля водосливной бетонной гравитационной плотины: *a* – обжатый профиль; *б* – усиленный профиль; *в* – с консольным выступом; *г* – распластанный с прямолинейной вставкой; *д* – распластанный без прямолинейной вставки; *е* – с прямолинейной вставкой на гребне

На не скальных основаниях необходимо увеличивать устойчивость плотины на сдвиг, поэтому к основному профилю добавляют консоли.

Устои и быки. Водосливная часть плотины разделяется на пролеты (водосбросные отверстия), ограничиваемые устоями и быками. Пороги поверхностных отверстий могут быть расположены как на одной отметке, так и на разных.

Устои сопрягают плотину с берегом или с примыкающими к ней участками плотин из местных материалов. В конструктивном отношении они представляют собой подпорные стенки. Для уменьшения градиентов напора фильтрационного потока, обтекающего устои с тыловой стороны, ставят диафрагмы, которые удлиняют путь фильтрации. Их отделяют от устоев деформационным швом, который позволяет иметь независимую осадку.

Бычки (быки) представляют собой вертикальные стенки, разделяющие водосливной фронт плотины на отдельные пролеты, и служат одновременно опорами для затворов, подъемных механизмов, проезжих и служебных мостов. В пределах быков, как и устоев, размещают пазовые конструкции. Размеры пазов зависят от пролета, глубины воды на пороге и конструкции затвора. Расстояние между пазами рабочего и ремонтного затворов принимается не менее 0,5–0,8 м. Ширина разрезных быков больше, чем неразрезных. Толщина быков зависит от величины пролета и конструкции затвора, но не менее 0,5 м.

Эксплуатационные условия гидротехнических сооружений требуют разрезки их постоянными деформационными швами. Такие швы устраиваются трех видов: температурные, осадочные и конструктивные.

Температурные швы необходимы в связи с изменением длины элемента гидротехнических сооружений. В результате температурного перепада в поперечном сечении элемента возникают напряжения. Если они превосходят некоторый предел, в элементе возникают недопустимые деформации.

Осадочные швы применяют в сооружениях, конструкции которых имеют в основании одинаковые напряжения, но грунт с различной степенью податливости к осадке. Их устраивают на стыке двух грунтов, имеющих различные значения коэффициентов пористости.

Конструкционные деформационные швы устраивают в сооружениях на нескальных грунтах. Их располагают в местах изменения веса конструкций, а следовательно, и напряжений в основании. Наличие различных напряжений ведет к различным осадкам, а при отсутствии швов – к трещинам. Деформационные швы располагают предварительно через 9–20 м, а затем уточняют специальными расчетами.

Если по длине плотины рядом расположены швы различного назначения, их объединяют и называют по комбинации совмещенных швов, например, температурно-осадочный.

Принципиальной разницы в конструкции швов нет (рис. 6.7).

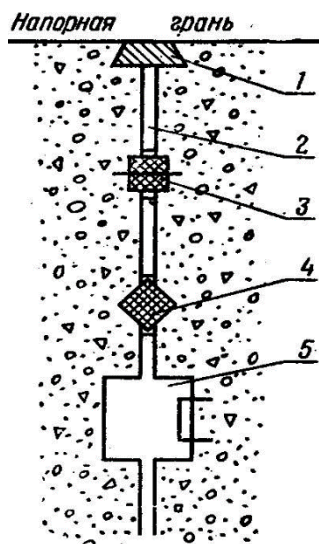


Рисунок 6.7 – Деформационный шов: 1 – контурное уплотнение; 2 – шов; 3 – уплотнение с медным листом; 4 – асфальтобитумная шпонка; 5 – дренаж

Для уплотнения швов применяют металлические пластины, резину, битумные шпонки, синтетические материалы. В водосбросных плотинах швы располагают по бычкам или же в примыкании к бычкам.

4. Составные части бетонных водосливных плотин на нескальном основании

Гравитационные бетонные плотины на нескальных основаниях применяются преимущественно как водосливные с безвакуумным очертанием оголовка. К водосливной плотине на нескальном основании примыкают такие части, как понур, водобой, концевой участок в нижнем бьефе. Все части вместе с плотиной составляют единую систему, обеспечивающую пропуск

поверхностного и фильтрационного потока, гашение кинетической энергии и устойчивость плотины и частей, примыкающих к ней, от подмыва (рис. 6.8).

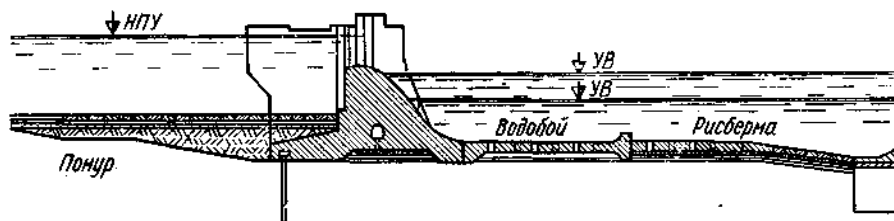


Рисунок 6.8 – Водосливная бетонная плотина на не скальном основании

Понуры. В общем случае понур состоит из водонепроницаемой части, подготовки, укладываемой на грунтовое основание, защитного слоя и крепления (рис. 6.9). Не всегда перечисленные части имеются в понуре. В зависимости от материала, условий работы подготовка, защитный слой и крепление могут отсутствовать в отдельности или в некотором сочетании.

Водонепроницаемую часть понура выполняют из маловодопроницаемых грунтов, глинобетона, асфальта, железобетона и полимерных пленок. Сопряжение понура с бетонной фундаментной плитой целесообразно выполнять по следующей схеме (рис. 6.9).

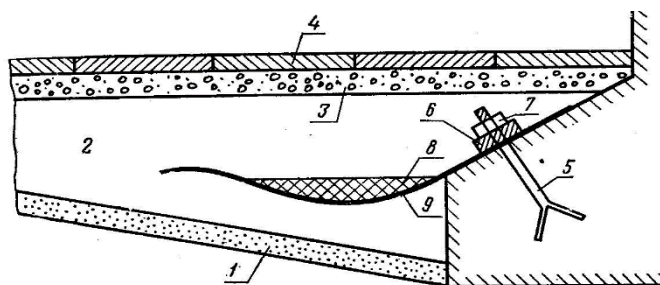


Рисунок 6.9 – Стык понура с фундаментной плитой плотины:

- 1 – подготовка; 2 – грунтовая водонепроницаемая часть понура;
 3 – защитный слой; 4 – покрытие; 5 – анкер; 6 – деревянный прижимной брус;
 7 – гайка, прижимающая брус; 8 – асфальтобитумная мастика; 9 – битумный мат

Толщину грунтового понура определяют расчетом, исходя из допустимых градиентов, минимальная толщина – 0,5–0,75 м, $l = (2,0–2,5)H$.

Если в основании плотины залегают грунты, имеющие незначительный коэффициент трения (глинистые), устраивают анкерные понуры в виде железобетонных плит, жестко соединенных с фундаментом плотины. При расчете устойчивости плотины на сдвиг с анкерным понуром учитывают вертикальную силу гидростатического давления на понур, что увеличивает силу трения.

Водобой. Назначение водобоя – воспринимать основное динамическое воздействие сбрасываемых через плотину расходов воды, гасить кинетическую энергию и в какой-то степени выравнивать скорости в концевой части водобоя. Выполняют его в виде бетонной или железобетонной плиты, вплотную примыкающей к водосливной плотине и отделенной от нее деформационным швом. Гашение энергии происходит с помощью

водобойного колодца или водобойного колодца со стенкой. В качестве гасителей на водобое применяются также шашки, пирсы, прорези, зубчатые пороги, различного вида шероховатости. Типы гасителей обычно подбирают в лабораторных условиях (рис. 6.10).



Рисунок 6.10 – Гасители на водобое:

a – сплошная водобойная стенка; *б* – прорезная водобойная стенка (зубчатый порог); *в* – шашки; *з* – гаситель А. С. Образовского; *д* – гаситель Д. И. Кумина; *е* – гасители пирамидального типа

Длину водобойного колодца l_B обычно назначают равной $(1,0-1,25)l_{пр}$.

Толщина водобоя определяется с учетом воздействия на него противодействия:

$$t_B = \frac{h_x}{(\gamma_B - \gamma)} \eta.$$

Для уменьшения противодействия водобой часто дренируют. Водобойные плиты получаются довольно мощными, их толщина при действующем напоре 20–25 м и удельном расходе 40–45 м²/с составляет 4,0–4,5 м.

Рисберма. Под рисбермой понимают укрепленный участок русла водотока, расположенный за водобоем и предназначенный для дальнейшего гашения кинетической энергии потока и выравнивания скоростей. Рисберма может быть выполнена из железобетонных гладких плит, из бетонных блоков с выступами, из тонких плит, соединенных между собой гибкой арматурой, в виде каменного мощения и каменной наброски (рис. 6.11).

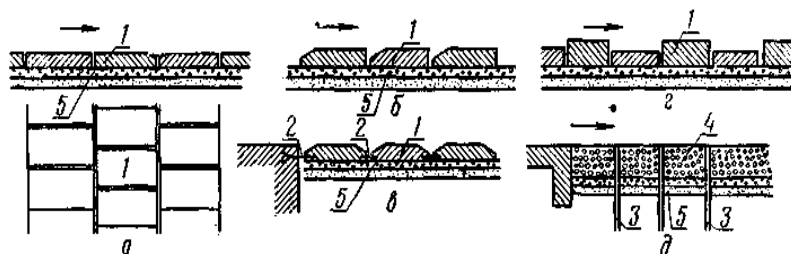


Рисунок 6.11 – Крепление рисбермы: *a* – плоские плиты; *б* – плиты со скошенными ребрами; *в* – шарнирно связанные плиты (ковёр из плит); *д* – плиты разной высоты (повышенная шероховатость); *д* – каменная наброска между сваями, забитыми в шахматном порядке; *1* – плиты; *2* – анкерные связи между плитами; *3* – сваи; *4* – каменная наброска; *5* – слой обратного фильтра

Рисберму независимо от того, из чего она выполнена, укладывают на слой обратного фильтра толщиной каждого слоя 0,3 м при сухой укладке и 0,6–0,8 м при укладке в воду. Стыки между плитами остаются открытыми для свободного выхода фильтрационного потока. В плитах больших размеров устраивают отверстия, заполненные обратным фильтром. Длина рисбермы $l_{\text{рис}} = (1-2)l_{\text{вод}}$.

Общая длина крепления нижнего бьефа $l_{\text{кр}} = 9-12h_{\text{в}}^{\text{н}}$.

Поток воды, сходящий с рисбермы, как правило, имеет скорости, превосходящие допускаемые на размыв для неукрепленного русла. Вследствие этого неизбежен размыв за рисбермой.

Для предупреждения подмыва рисбермы устраивают концевой участок, который можно рассматривать как продолжение рисбермы (рис. 6.12).

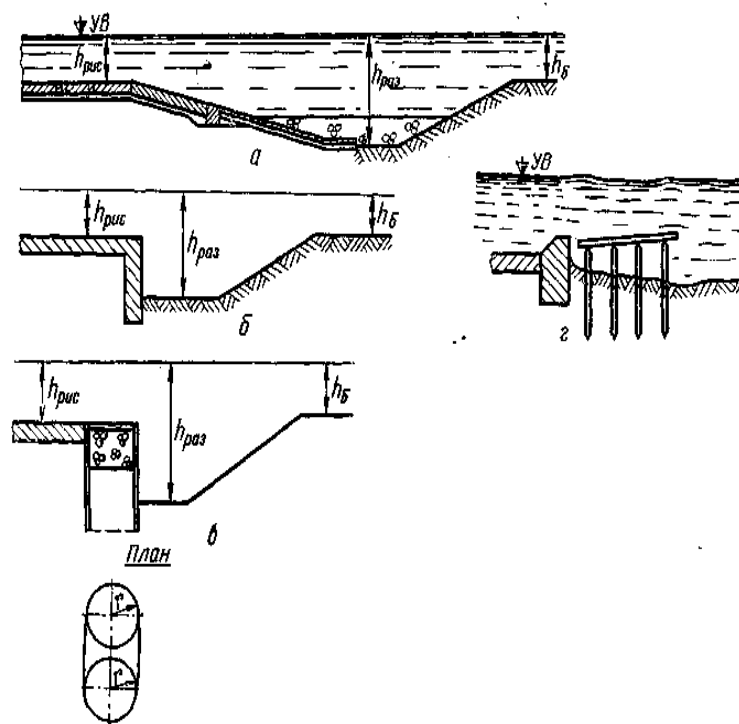


Рисунок 6.12 – Концевые устройства:
 а – предохранительный откос; б – бетонный зуб;
 в – шпунтовая ячеистая стенка; г – уральский пол

Глубину размыва за рисбермой определяют по формуле

$$h_{\text{раз}} = 1,05 \sqrt[1,2]{\frac{q_{\text{рис}}}{v_{\text{дон}}}}, \quad (6.5)$$

где $q_{\text{рис}}$ – удельный расход при сходе потока с рисбермы;

$v_{\text{дон}}$ – допускаемая скорость на размыв неукрепленного русла в месте размыва при глубине воды, равной 1 м.

Как видно из формулы (6.5), уменьшение глубины размыва связано с уменьшением удельных расходов на рисберме, что, в свою очередь, ведет к увеличению глубины воды над ней.

Во избежание подмыва концевой части рисбермы ее сопрягают с естественным руслом либо с помощью глубокого зуба, прорезающего размывающие породы на достаточную глубину, либо в случае залегания неразмывающих пород на большой глубине с помощью сопрягающего ковша с заложением откосов 1:4. Дно ковша укрепляют наброской камня.

Кроме этих частей в подземном контуре плотины имеются шпунты, зубья и дренажные устройства.

Шпунты и зубья служат для увеличения пути фильтрационного потока и уменьшения фильтрационного давления на флютбет.

Дренажи служат для отвода профильтровавшейся воды в нижний бьеф.

5. Общие вопросы проектирования устройств нижнего бьефа водопропускных сооружений

Устройствами нижнего бьефа принято называть такие конструктивные элементы водопропускных гидротехнических сооружений, которые служат как для предохранения дна водотока от механического его разрушения в зоне гашения избыточной кинетической энергии потока, так и для интенсификации процесса сопряжения бьефов с помощью специальных гасителей энергии потока.

При их проектировании решается целый класс взаимосвязанных задач, основными из которых являются: расчет параметров гидравлического режима сопряжения бьефов; прогноз параметров взаимодействия потока с отдельными частями устройств нижнего бьефа для последующей оценки их устойчивости и прочности; прогноз общих и местных переформирований речного дна ниже сооружения.

В практике современного гидротехнического строительства избыточную энергию гасят: одной из форм гидравлического прыжка (рис. 6.13, *а, б*); отбросом или свободным падением струи, энергия которой теряется в водяной толще нижнего бьефа или в воронке размыва (рис. 6.13, *в, г*); соударением струй в водяной или воздушной среде; гасителями непосредственно на водопропускном тракте или специальными камерами (рис. 6.13, *д, е*); комбинацией двух или нескольких перечисленных схем.

Каждой из перечисленных схем гашения отвечает определенный режим сопряжения бьефов. При гашении одной из форм гидравлического прыжка возможны два режима, различающиеся относительным расположением в вертикальной плоскости транзитной части потока: донный – при устойчивом нахождении транзитной струи у дна и поверхностный, если транзитная струя располагается на поверхности потока или в непосредственной близости от него.

Устройства нижнего бьефа, плавно сочленяющие верховой участок с дном нижнего бьефа, в зависимости от сбрасываемого расхода и параметров до и после участка сопряжения могут работать при четырех режимах: трех донных (соответственно с отогнанным, предельным или затопленным прыжком) и поверхностным.

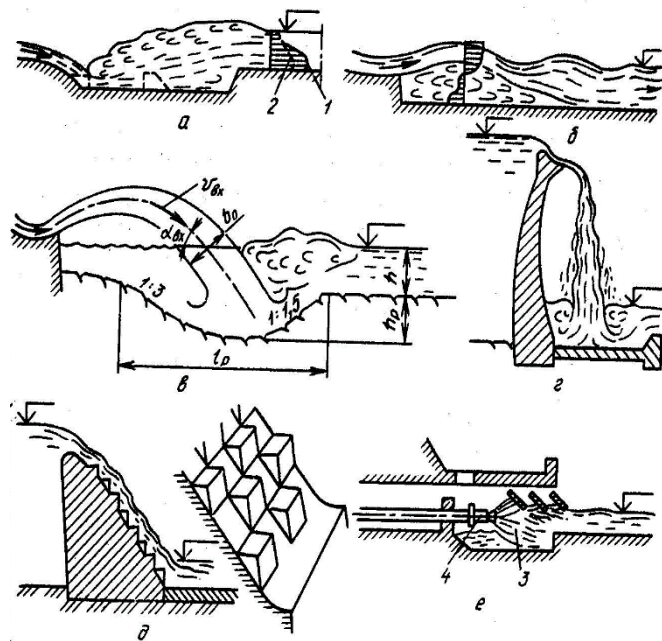


Рисунок 6.13 – Схемы гашения избыточной энергии потока:

a – донным гидравлическим прыжком; *б* – одной из форм поверхностного гидравлического прыжка; *в*, *г* – отбросом струи от сооружения; *д* – на водосливной грани, покрытой пирсами в шахматном порядке; *е* – в камере гашения конусного затвора; 1, 2 – эпюры скоростей (без гасителя и с ним); 3 – камера гашения; 4 – конусный затвор

При устройстве на конечном участке носка-уступа в зависимости от его высоты, положения уровня нижнего бьефа, сбрасываемого расхода и параметров потока до и после участка сопряжения в нижнем бьефе возможны как донные, так и поверхностные режимы. Их последовательная смена происходит через четыре так называемых «критических режима».

При гашении энергии потока по схеме отброшенной струи постепенный подъем отметок уровня нижнего бьефа до отметок носка-трамплина приводит к возникновению одного из видов поверхностного режима.

К наиболее распространенным и часто реализуемым схемам гашения относится сопряжение бьефов при донном режиме. Его недостатки: наличие значительных и довольно медленно затухающих по длине донных скоростей, приводящих к размывам; вращение в вальце прыжка плавающих тел (в том числе льда), могущих повредить поверхности сооружения. Применение поверхностного режима сопряжения позволяет значительно облегчить крепление, а также создать благоприятные условия для сброса льда. Этот режим рационален в тех случаях, когда он может быть создан без значительного заглубления отметок крепления и подошвы плотины. К недостаткам этого режима, в определенной степени ограничивающим его широкое применение, относят: а) неустойчивость границ надежного существования его различных форм; б) невозможность его создания при малой высоте носка-уступа; в) неизбежность возникновения различных колебаний уровня нижнего бьефа (раскачка бьефа); г) необходимость в относительно больших глубинах нижнего бьефа.

Если глубина нижнего бьефа значительно меньше второй сопряженной глубины (или меньше глубины, определяющей нижнюю границу поверхностного режима) и одновременно концевая часть сооружения располагается на основании, характеризующемся значительной устойчивостью против размыва, целесообразно применять схему сопряжения с отбросом струи с носка-трамплина. Основные достоинства этой схемы – устойчивый и «гидравлически ясный» режим сопряжения. К недостаткам его относят: неупорядоченный характер течения в нижнем бьефе в начальный период эксплуатации сооружения, необходимость предварительного устройства ямы размыва (до ее полного формирования и образования отстойки); относительно высокую степень неравномерности распределения удельных расходов по ширине нижнего бьефа; эксплуатационные затруднения, вызванные разбрызгиванием струй и образованием водяной пыли; сложность размещения сливной поверхности для разгона струи и самого трамплина на низовой грани плотины (особенно, если это арочная плотина); опасность нарушения устойчивости склонов, вызванную образованием глубокой воронки размыва (особенно в узких створах).

Совокупность сооружений, предусматриваемых в нижнем бьефе для обеспечения безопасного и надежного в эксплуатационном отношении отвода сбрасываемого потока в русло реки, называется креплением нижнего бьефа.

6. Гидравлические расчеты бетонных водосливных плотин

Гидравлическим расчетом определяют необходимое количество и размеры водопропускных отверстий, обеспечивающих пропуск максимального расчетного расхода, уточняют режим пропуска плавающих тел, отметку гребня водослива и водобоя, построение профиля сливного оголовка и сливной грани, а также тип и размеры устройств нижнего бьефа.

Ширина водосливного фронта L_0 зависит от величины максимального сбросного расхода, уровня режима нижнего бьефа, типа водослива, способа и режимов сопряжения бьефов, конструкции затвора. Все эти факторы учитываются в основном величиной удельного сбросного расхода на водосливе q_v . В первом приближении

$$L_0 = \frac{Q_{\max \text{ рас}}}{q_v}. \quad (6.6)$$

Значение максимального сбросного расчетного расхода устанавливается гидрологическим расчетом с учетом класса гидроузла:

$$Q_{\max \text{ рас}} = Q_{\max} - Q_{\text{соор}} - Q_{\text{тр}}, \quad (6.7)$$

где Q_{\max} – максимальный паводковый расход расчетной обеспеченности;

$Q_{\text{соор}}$ – расход, пропускаемый другими сооружениями;

$Q_{\text{тр}}$ – расход, трансформируемый водохранилищем.

Водосливной фронт L_0 делится на отдельные пролеты шириной b . Ширина пролетов принимается стандартной, обычно 2; 2,5; 3; 3,5; 4; 4,5; 5; 6; 8; 10; 12; 14; 16; 18 м. В случае, если через пролеты пропускается лед, то размеры пролетов зависят от условий, через которые пропускается лед, и

могут быть от 10 до 20 м. Общая ширина ледопропускных отверстий должна быть

$$L_{\text{л}} = (0,5-0,6)b_{\text{реки}}, \quad (6.8)$$

где b – расчетный створ.

При одинаковой ширине пролетов их число равно

$$N = L_0 / b. \quad (6.9)$$

Тогда проектная ширина водосливного фронта

$$L_n = nb + (n - 1)d, \quad (6.10)$$

где d – толщина быка.

Удельный расход на рисберме будет равен

$$q_p = \frac{Q_{\text{max рас}}}{nb + (n - 1)d}. \quad (6.11)$$

Высотное положение водослива определяется уровнем НПУ, ФПУ, напором воды H на пороге и пропускной способностью водослива. Из формулы пропускной способности определяем H_0 :

$$H_0 = \sqrt[3]{\frac{q_B^2}{\sigma_n^2 m^2 2g}}, \quad (6.12)$$

затем определяем H :

$$H = H_0 - \frac{\alpha v^2}{2g}. \quad (6.13)$$

После этого уточняется величина H с учетом величины сжатия. Коэффициент бокового сжатия ε определяют по формуле Френсиса – Кригера:

$$\varepsilon = 1 - 0,1n\xi \frac{H_0}{L_0}, \quad (6.14)$$

где n – количество сжатий;

ξ – коэффициент сопротивления, для прямоугольной формы быка

$\xi = 1,0$, для радиальной и треугольной – $0,7$.

Отметку гребня водослива определяют по формуле

$$\nabla_{\text{ГП}} = \nabla_{\text{НПУ}} (\nabla_{\text{ФПУ}}) - H. \quad (6.15)$$

Для определения отметки водобоя необходимо определить сжатую и сопряженную ей глубины на водобое.

Сжатую глубину h_c определим из формулы

$$q_p = \varphi h_c \sqrt{2g(H_0 + P - h_c)}, \quad (6.16)$$

а сопряженную ей глубину –

$$h_c^{\parallel} = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{\text{кр}}}{h_c} \right)^3} - 1 \right], \quad (6.17)$$

где P – высота порога водослива;

φ – коэффициент скорости;

$h_{\text{кр}}$ – критическая глубина;

$$h_{\text{кр}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q_p^2}{g}}. \quad (6.18)$$

После этого решается вопрос о сопряжении бьефов по условию $h_c^{\parallel} > h_6$ или $h_c^{\parallel} < h_6$.

Если $h_c^{\parallel} < h_6$, отметку водобоя можно принять на отметке дна нижнего бьефа. В случае, если $h_c^{\parallel} > h_6$, отметка водобоя принимается ниже дна в нижнем бьефе на величину

$$d_k = 1,1(h_c^{\parallel} - h_6). \quad (6.19)$$

Длину водобоя принимают по формуле

$$L_b = (1,9 h_c^{\parallel} - h_6)2,5. \quad (6.20)$$

После выполнения гидравлического расчета строится профиль водосливной плотины по координатам Кригера – Офицерова. Сопряжение сливной грани с водбоем осуществляется при помощи криволинейной вставки радиусом $R = (0,2-0,5)(H + P)$.

7. Общие сведения и классификация контрфорсных плотин

Контрфорсными называют плотины, состоящие их ряда вертикальных отдельно стоящих контрфорсов (стенок), расположенных на некотором расстоянии друг от друга и перекрытых с напорной стороны водонепроницаемыми перекрытиями того или иного типа (рис. 6.14).

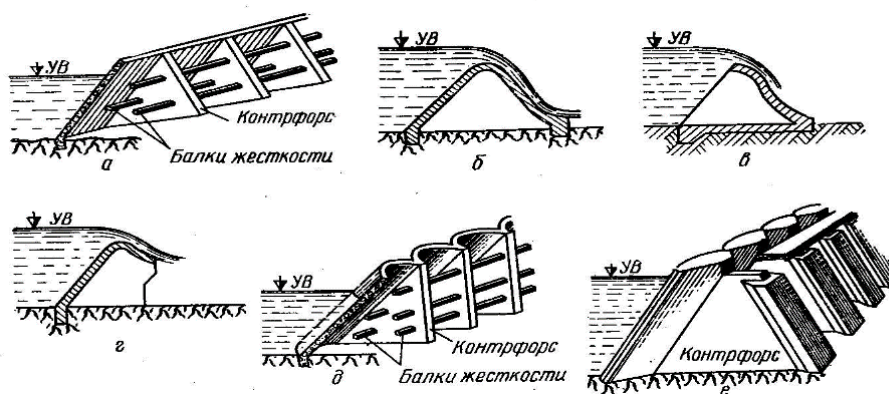


Рисунок 6.14 – Типы контрфорсных плотин:

а, д, е – глухие соответственно с плоскими напорными перекрытиями, многоарочные, гравитационно-контрфорсные; *б, в, г* – водосливные соответственно с напорной и водосливной плитами, реверсивная с водосливной напорной гранью, реверсивная со свободно падающей струей

Устойчивость контрфорсных плотин на сдвиг, а практически устойчивость контрфорсов, обеспечивается, как и в гравитационных плотинах, собственным весом и давлением воды, действующим на напорные перекрытия. Сила вертикального давления воды в таких плотинах играет значительную роль в устойчивости контрфорсов на сдвиг.

Контрфорсные плотины имеют ряд преимуществ перед гравитационными: 1) значительно снижается противодиффузионное давление; 2) сокращается расход бетона; 3) создаются благоприятные условия

для уменьшения экзотермии бетона и снижения температурных деформаций; 4) представляется возможность визуально наблюдать за состоянием всех частей плотины; 5) надежность при сейсме и др.

Вместе с тем возможно отметить и некоторые недостатки контрфорсных плотин: 1) более сложное производство работ; 2) фильтрация воды через относительно тонкое напорное перекрытие и, вследствие этого, возможность разрушения бетона при замерзании воды в порах; 3) ненадежность гидроизоляции швов; 4) необходимость применять арматуру.

С момента появления первой контрфорсной плотины (1903 г.) они все время изменялись, и в настоящее время появилось много разновидностей их, которые можно классифицировать по ряду признаков.

1. *По типу напорных покрытий*: глухие плотины с плоскими напорными перекрытиями; водосливные с напорной и водосливной плитой, доходящей до водобоя; водосливные со свободно падающей струей; с арочными и купольными перекрытиями; гравитационно-контрфорсные с перекрытиями, образованными оголовками контрфорсов.

2. *По конструкции контрфорсов*: с одиночным и сплошными контрфорсами; с парными сплошными контрфорсами; со сквозными контрфорсами; с фундаментной плитой; без фундаментной плиты; заанкерованные.

3. *По очертанию продольной оси в плане*: прямолинейные, с ломаной осью, с криволинейной осью.

Наибольшее распространение в настоящее время имеют массивно-контрфорсные бетонные плотины, которые просты по конструкции. Самые высокие из них – Хатанаги высотой 125 м в Японии, Зейская плотина высотой 111 м в России, Андижанская высотой 125 м в Узбекистане.

Контрфорсные плотины с плоскими напорными перекрытиями

В большинстве случаев контрфорсные плотины с плоскими напорными перекрытиями имеют высоту 28–30 м. Плотины большей высоты встречаются редко. Самая высокая – Эскаба высотой 88 м построена в 1949 г. В Аргентине.

В настоящее время контрфорсные плотины с плоскими напорными плитами имеют ограниченное распространение, так как более экономичными оказываются гравитационно-контрфорсные плотины.

Существенным недостатком плотин с плоскими напорными перекрытиями считается незначительное расстояние между контрфорсами.

Напорные плиты перекрытий по характеру опирания на контрфорс могут быть разрезными и неразрезными (рис. 6.15).

В разрезном варианте плиты свободно опираются и рассчитываются как балки на двух опорах с равномерно распределенной нагрузкой. В неразрезных конструкциях плиты монолитно связаны с бетоном, толщина их меньше, но они более чувствительны к неравномерности осадки. Расчетная схема будет как для многопролетной балки.

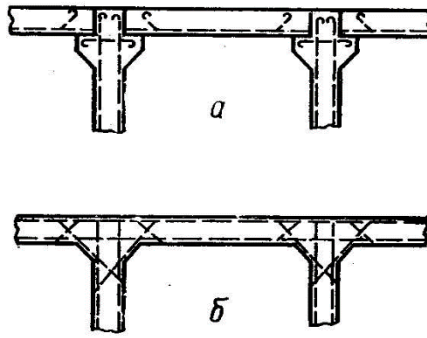


Рисунок 6.15 – Опираие плоских напорных плотин на контрфорсы: *a* – разрезное; *б* – неразрезное

Плиты в контрфорсных плотинах имеют переменную толщину. В верхней части плотины их толщина принимается равной 0,25–0,4 м, в нижней части при высоте плотины 20–40 м – 0,6–1,5 м.

В местах опирания плит швы заполняются асфальтобитумной мастикой.

Одиночные контрфорсы (рис. 6.16) представляют собой стенки трапециевидального сечения, в которых $b_{гр}$ назначается в зависимости от эксплуатационных условий, а по низу

$$B_{ос} = (m_1 + m_2)H_{пл} + b_{гр}.$$

$$\theta_1 = 45^\circ, \text{ иногда до } 60^\circ, \theta_2 = 60-90^\circ.$$

Толщина контрфорса по верху d_v назначается конструктивно в пределах 0,2–0,6 м. Толщину по низу ориентировочно определяют по формуле

$$d_n = 0,1H_{плав}.$$

Вычисленное значение d_n затем корректируют при статических расчетах контрфорсов по напряжениям и устойчивости.

Расстояние между контрфорсами не превышает 5–6 м. В скальных основаниях контрфорсы заглублены на 0,3–0,6 м. На нескальных грунтах для уменьшения напряжений в основании контрфорсов применяют железобетонную плиту, жестко связанную с контрфорсом. Фильтрационное противодействие снижается благодаря отверстиям, расположенным по всей плоскости.

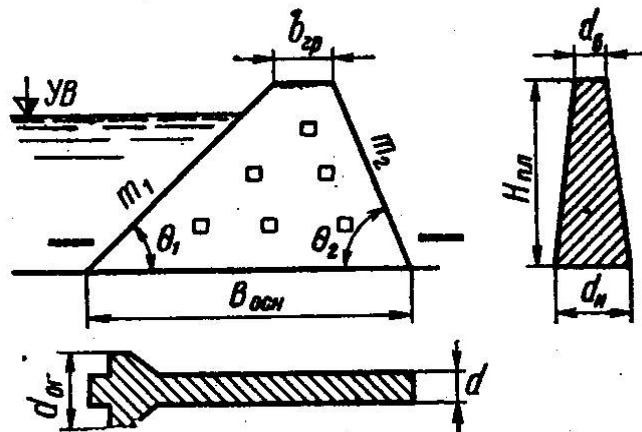


Рисунок 6.16 – Одиночный контрфорс

Так как контрфорсы подвержены продольному изгибу, то для его устранения необходима постройка балок жесткости, которые располагают рядами параллельно нижней грани контрфорсов. Расстояние между балками жесткости обычно находится в пределах 4–8 м по высоте и 5–12 м по горизонтали (рис. 6.16).

Если устраивается водосливная контрфорсная плотина, то водосливному плитам придают безвакуумное очертание и водослив доводят до фундаментной плиты, в пересечении с которой устраивают зуб. Через 15–20 м устраивают деформационные швы. В глухих плотинах их устраивают по оси контрфорсов.

Многоарочные и многокупольные плотины

Контрфорсные плотины, у которых напорные перекрытия выполнены в виде арок, называют многоарочными (см. рис. 6.14, д). Под многокупольными понимают контрфорсные плотины, имеющие напорные перекрытия в виде куполов, т. е. поверхности двойной кривизны.

Применяются многоарочные и многокупольные плотины преимущественно глухими на скальных основаниях. Форму арок чаще принимают круговой с постоянной толщиной в горизонтальных сечениях, с центральным углом в пределах $160\text{--}180^\circ$. Толщина арок по вертикали имеет переменное значение. В верхней части толщину конструктивно принимают равной 0,5 м, а у основания ее определяют расчетом. В основании арки опираются на бетонный зуб такого же очертания. Конструкция контрфорсов такая же, как и в плотинах с плоскими напорными перекрытиями. Толщина контрфорсов по верху $d_v = (1,5\text{--}2,0)e_v$, где e_v – толщина арки по верху. Расстояние между контрфорсами в современных плотинах достигает 50 м, а среднее – 12–25 м.

Многокупольными перекрытиями можно перекрыть большие пролеты при сравнительно тонкой оболочке купола, но вследствие сложности их выполнения практического применения многокупольные плотины не получили.

Гравитационно-контрфорсные плотины

Такие плотины образуются из ряда параллельно стоящих контрфорсов (см. рис. 6.14, з), имеющих с напорной стороны утолщения – оголовки, вплотную примыкающие друг к другу, в результате чего образуется водонепроницаемое перекрытие. Такие плотины на 15–35 % экономичнее гравитационных, а в отдельных случаях и больше.

Горизонтальные сечения контрфорсов имеют различные формы (рис. 6.17).

Контрфорсы бывают сплошными, одиночными и полыми, иногда их называют парными. Формы напорной грани оголовков применяют криволинейные, круговые, полигональные и плоские.

Сплошные одиночные контрфорсы располагаются с шагом 15–18 м при их толщине 3–8 м, а полые допускают расстояния до 22–26 м, следовательно,

число швов, являющихся слабым местом, в два раза меньше с одиночными контрфорсами – Зейская плотина, с полыми – Андижанская и Хатанага.

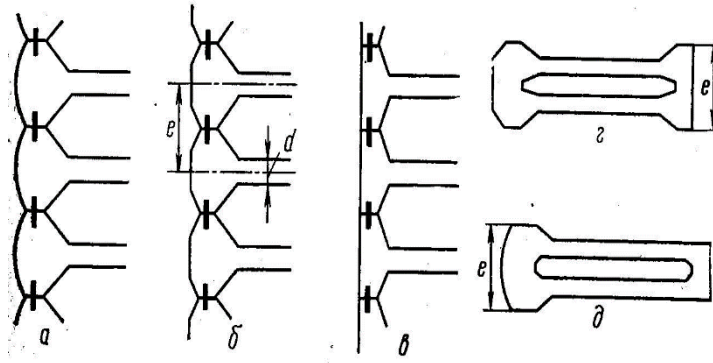


Рисунок 6.17 – Типы оголовков в гравитационно-контрфорсных плотинах (горизонтальные сечения): *a* – одиночные криволинейные (кругового очертания); *б* – одиночные полигональные; *в* – одиночные плоские; *г* – двойные плоские; *д* – двойные криволинейные (кругового очертания)

Заложение откосов $m_1 = 0,4 \dots 0,5$; а m_2 так, чтобы $m_1 + m_2 = 0,85 \dots 0,1$.
Выполняются как глухие, так и водосливные.

8. Общие сведения и классификация арочных плотин

Арочными плотинами называют криволинейные в плане водоподпорные сооружения (рис. 6.18), работающие как свод или оболочка и сопротивляющиеся действию горизонтальных нагрузок в основном за счет упора их в берега ущелья.

Горизонтальные сечения арочных плотин имеют обычно круговое очертание с нормальным опиранием пят арок в берега. Поперечные профили арочных плотин (консоли) весьма различны по форме и в ряде случаев назначаются криволинейными по вертикали.

По характеру работы на сдвиг они принципиально отличаются от гравитационных. Устойчивость их обеспечивается в основном за счет упора в берега. Это позволяет проектировать арочные плотины с весьма малой толщиной, определяемой лишь условием прочности материала сооружения.

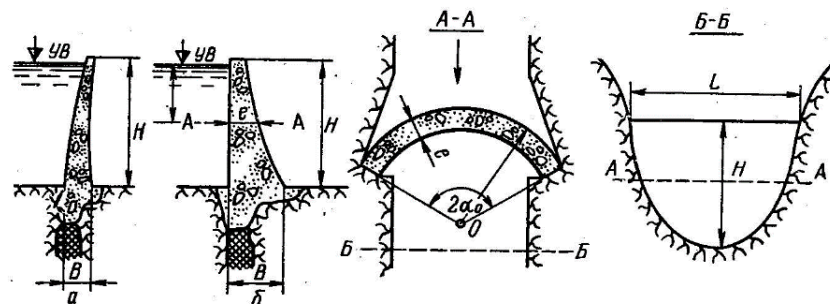


Рисунок 6.18 Типы арочных плотин:
a – собственно арочная плотина (тонкая арочная плотина);
б – арочно-гравитационная плотина

Профили арочных плотин значительно обжаты и характеризуются коэффициентом стройности v – относительной толщиной плотины, равной

$$\beta = \frac{e_0}{H_{пл}},$$

где e_0 – толщина плотины у основания;

$H_{пл}$ – высота плотины.

Для тонких арочных плотин $\beta < 0,2$ (для гравитационных – $\beta = 0,6 \dots 0,8$).

Самой высокой из построенных арочных плотин является плотина Вайонт (Италия, 1960), $H_{пл} = 266$ м, $\beta = 0,084$.

Классификация арочных плотин.

Арочные плотины классифицируют:

1) по относительной толщине профиля – коэффициенту стройности – различают следующие типы: тонкие – $\beta < 0,2$; толстые – $\beta = 0,2–0,35$; арочно-гравитационные – $\beta > 0,35$;

2) по высоте: низкие – до 25 м; средние – 25–75 м; высокие – больше 75 м;

3) по форме: арочные плотины с одной кривизной (только в горизонтальном направлении); с двойкой кривизной, при значительном искривлении профиля их называют купольными;

4) по способу пропуска воды: глухие и водосбросные.

Существуют и другие характерные признаки, по которым можно классифицировать плотины (по сопряжению с основанием, материалам и др.).

Требования к геологическим и топографическим условиям створа плотины

Геологические условия должны обеспечить возможность передачи значительных усилий от плотины на берега долины при высоком уровне сжимающих напряжений в плотине, достигающих в современных плотинах до 10–12 МПа. Для восприятия таких усилий берега в створе плотины должны быть сложены прочной, монолитной, малодеформирующейся скалой. Кроме того, скала должна быть водостойчивой и водонепроницаемой.

При строительстве арочных плотин с худшими геологическими условиями приходится выполнять сложные мероприятия по укреплению скального основания (площадная цементация, расчистка и бетонирование трещин и т. д.).

На экономичность профиля арочных плотин существенное влияние оказывают топографические условия. Определяющее значение при этом имеет относительная ширина долины или коэффициент створа:

$$K_{ств} = \frac{L}{H_{пл}},$$

где L – длина плотины по гребню.

До недавнего времени считалось, что арочные плотины могут строиться при $K_{ств} < 3,0 \dots 3,5$, причем для тонких арочных плотин $K_{ств} < 1,5 \dots 2,0$. В настоящее время построены и проектируются достаточно экономичные плотины при величине $K_{ств}$ до 10. Расширение области применения арочных плотин получено за счет устройства в плотине конструктивных швов, повышающих арочный эффект.

Арочные плотины выполняют из высокопрочных марок бетона, так как арки работают на сжатие. При их возведении высота плотин практически не ограничивается, если благоприятны геологические и топографические условия. В СССР в сложных условиях строилась Ингурская арочная плотина высотой 271,5 м и $K_{ств} = 2,77$. Есть проекты, где высота плотины более 300 м (Абу-Шейнч (Судан) – 335 м).

Конструктивные особенности арочных плотин

Гребень и грани глухих плотин. Толщина арочных плотин по гребню мала (от 1,5–4,0 м), поэтому устройство дороги по плотине требует специального уширения, обычно балочно-консольного типа.

Напорная грань в целях повышения ее водонепроницаемости иногда покрывается или окрашивается битумом; низовая грань большей частью никаких облицовок не имеет. В суровых климатических условиях низовая грань плотины утепляется.

Форма арок в плане. Очертание арок в плане в рассматриваемом сечении можно выполнить по различным закономерностям. Наиболее простой считается круговая арка, очерченная из одного центра и имеющая постоянную толщину. Но в таких арках напряжение в пятах получается больше, чем в ключе. Выравнивание напряжений достигается увеличением толщины арок в пятах. Для этого напорную и низовую грани вычерчивают из разных центров.

Центральный угол, при котором будет наименьший объем плотины, находится в пределах 133–140°.

Устройство водосбросов в арочных плотинах. Водосливы в арочных плотинах являются более экономичным решением, чем водосбросы в берегах. Более целесообразно в арочных плотинах устройство водосливов по принципу свободно падающих струй. При этом оголовку водослива придают своеобразную форму для отброса струи. Толщина переливающейся струи на водосливе ограничивается 2–4 м. На ряде плотин вместо водосливных применяют погруженные отверстия на небольшой глубине от НПУ, что увеличивает пропускную способность и нет необходимости в устройстве мостов.

Устройство глубинных отверстий водоспусков в арочных тонких и сильно напряженных плотинах требует сильного армирования бетона вокруг труб водоспуска.

Примыкание арок к бортам ущелья. Все силы, действующие на арочную плотину, передаются через пяты арок на скальные берега. Учитывая это, примыкание плотин к берегам следует выполнять особенно тщательно. Разработано много схем примыкания арок к берегам, основные из которых приведены на рис. 6.19.

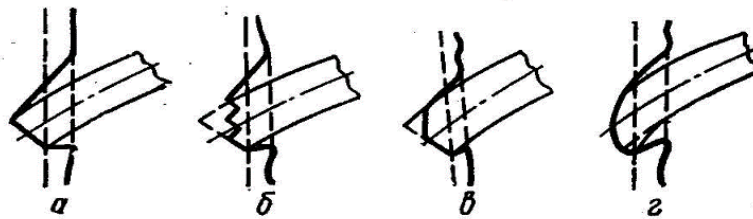


Рисунок 6.19 – Сопряжение пят арок с берегами:
a – радиальное; *б* – ступенчатое; *в* – со срезкой верхового угла;
г – криволинейное по типу «ложки»

Швы в арочных плотинах. По условию статической работы арочные плотины деформационных швов не имеют. Вместе с тем арочные плотины невозможно выполнить без временных строительных швов, которые бывают трех типов: бетонлируемые, цементируемые и комбинированные. Расстояние между швами принимают в пределах 10–15 м, располагая их радиально. Бетонлируемые швы имеют ширину 0,7–1,5 м.

Кроме временных швов имеются еще и конструктивные швы следующих видов: контурные и швы надреза. Контурный шов устраивается по всему контуру опирания плотины.

Швы надреза устраивают обычно в нижней части контура опирания плотины с верховой ее стороны.

Тема № 7

Оценка надежности (устойчивости и прочности) бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений на нескальном основании

1. Основные положения расчетов бетонных плотин по предельным состояниям
2. Силы и нагрузки, действующие на гидротехнические сооружения
3. Расчеты бетонных плотин на прочность и устойчивость
4. Расчет контрфорсных плотин
5. Краткая характеристика методов расчета арочных плотин

1. Основные положения расчетов бетонных плотин по предельным состояниям

Отличительная черта метода расчета по предельным состояниям – использование группы статистически обоснованных расчлененных коэффициентов запаса (коэффициенты: сочетаний нагрузок n_c , условий работы $m_{пл}$, надежности K_n , перегрузки n , запаса по материалу K_m) вместо одного коэффициента запаса.

Расчеты плотин при этом выполнены по двум группам предельных состояний:

первая – по непригодности к эксплуатации (потеря устойчивости, разрушение, опасные подвижки, крупные трещины и т. д.);

вторая – по непригодности к нормальной эксплуатации (требуется ремонт – увеличилась фильтрация, раскрылись трещины, появились недопустимые деформации).

По первой группе предельных состояний выполняют расчеты на общую прочность и устойчивость, а также на местную прочность элементов плотины; по второй – расчеты оснований на местную прочность сооружений по образованию трещин и деформациям, расчеты раскрытия строительных швов в бетонных и трещин в железобетонных конструкциях.

Оценку наступления предельных состояний осуществляют сопоставлением расчетных усилий, напряжений, деформаций, перемещений, раскрытий трещин и т. п. с соответствующими критериями несущей способности, сопротивления материалов, нормативных величин раскрытия трещин, деформаций и т. п., устанавливаемых ТКП или техническими условиями.

Оценку наступления предельных состояний первой группы выполняют по одному из условий:

$$n_c N_p \leq m_{пл} R / K_n, \text{ или } n_c \sigma_{расч} \leq m_{пл} \Phi(R_b, R_a) / K_n, \quad (7.1)$$

где N_p – расчетное значение обобщенного силового воздействия на сооружение;

R_p – расчетное значение обобщенной несущей способности на сооружения или основания;

σ – расчетное значение напряжения;

Φ – функция, вид которой зависит от напряженно-деформированного состояния плотины;

R_6 – расчетное сопротивление бетона;

R_a – расчетное значение арматуры.

Из первого условия (7.1) можно получить значение обобщенного коэффициента запасам K . Так как

$$R_p/N \geq K_{нпс}/m_{пл}, \text{ или } R/N_p \geq K, \\ \text{то } K = K_{нпс}/m_{пл}. \quad (7.2)$$

Использование понятия обобщенного коэффициента запаса позволяет сравнить между собой варианты плотин одного или различных типов.

2. Силы и нагрузки, действующие на гидротехнические сооружения

Нагрузки и воздействия на бетонные и железобетонные плотины должны определяться согласно требованиям главы ТКП.

При проектировании плотин следует учитывать:

а) собственный вес сооружения, включая вес постоянного технологического оборудования (затворы, подъемные механизмы и пр.); определяется исходя из геометрических размеров и объемной массы бетона;

б) гидростатическое давление воды на плотину и ее части; вычисляются по общим формулам гидравлики;

в) вес грунта, сдвигающегося вместе с плотиной, и боковое давление грунта со стороны верхнего и нижнего бьефов.

Давление грунта или наносов со стороны верхнего бьефа определяется по формуле

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma_{всб} h_H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi + \alpha - 90^\circ}{2} \right), \quad (7.3)$$

где φ – угол внутреннего трения наносов;

α – угол наклона верховой грани плотины к горизонту.

При $\alpha = 90^\circ$

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma_{всб} h_H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (7.4)$$

Со стороны нижнего бьефа

$$E_2 = \frac{1}{2} \gamma_{всб} h_H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad (7.5)$$

г) давление фильтрационной воды при НПУ и нормальной работе противифльтрационных и дренажных устройств; определяется по эпюре фильтрационного давления.

Пользуясь предложениями А. Л. Можевитинова, рассмотрим несколько упрощенный способ определения волнового давления на бетонную плотину.

В случае, когда глубина воды в водохранилище больше половины длины волны, где длина волны для водохранилищ

$$\lambda = (10 - 15) h_B b,$$

т. е. глубина воды в водохранилище $h \geq (5-8)h_B$, эпюра волнового давления будет иметь вид треугольника ABC .

Площадь эпюры необходимо умножить на γ_v – объемную массу воды.

Как видно из рис. 7.1, волновое давление намного меньше гидростатического, и при расчете плотины во многих случаях им можно пренебречь.

Кроме перечисленных основных нагрузок, на плотину действуют также нагрузки от плавающих тел, динамические нагрузки при пропуске льда, температурные воздействия, сейсмические и т. д.

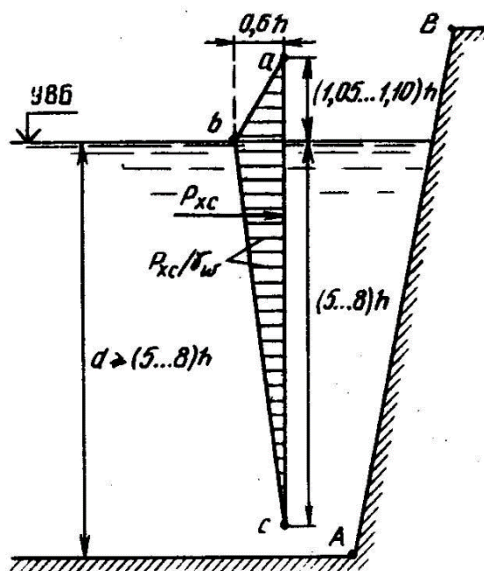


Рисунок 7.1 – Приближенная эпюра давления ветровых волн высотой h на напорную грань сооружения при большой глубине воды

При расчете гидротехнических сооружений нагрузка и воздействие должны приниматься в наиболее неблагоприятных возможных сочетаниях отдельно для эксплуатационного и строительного периодов.

3. Расчеты бетонных плотин на прочность и устойчивость

При расчете прочности плотин современные нормы проектирования подразделяют на две группы. К первой группе относятся плотины высотой до 60 м, в которых значение эксплуатационных напряжений обычно не превышает 2 МПа. Здесь используют формулу внецентренного сжатия:

$$\sigma_{\frac{\max}{\min}} = \frac{N}{F} \pm \frac{M_0}{W} \leq [\sigma], \quad (7.6)$$

где N – сумма проекций всех действующих сил на нормаль к рассчитываемому сечению;

F – площадь сечения;

M_0 – момент всех сил, действующих на плотину относительно центра тяжести рассматриваемого сечения;

W – момент сопротивления рассматриваемого сечения.

Ко второй группе относятся плотины высотой больше 60 м. Здесь сжимающее напряжение достигает величины 7–10 МПа. При выполнении расчетов на прочность должно выполняться следующее условие:

$$nC |\sigma_3| \leq \frac{m_{пл} R_{пр}}{K_n}, \quad (7.7)$$

т. е. максимальные сжимающие напряжения не должны превысить значение призмной прочности $R_{пр}$, σ_3 – минимальные главные напряжения.

Во избежание неравномерной осадки основания, а следовательно, и перекоса плотины отношение максимальных краевых напряжений к минимальным по контакту плотины с грунтом ограничивают, принимая его для песчаных грунтов ≤ 3 , а для глинистых $\leq 1,5$ –2.

Расчеты устойчивости включают: расчеты на сдвиг (рис. 7.2), опрокидывание.

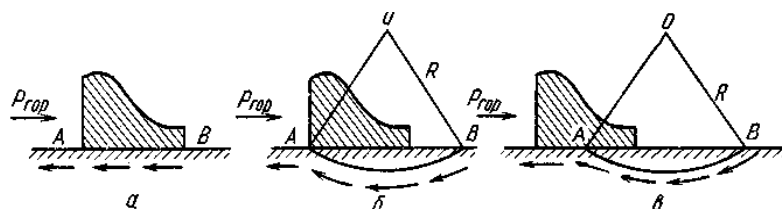


Рисунок 7.2 – Поверхности скольжения при определении устойчивости плотин на сдвиг: а – плоский сдвиг; б – сдвиг с частью грунта основания по всей подошве плотины; в – сдвиг с частью грунта основания при расположении кривой скольжения под частью подошвы плотины

При плоском сдвиге расчет ведут по формуле

$$K_c = \frac{fN + FC}{T} \geq [K], \quad (7.8)$$

где f – коэффициент трения бетона по грунту;

C – коэффициент сцепления грунта;

T – сумма всех действующих сил на плоскость сдвига.

При сдвиге с захватом грунта расчет ведут методом круглоцилиндрических поверхностей:

$$K_c = \frac{M_{уд}}{M_{сд}} \geq [K], \quad (7.9)$$

При расчете сооружения на опрокидывание расчет ведут по формуле

$$K_0 = \frac{\Sigma M_{уд}}{\Sigma M_{оп}} \geq [K], \quad (7.10)$$

где $\Sigma M_{уд}$ и $\Sigma M_{оп}$ – сумма моментов удерживающих и опрокидывающих сил относительно точки опрокидывания.

4. Расчет контрфорсных плотин

Основными расчетами в контрфорсных плотинах будут: расчеты по определению толщины плоских напорных плит и арочных перекрытий, расчет оголовков контрфорсов, расчет контрфорсов на устойчивость и прочность, а также расчет контрфорсов на продольный изгиб. При статических расчетах учитываются все действующие на плотину силы, кроме фильтрационного противодействия.

Расчет плоских напорных плит перекрытий, если они разрезные, проводят как балки, опертой по концам.

Для расчета (рис. 7.3) берут плиту шириной 1 м. Интенсивность давления $P = \gamma_v y$, где y – глубина воды по вертикали до середины сечения.

Если в нижнем бьефе имеется вода, $P = \gamma_v (y - y_1)$.

Нормальная составляющая давления от собственного веса $q = \gamma_v e \sin\theta$.

Расчеты будут проверочными при известной толщине плиты e .

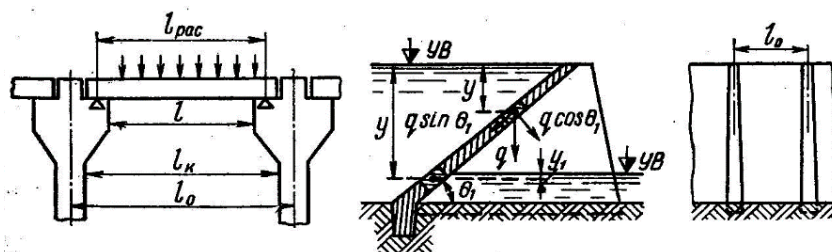


Рисунок 7.3 – Схема к расчету плоских напорных перекрытий контрфорсных плотин

Максимальный изгибающий момент будет $M = \frac{P + q}{8} l_{рас}^2$,

где $l_{расч} = l + \frac{2}{3} e$.

По изгибающему моменту M в соответствии с методикой, принятой при расчете железобетонных конструкций, определяют толщину плиты и процент ее армирования.

Если окажется, что e больше или меньше $e_{расч}$, задают новое значение e и расчет повторяют.

Предварительно полезную высоту плиты e_0 можно определить по эмпирической формуле $e_0 = (3-3,8) \sqrt{M}$.

Расчет контрфорсов на устойчивость и прочность выполняется аналогично, как и гравитационных плотин.

5. Краткая характеристика методов расчета арочных плотин

По мере освоения строительства арочных плотин совершенствовались и методы их расчета. Точность того или иного метода зависит от правильного учета действующих сил и факторов, действующих на плотину.

В практике проектирования арочных плотин применяют несколько методов расчета. Одни из них очень просты, но дают неточные результаты.

Другие дают более точные результаты, но очень сложны и трудоемки. Для предварительных расчетов используют простые методы, а затем уточняют принятую конструкцию более точными расчетами. К основным методам расчета арочных плотин можно отнести следующие: метод копирования, метод независимо работающих арок, метод арки постоянной толщины с жестко заделанными пятами, метод арки и центральной консоли, метод оболочек и экспериментальный метод.

Метод копирования заключается в определении конструктивных размеров арочной плотины по уже построенной плотине, находящейся в аналогичных условиях.

По методу независимо работающих арок расчет ведут как свободно опертой арки высотой, равной единице, с постоянной толщиной e при равномерно распределенной нагрузке от гидростатического давления воды P (рис. 7.4).

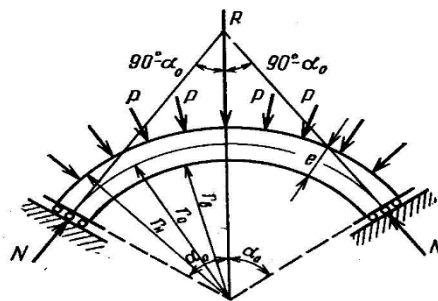


Рисунок 7.4 – Схема к расчету арки с использованием котельной формулы

Так как в таких арках отношение $\frac{e}{r_0}$ очень мало, то реакции располагаются в центре сечения, т. е. касательно к средней осевой линии арки радиусом $r_0 = 0,5(r_b - r_n)$.

К этой же осевой линии относится и нагрузка P , тогда ее интенсивность по осевой линии будет равна:

$$P^l = P \frac{r_n}{r_0}.$$

Равнодействующую нагрузку на всю арку R можно определить интегрированием нагрузки на элементарные площадки $d_s = r_0 d_\alpha$

$$R = 2 \int_0^{\alpha_0} P^l \cos \alpha d_s = 2 P^l r_0 \int_0^{\alpha_0} \cos \alpha d_\alpha = 2 P^l r_0 \sin \alpha_0.$$

Подставив значение P^l , получим:

$$R = 2 P r_n \sin \alpha_0.$$

Эта равнодействующая уравновешивает реакции N .

Из треугольника сил получим: $R = 2N \sin \alpha_0$, тогда $2N \sin \alpha_0 = 2 Pr_n \sin \alpha_0$ и $N = Pr_n$.

Сила N будет продольной в любом сечении арки, так как не зависит от α_0 , т. е. $N = Pr_n = \text{const}$ для всех сечений данной арки.

Сжимающие напряжения в сечении арки будут равны

$$\sigma_{ss} = \frac{N}{\omega} = \frac{Pr_n}{e},$$

откуда толщина арки будет $e = \frac{Pr_n}{[\sigma]}$.

Это есть так называемая цилиндрическая, или котельная, формула. Эта формула тем менее точна, чем толще арка, и не учитывает реальных условий работы плотины. Формула применяется для предварительного установления основных размеров плотины.

Метод расчета арки постоянной толщины с жестко заделанными пятнами заключается в разбивке плотины на ряд горизонтальных арок, при работе которых считают, что они не зависят друг от друга. В качестве расчетной схемы принимают арку, разрезанную в ключе, с приложением сил распора и моментов. Для каждого вида нагрузок определяют моменты и продольные силы в арке, а затем по формулам внецентренного сжатия находят краевые напряжения. При расчетах используют графики, облегчающие вычисления.

При расчете методом арки и центральной консоли плотину разбивают на горизонтальные арки одинаковой высоты (5–10 м), а вертикальными сечениями выделяют стенку посередине арки. Такую стенку называют центральной консолью. Разделяют нагрузку, воспринимаемую аркой и консолью, и определяют прогибы. Приравнивая прогибы в одинаковых точках, строят эпюру распределения гидростатического давления на арку и стенку.

Метод оболочек основан на использовании теории упругости. Работа арочной плотины учитывается как единой монолитной оболочки. Этот метод наиболее совершенен, но при его применении возникают большие математические трудности.

Экспериментальный метод заключается в моделировании выбранной конструкции арочной плотины и проведении лабораторных исследований.

Тема № 8

Затворы и механическое оборудование гидротехнических сооружений

1. Общие сведения и классификация затворов.
2. Общие условия работы затворов
3. Конструкция и расчет простейших затворов.
4. Конструкция и расчет плоских ригельных затворов.
5. Сегментные затворы.
6. Секторные затворы.
7. Крышевидные затворы.
8. Конструкция и расчет ремонтных и строительных затворов.
9. Затворы глубинных отверстий.
10. Подъемно-опускные устройства затворов.
11. Стационарные и передвижные подъемники.
12. Служебные мосты.
13. Эксплуатация затворов.

1. Общие сведения и классификация затворов

Механическое оборудование гидротехнических сооружений – это комплекс устройств и приспособлений, предназначенных для выполнения сооружением технологических задач. В состав механического оборудования входят следующие устройства и приспособления:

затворы – это подвижные конструкции для перекрытия водосливных отверстий и регулирования расходов, уровней, перепадов уровней, объемов воды в бьефах сооружений;

закладные части – это конструкции, заделанные в тело сооружения и предназначенные для направления движения затворов и решеток и фиксации их положения, монтажа отдельных устройств; для обогрева сооружений и защиты кромок и поверхности бетона от разрушения;

опорно-ходовые части – это устройства для передачи давления от затворов на закладные части и через них – на сооружение;

сороудерживающие решетки;

подъемно-транспортные механизмы и захватные балки для подъема и транспортирования затворов и решеток, монтажа и демонтажа оборудования;

очистные устройства для очистки сороудерживающих решеток.

К механическому оборудованию также можно отнести служебные мосты, подкрановые балки, эстакады.

Классификация

1. По местоположению перекрываемых отверстий:

а) поверхностные затворы располагают на пороге сооружения; верхняя кромка таких затворов находится выше уровня воды;

б) глубинные затворы перекрывают отверстия, погруженные воду; их верхняя кромка находится ниже уровня воды.

2. По эксплуатационному назначению

а) *основные (рабочие)* затворы постоянно работают при эксплуатации сооружений и служат для поддержания уровня верхнего бьефа. К ним относятся все виды затворов, перекрывающие водосливные или водосбросные отверстия плотин, водоприемные отверстия зданий ГЭС и судоходные отверстия шлюзов.

б) *ремонтные* затворы используют для временного закрытия отверстия сооружения, для ремонта основного затвора или части сооружения. Маневрирование ремонтными затворами производят в спокойной воде. Число ремонтных затворов на плотине и гидроэлектростанции обычно меньше общего числа основных затворов. Эти затворы, как правило, хранят в специальных затворохранилищах и доставляют к месту их установки кранами. Число ремонтных затворов в водопроводных галереях судоходных шлюзов больше общего числа основных затворов.

в) *аварийные* затворы применяют также для временного закрытия отверстий гидротехнического сооружения, но в случае аварии с основным затвором или турбиной. Аварийные затворы должны опускаться в поток; подъем их в большинстве случаев осуществляют после выравнивания напоров по обе стороны затвора. При подводе воды к турбинам открыто уложенными трубопроводами в щитовых отделениях напорных бассейнов и водоприемниках деривационных гидроэлектростанций применяются быстропадающие затворы с индивидуальными подъемными механизмами на каждом трубопроводе. Такие затворы должны иметь автоматическое дистанционное и местное управление.

г) *аварийно-ремонтные* затворы выполняют функции аварийных и ремонтных, и устанавливаются перед основными затворами водосбросов и водоспусков.

д) *строительные* затворы используют для закрытия водосбросных отверстий в период строительства. На гидроэлектростанциях с большим числом агрегатов (10–16) при пуске их по очереди, когда приходится вести строительство после ввода в эксплуатацию части агрегатов станции, в качестве строительных могут быть использованы как основные, так и ремонтные затворы.

3. *По материалу:* - стальные, - деревянные, - иногда ж/б.

4. *По конструктивным признакам подвижной части*

- плоский затвор (рис. 8,а) с плоским пролетным строением; затвор перемещается поступательно;

- сегментный затвор (рис. 8,б), пролетное строение которого в поперечном сечении имеет вид сегмента; прикрепляется к двум (или более) ногам, вращающимся вокруг горизонтальной оси, которая проходит через концы ног;

- секторный затвор (рис. 8,в) (гидравлического или механического действия), пролетное строение которого имеет в поперечном сечении вид сектора с обшивкой по напорной и одной или двум радиальным граням; затвор опускается в нишу сооружения при вращении вокруг горизонтальной оси;

- клапанный затвор (рис. 8,г), пролетное строение которого состоит из одного полотнища (клапана); затвор вращается относительно горизонтальной оси, проходящей через его края и расположенной на пороге сооружения;
- вальцовый затвор (рис. 8,д), имеющий вид горизонтальной трубообразной балки; затвор перекачивается по наклонным опорным путям;
- крышевидный затвор (рис. 8,е) гидравлического действия, состоящий из двух поворотных, шарнирно укрепленных на пороге сооружения и взаимно опирающихся створок, образующих крышевидную конструкцию;
- шандорный затвор (рис. 8,ж), пролетное строение которого состоит из ряда отдельных горизонтальных балок (шандоров), затвор движется поступательно в пазах;
- затвор с поворотными фермами (рис. 8,з), состоящий из ряда вертикальных поворотных ферм с горизонтальными осями, расположенными на пороге; щитки перекрывают отверстия между фермами;
- затвор с поворотными рамами (рис. 8,и), состоящий из плотно примыкающих друг к другу вертикальных поворотных рам Л-образной формы с горизонтальной осью вращения на пороге; при открытии отверстия рамы укладывают на дно одну в другую;
- вертикальный цилиндрический затвор (рис. 8,к) в виде цилиндра; при опускании перекрывает кольцевые отверстия сооружения;
- плавучий затвор (рис. 8,л), доставляемый на плаву к месту установки и погружаемый в спокойной воде на порог путем заполнения его отсеков водой;
- шлюзные двустворчатые ворота (рис. 8,м) – затвор, состоящий из двух вертикальных поворотных створок, взаимно опирающихся в створе при закрытом отверстии; при открытом отверстии створки располагаются в шкафных нишах головы шлюза.

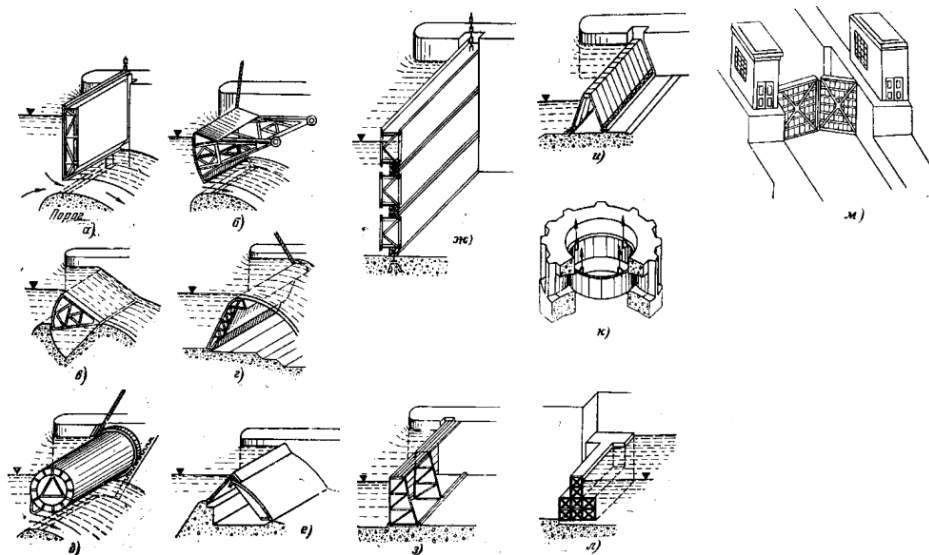


Рисунок 8.1 – Типы затворов. а – плоский; б – сегментный; в – секторный; г – клапанный; д – вальцовый; е – крышевидный; ж – шандорный; з – с поворотными фермами; и – с поворотными рамами; к – вертикальный цилиндрический; л – плавучий; м – шлюзные двустворчатые ворота.

2. Общие условия работы затворов

Подъем и опускание затвора составляет процесс маневрирования. Способов пропуска воды через водосливные отверстия может быть несколько: из-под затвора, по верху затвора или одновременно из-под затвора и по верху. Маневрирование затворами связано с пропуском максимальных расходов воды, на которые рассчитываются сооружения, пропуском минимальных расходов и промежуточных между ними, сбросом плавающих тел, регулированием уровней воды в верхнем бьефе.

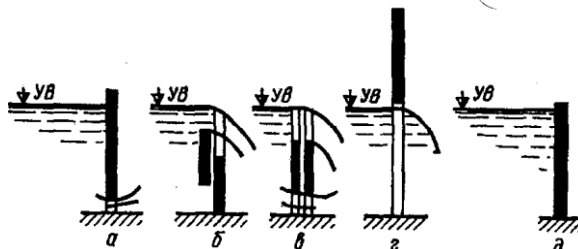


Рисунок 8.2 – Схемы маневрирования затворами:

а - затвор поднят частично, поток движется из-под затвора; б - затвор опущен частично, поток движется поверх затвора; в - поток проходит из-под затвора и поверх затвора; г - поток проходит свободно, затвор полностью поднят; д - затвор опущен.

Лед и плавающие тела лучше пропускать через пролеты сооружения при полностью поднятых затворах, если позволит расход воды и уровни в верхнем бьефе.

При полностью поднятых затворах смываются донные и влекомые наносы. При частично поднятых затворах эффект смыва ниже.

Маневрирование затворами осуществляется стационарными лебедками, передвижными кранами, а при небольших пролетах – ручными подъемниками. Электроподъемники чаще всего применяются на крупных гидроэнергетических узлах. В гидромелиоративных сооружениях чаще применяют ручной привод, а иногда комбинированным с электро- и ручным управлением.

Основные эксплуатационные требования к затворам сводятся к следующему: готовность к действию в любое время, безотказность в работе, водонепроницаемость, минимальное усилие для маневрирования затворами, минимальная строительная стоимость.

На затвор, как и на гидротехнические сооружения, действуют статические и динамические силы. К статическим относятся: собственный вес, гидростатическое давление воды, давление наносов, статическое давление льда не допускается. К динамическим силам относятся: волновое и сейсмическое воздействие, давление ветра и гидродинамическое давление воды.

Все силы учитываются при расчете принятых конструкций затворов.

3. Конструкция и расчет простейших затворов

Шандорные затворы представляют собой подвижную конструкцию, которая перекрывает и полностью или частично открывает отверстие для пропуска воды, может применяться в любом гидротехническом сооружении

для регулирования уровнем зеркала водной поверхности (верхнего бьефа), пропуска определенного количества и многого другого.

Состоит гидротехнический затворный узел шандор из закладных деталей – неподвижных элементов, которые установлены в конструкцию сооружения и обеспечивают перемещение щита, непроницаемость при контакте между ним, телом сооружения и водой, т.п. Маневрирование шандорным затвором механического действия производится с помощью подъемных механизмов (устройств), как стационарных, так и передвижных (кранов, лебедок, талей и т.п.).

Шандоры в основном применяются в качестве ремонтных затворов, но для большинства мелких сооружений они используются как постоянные. Прочностной расчет этого вида затвора проводится, аналогично балки лежащей на двух концевых опорах, равномерно нагруженной распределенной нагрузкой. Как правило, все шандорные щиты оборудованы приспособлениями и деталями, предназначенными для их захвата, чтобы производить подъем и опускание.

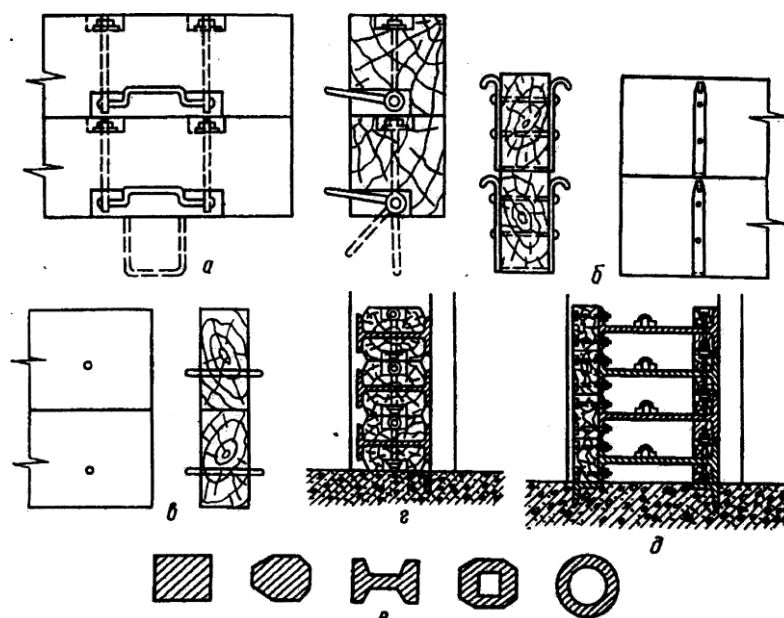


Рисунок 8.3 – Шандоры: а,б,в, - деревянные; г,д - металлические; е - железобетонные.

Шандорные устройства по материалу изготовления щита подразделяются

1. Деревянные. Самые простые деревянные шандоры – это брусья или доски прямоугольного сечения, которые укладываются горизонтально в пазах друг на друга в виде стенки, перекрывающей проем гидротехнического сооружения.

2. Металлические. Как правило, шандорные затворы изготовленные из металлопроката применяются, на самых разных объектах, как на каналах и лотках, так и на сооружениях с большими пролетами и напорами. Ими перекрываются пролеты до 30 м и при напорах до 2 м.

Наборная конструкция щита из прокатных или сварных двутавровых балок, где для уплотнения между ними используются деревянные брусья, прикрепленные к ним. Размеры двутавровых балок подбирают, по

произведенным расчетам, и зависят от прилагаемого гидростатического давления.

3. Шандоры с щитом из железобетона. Применяются весьма редко по причине большой массы, хотя для его уменьшения их железобетонная конструкция щита изготавливается предварительно напряженной и пустотелой.



Рисунок 8.4 – Металлические шандоры

Спицевые затворы – ряд деревянных или металлических балок, свободно опирающихся вверху на горизонтальную балку, а внизу на порог сооружения, образуют спицевый затвор.

Применяют для перекрытия больших пролетов с небольшой глубиной воды. В настоящее время используются редко. Их часто используют при модельных лабораторных исследованиях.

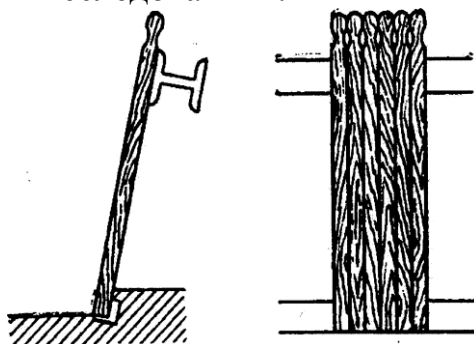


Рисунок 8.5 – Спицевый затвор

Безригельные затворы. Подвижная часть безригельных затворов представляет собой щит из досок или металлического стального листа. Пролеты перекрываемые такими затворами не превышают для металлических 2 м, деревянных – 1,6 м. Доски в деревянных затворах соединяют между собой в четверть или шпунт. Плотность обеспечивается двумя деревянными шпонками клинообразной формы. Применяют деревянные затворы обычно в деревянных плотинах.

В регулирующих сооружениях типа водовыпусков на каналах с расходом до $0,2 \text{ м}^3/\text{с}$ применяют безригельные металлические затворы в виде щита, перемещаемого в металлической раме. В сооружениях на каналах широко распространены безригельные затворы с ручным винтовым подъемником. Подвижная часть такого затвора представляет собой металлический щит усиленный ребрами жесткости. Перемещение щита происходит в пазах металлической рамы, высота которой несколько больше двойной высоты щита.



Рисунок 8.6 – Плоский металлический затвор

Затвор опирается в пазах через опорно-ходовые части, которые могут быть скользящими (рис. 8.7, *а*) или колесными (рис. 8.7, *б, в*).

Опоры скользящего типа могут выполняться с опорной частью из дерева, металла, древесно-слоистого пластика, маслянита (пластмасса на основе полиамида с добавлением графита). Колесные опоры представляют собой колеса или тележки, через которые затвор опирается на бык.

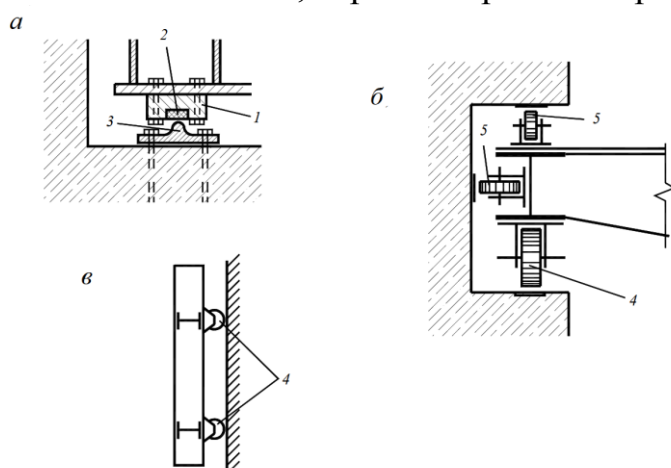


Рисунок 8.7 – Опоры плоских затворов: *а* – скользящая; *б* – колесная; *в* – схема расположения колес плоских затворов: 1 – подушка; 2 – вкладыш из древесно-слоистого пластика; 3 – рельс; 4 – колесная опора; 5 – направляющие ролики

По контуру затвора во избежание протечек воды устанавливаются противофильтрационные уплотнения, которые бывают донные и боковые. Схемы некоторых конструкций уплотнений представлены на рис. 8.8.

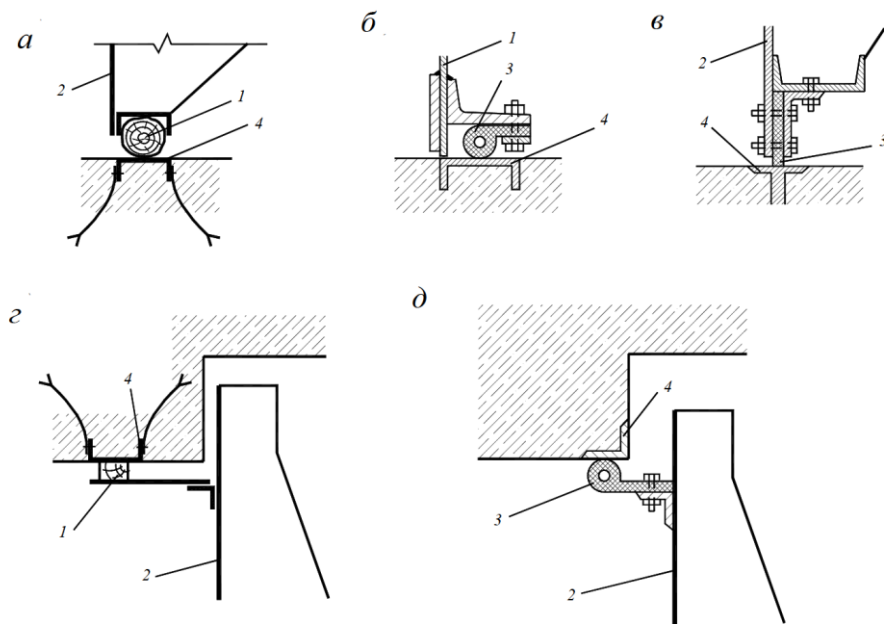


Рисунок 8.8. – Уплотнения затворов: *а, б, в*, – донные; *з, д* – боковые: *1* – деревянный брус; *2* – обшивка; *3* – резиновые элементы; *4* – закладные части

4. Конструкция и расчет плоских ригельных затворов

При пролетах более 2 м применяют металлические плоские, затворы. Они широко распространены, так как имеют следующие достоинства: перекрывают большие пролеты (до 30 м и более); применимы на водосливах любого очертания; требуют небольшой длины устоев и быков; взаимозаменяемы, простота конструкции и др.

Недостатки металлических плоских затворов: необходимо большое усилие, вследствие этого большая стоимость подъемного оборудования.

Для маневрирования затворами следует иметь повышенную высоту и толщину быков и устоев.

При конструировании и расчете плоских затворов используют следующие размеры по длине их (рис. 8.9).

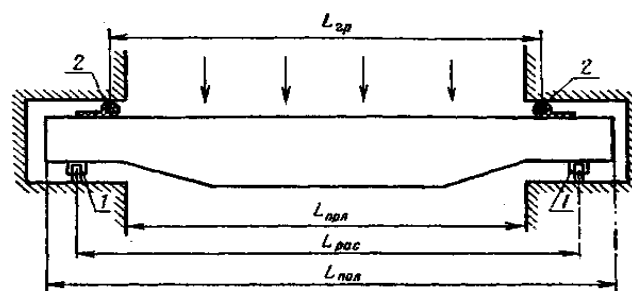


Рисунок 8.9 – Расчетные размеры плоского затвора

$L_{\text{прл}}$ – пролет, перекрывающийся затвором (по ТКП);

$L_{\text{рас}}$ – расчетный пролет затвора, измеряемый по осям опорно-ходовой части;

$$L_{\text{рас}} = L_{\text{прл}} + 2 \cdot d;$$

d – расстояние от кромки паза до оси опорно-ходовой части; $d = (0,02 - 0,03)L_{\text{прл}}$;

$L_{\text{пол}}$ – геометрическая полная длина затвора;

$L_{гр}$ – грузовой пролет определенный положением боковых уплотнений.

Схема пролетного строения плоского ригельного затвора представлена на рис. 8.10.

Высота затвора определяется разностью отметок НПУ и порога сооружения.

Геометрическая высота несколько больше.

Расстояние между осями балок, или шаг, из условия устойчивости обшивки выбирают в пределах $(50-60)\delta$, где δ – толщина обшивки. Пространство между балками представляет собой панель.

Различают две системы балочного набора: поперечную, у которой обрешетины разрезаны у стоек, и продольную, у которой стойки разрезные.

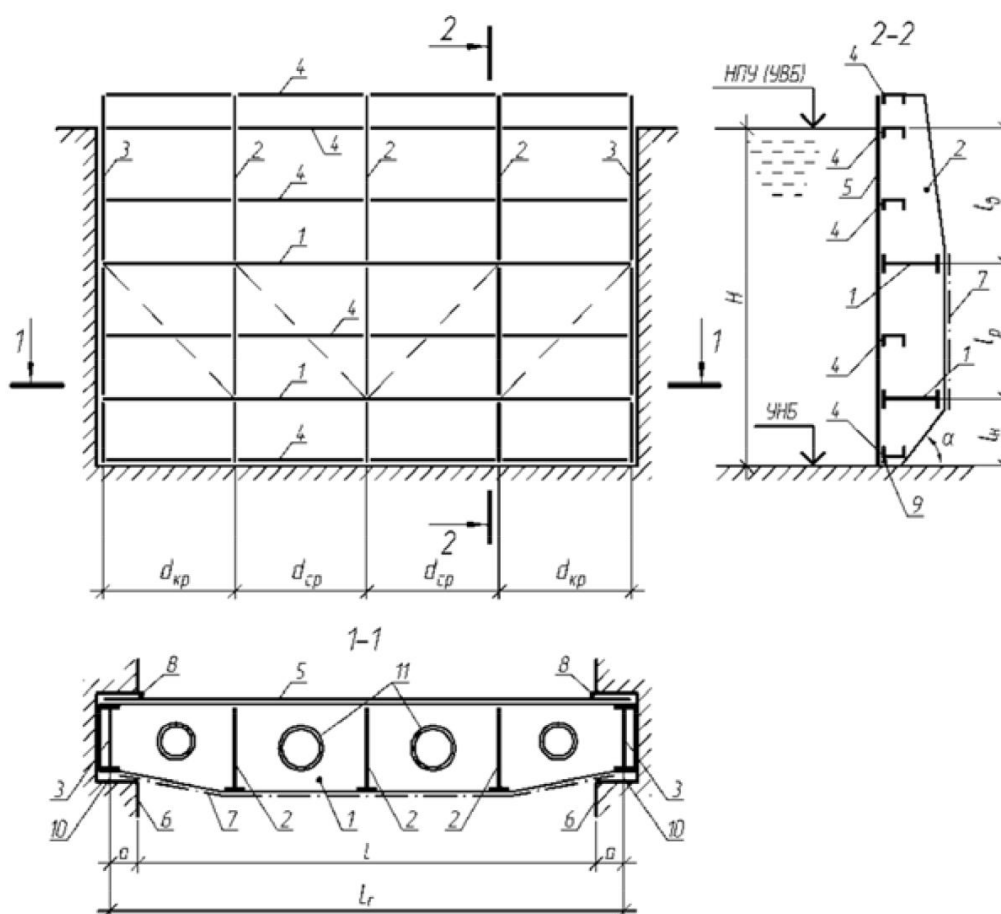


Рис. 8.10 – Конструктивная схема плоского затвора: 1 – ригель, 2 – диафрагма, 3 – ОКС, 4 – стрингер, 5 – обшивка, 6 – быки, 7 – ПСФ, 8 – боковое уплотнение, 9 – донное уплотнение, 10 – опорно-ходовое устройство, 11 – отверстие в нижнем ригеле

Для обшивки затворов используют листовую сталь. Толщина обшивки определяется расчетом. Целесообразно применять высоту панели в соотношении к ее ширине 1:2. Тогда по формуле Баха толщина обшивки

$$\delta = \alpha \sqrt{\frac{P}{2} \cdot \frac{\varphi}{[1 + (\frac{a}{b})^2] \cdot [\sigma]}} \quad (8.1)$$

где P – гидравлическое давление воды в центре панели;

φ – коэффициент для обшивки, закрепленной по контуру, равный 0,75, при закреплении по двум сторонам $\varphi = 1$, для свободно лежащей плиты $\varphi = 1,13$;

a, b – меньший и больший размеры панели;

$[\sigma]$ – расчетное сопротивление металла.

В практике δ не превосходит 20–26 мм, но не менее 6 мм.

Основные горизонтальные балки, которые воспринимают все нагрузки, действующие на затвор, называют ригелями. В пролетах до 6 м их выполняют из прокатных профилей, с увеличением пролетов переходят к сварным сечениям, а когда их становится трудно выполнять, переходят к сквозным в виде ферм.

Высота ригеля в пределах пролета определяется по формуле

$$h_p = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{10} \right) L_{\text{рас}} ; \quad (8.2)$$

на опоре –

$$h_o = (0,4 \div 0,65) h_p .$$

Ригель можно рассчитать как балку на двух опорах с равномерно распределенной нагрузкой.

$$h_p = 1,58 \sqrt{\frac{M_{\text{max}}}{[\sigma] \cdot \delta_{\text{ст}}}} , \quad (8.3)$$

где $[\sigma]$ – напряжение для стали;

$\delta_{\text{ст}}$ – толщина стенки ригеля.

Ригели и обрешетины упираются в опорно-концевые стойки, к которым они привариваются. Размер стоек принимают равным высоте ригеля в концевой части. В концевой части затворов располагаются опорно-ходовые части. По назначению они разделяются на основные и вспомогательные.

В плоских затворах применяются два основных типа опорно-ходовых частей: скользящие и колесные. По виду этих опор называют и сами затворы. В затворах скользящего типа основными опорно-ходовыми частями служат полозья, прикрепленные к опорно-концевым стойкам. Их устраивают на всю высоту затвора или в виде отдельных салазок с каждой стороны затвора (рис. 8.11).

При движении скользящих затворов по неподвижным частям возникает трение, для преодоления которого необходимы значительные усилия.

Применение колесных затворов позволяет уменьшить подъемное усилие, так как трение качения значительно меньше трения скольжения.

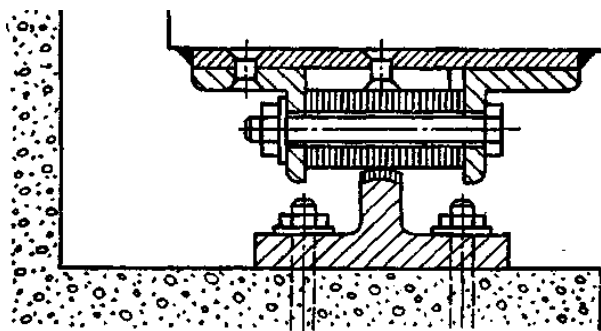


Рисунок 8.11 – Полос с ДСП в разъемной обойме

При небольших пролетах колеса в затворах крепятся в торцевой части, а при значительных размерах перекрываемых отверстий – с фасадной стороны опорно-концевых стоек.

Правильность поступательного движения затвора обеспечивается при применении вспомогательных опорно-ходовых частей. Боковые размеры колеса назначаются конструктивно в пределах 150–500 мм.

Кроме передвижных частей затвора имеются и неподвижные, или закладные, части, которые представляют собой металлические конструкции, заделанные в бетонную кладку, и служат для передачи движения от затворов на быки и устои.

Для предотвращения фильтрации воды с боков затвора и снизу применяют устройство, перекрывающее зазоры между подвижной и неподвижной частями затвора. Для уплотнения используется металл, дерево, пластмасса и резина (полосовая, листовая и специальных профилей).

Для определения подъемного и опускного усилий затвора сначала определяют собственный вес затвора и гидростатическое давление воды.

Собственный вес плоских металлических затворов предварительно определяется по эмпирическим формулам Березинского и Ефимовича (в тоннах):

$$G_{\text{Берез.}} = 0,55 F \sqrt{F}; \quad (8.4)$$

$$G_{\text{Ефим.}} = 0,157 \sqrt[4]{F}. \quad (8.5)$$

Гидростатическое давление на затвор определяют по обычным зависимостям гидравлики

$$P = \frac{1}{2} \gamma H_p^2 L, \quad (8.6)$$

где F – площадь затвора, м²;

P – гидростатическое давление на затвор;

H_p – высота затвора, м.

Усилие, требуемое для подъема плоского затвора, определяют по формуле

$$T = 1,1G + 1,2(T_k + T_{\text{уп}} + T_{\text{подс}}), \quad (8.7)$$

где G – собственный вес затвора;

T_k – величина силы трения в опорных колесах;

$T_{уп}$ – величина силы трения в боковом уплотнении;
 $T_{подс}$ – подсос снизу затвора.

$$T_k = \frac{P}{R} (2\mu + \mu_1), \quad (8.8)$$

где P – полное давление на затвор, т;
 R – радиус колеса, см;
 μ – коэффициент трения скольжения во втулке, равный 0,3;
 μ_1 – коэффициент трения качения, равный 0,1;

$$T_{уп} = H_p^2 b \eta, \quad (8.9)$$

где b – ширина полосы уплотнения, равная 0,06 м;
 η – коэффициент трения резины по стали, равный 0,65;

$$T_{подс} = L b_1 p, \quad (8.10)$$

где b_1 – толщина донного уплотнения, равная 0,01 м;
 p – интенсивность подсоса, равная 6 т/м³.

Опускное усилие можно определить из формулы

$$T_{оп} = 2(T_k + T_{уп} + T_{вып}) - G, \quad (8.11)$$

где $T_{вып}$ – величина выпора;

$$T_{вып} = \gamma H_p L_p b_{бр}, \text{ т};$$

$b_{бр}$ – ширина бруса донного уплотнения.

5. Сегментные затворы

Затвор, подвижная часть которого в поперечном сечении имеет вид сегмента и крепится к двум ногам, вращающимся вокруг горизонтальной оси, проходящей через концы ног, называются *сегментами*. Такие затворы применяются только как основные. Они могут перекрывать пролеты до 40м при глубине воды перед ними до 15м.

Сегментные затворы распространены в гидромелиоративных сооружениях благодаря ряду преимуществ по сравнению с другими затворами:

- обеспечивают лучшие гидравлические условия истечения из-под затвора,
- исключается появление вакуума под затвором, требуется меньшее подъемное усилие, а значит, и меньшая грузоподъемность механизмов,
- лучшая работа в потоке с большим содержанием наносов,
- достигается большая скорость подъема затвора.

Недостатки:

- невозможность переставления из одного пролета в другой,
- необходимость иметь большую длину быков и устоев,
- наличие распоров в шарнирах,
- более сложное изготовление по сравнению с плоскими затворами.

Подвижная часть сегментного затвора состоит из обшивки, ригелей, балочной клетки, концевых стоек и, кроме того, ног. По концам ног имеются

опорные шарнирные устройства, позволяющие вращаться подвижной части затвора. Обшивку затвора выполняют с общим центром вращения. Толщину обшивки определяют по той же формуле, что и для плоского затвора. Радиус обшивки затвора принимают в пределах $(2-2,5)H$, где H - глубина воды перед затвором. Ригели, как и в плоских затворах, размещают из условия равнонагруженности, этим самым и равнонагружены будут и ноги порталов.

Ноги затвора выполняют по двум схемам:

- а) нагрузка от ригелей передается на две опоры в виде секторов, ферм; ригели составляют вместе с опорами опорные рамы или порталы, на которые и передается нагрузка от затвора;
- б) в виде плоских опорных рам.

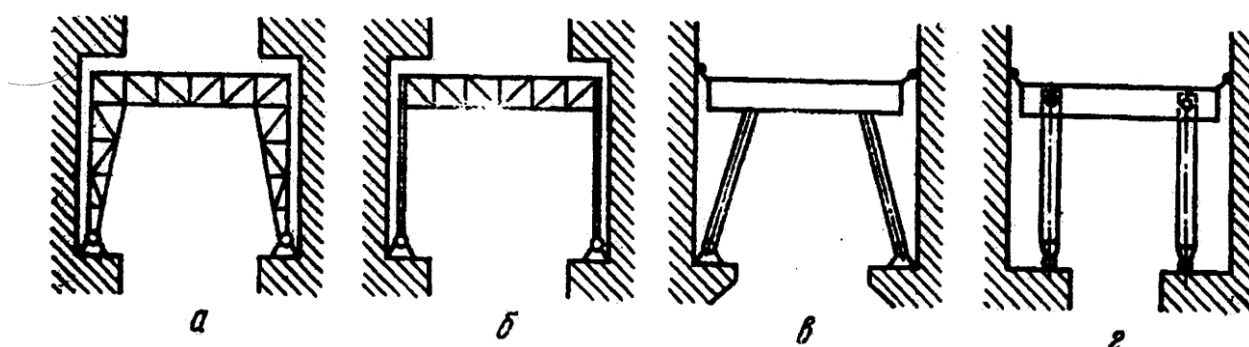


Рисунок 8.12 – Конструкции несущей части сегментных затворов:

- а) с прямыми жесткими ногами, б) с прямыми гибкими ногами, в) с наклонными гибкими ногами, г) с ногами, шарнирно заделанными в ригели



Рисунок 8.12 – Общий вид сегментных затворов

Все силы, действующие на затвор, включая и собственный его вес, воспринимают опорные шарниры, которые передают их на бетон устоев и бычков.

Опорный шарнир состоит из двух частей: подвижный, присоединенный к концам ног, и неподвижный, заделанный в бетоне.

Различают опорные шарниры цилиндрические, шаровые и конические. Конические шарниры распространены в затворах с наклонными ногами.

Оси вращения сегментных затворов располагают по *трем* схемам:

- а) выше уровня воды верхнего бьефа;
- б) на одной отметке с уровнем воды в верхнем бьефе;
- в) ниже уровня воды в верхнем бьефе, когда водослив не подтоплен со стороны нижнего бьефа.

Для предотвращения утечки воды через затворы применяют, как и в плоских затворах, различные конструкции уплотнения (боковых и донных). Наибольшее распространение в последнее время получили резиновые уплотнения.

6. Секторные затворы

Секторными называют затворы, подвижная часть которых имеет в поперечном сечении вид кругового сектора с обшивкой по напорной и одной или двум граням и опускается в нишу порога сооружения при вращении вокруг горизонтальной оси. Пролеты, перекрываемые такими затворами, достигают (60-65м) при напорах (8-9)м. Применяются, когда гребень водослива не подтапливается со стороны нижнего бьефа.

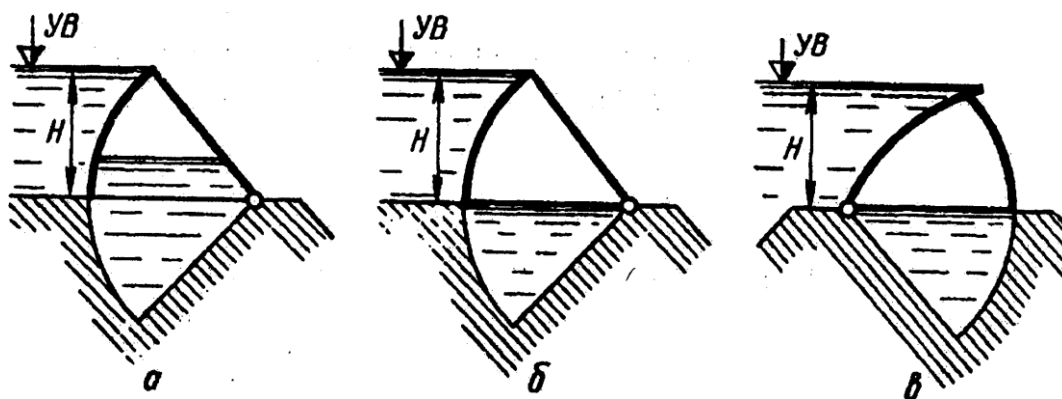


Рисунок 8.13 – Типы секторных затворов: а - тонущие с осью вращения на низовой стороне; б - поплавковый с осью вращения на низовой стороне; в - поплавковый с осью вращения на верховой стороне.

Особенность их состоит в том, что маневрирование ими происходит без механических подъемников, и обеспечивается гидравлически, путем изменения уровня воды в нижнем бьефе.

Достоинства:

- 1) достигается точная регулировка уровня воды в верхнем бьефе; допускается сброс плавающих тел поверх затвора;
- 2) конструкция достаточно жесткая;
- 3) обеспечивается быстрое маневрирование затворами; перекрывают большие пролеты;
- 4) требуется минимальная высота устоев и быков.

Недостатки:

- 1) сложность конструкции;

- 2) более сложная эксплуатация, особенно зимой; значительный вес;
- 3) большая стоимость.

7. Крышевидные затворы

Эти затворы состоят из двух плоских плотин (клапанов), вращающихся на горизонтальных осях и образующих в приподнятом состоянии как бы крышу, а в опущенном - помещаются в нише порога плотины. Подъем и опускание таких затворов, происходит аналогично как и секторных.

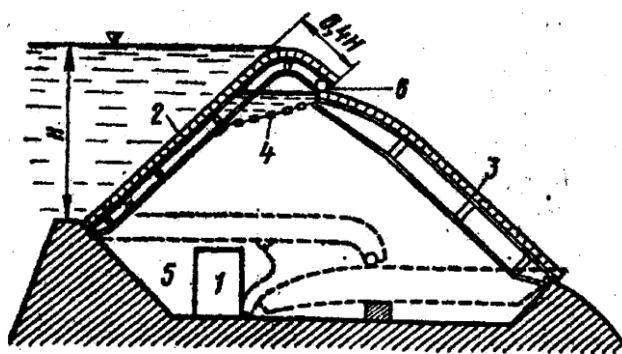


Рисунок 8.14 – Крышевидный затвор: 1 - водовод в устье; 2 и 3 - верхнее и нижнее полотнища; 4 - ограничитель; 5 - камера; 6 - ролик.

Достоинства - такие же, как и секторных. Перекрывают широкие пролеты (до 50 м при напорах до 7 м).

Недостатки - необходимость относительно широкого порога плотины, сложность конструкции регулирующего аппарата, необходимость тщательного надзора.

8. Конструкция и расчет ремонтных и строительных затворов.

Ремонтные затворы отверстий плотин необходимы в период эксплуатации для осмотра, ремонта и смены основных затворов, для ремонта и осмотра порога плотины и закладных частей в нем и в быках, а так же в случае аварии основного затвора.

Ремонтные затворы устанавливаются со стороны верхнего и нижнего бьефов, но в ряде случаев только со стороны ВБ (когда уровень воды в НБ ниже порога плотины).

Ремонтные затворы могут вообще не устанавливаться, если в период эксплуатации плотины уровень ВБ ежегодно опускается ниже порога плотины на достаточное время.

В качестве ремонтных затворов применяют: шандоры, плоские затворы, поворотные фермы, поворотные рамы, плавучие и др.

При возведении плотин применяют так же строительные затворы. Их применяют при строительстве плотин методом гребенки при монтаже основных затворов при поднятом уже уровне воды в ВБ; при восстановлении поврежденных сооружений.

В качестве строительных затворов применяют: плоские затворы, секционные, шандоры скользящего типа.

9. Затворы глубинных отверстий

Водоводы замкнутого поперечного сечения, расположенные ниже уровня воды, называют глубинными.

К ним относятся: водосбросы, водоспуски, водозаборы, расположенные в теле плотины, тоннели и прочие водопропускные сооружения.

Затворы, перекрывающие отверстия глубинных водоводов, называются так же глубинными.

Глубинные затворы имеют ряд особенностей, к числу которых можно отнести следующие: большое гидростатическое давление, воспринимаемое ими; истечение из-под затвора происходит при больших скоростях, вследствие чего появляется вакуум и возникает кавитация; наличие уплотнения по всему периметру; сравнительно небольшие перекрывающие отверстия.

Глубинные затворы, как и поверхностные, по назначению подразделяются на основные, ремонтные и аварийные.

Подъемные механизмы затворов располагаются на незатопленных площадках, в шахтах и камерах управления затворами.

Применяют следующие типы глубинных затворов:

плоские, сегментные, дисковые, вальцовые, игольчатые, конические, вертикально цилиндрические, шаровые, задвижки. Не все они имеют широкое распространение.

Наибольшее применение получили плоские и сегментные затворы, которые по конструкции не отличаются от поверхностных. Однако учитывая, что они подвержены значительному гидростатическому давлению, их выполняют в виде многоригельной сварной конструкции.

В настоящее время разработаны конструкции таких затворов способных при площади перекрываемых ими отверстий до 30 м² удовлетворительно работать под напором до 200м. Плоские колесные затворы распространены меньше, т.к. подвержены сильной вибрации.

При больших скоростях воды за затвором образуется вакуум. Для снижения его необходимо за затвор подавать воздух. Расход воздуха достигает 20-30% от расхода воды.

Сегментные затворы используются только как основные. Недостатки: более сложная конструкция и необходимость иметь камеры больших размеров.

Разновидностью плоских затворов являются также задвижки. Они представляют собой плоский стальной литой или сварной щит прямоугольного или круглого сечения. Этот щит поступательно движется в патрубке и перекрывает отверстие. Используется при напоре до 100м и более. Круглые применяются в водоводах диаметром до 1,5 м. **Недостатки:** трудность регулирования расходов воды, вибрация и образование вакуума.

Часто в качестве ремонтных и аварийных затворов устанавливают дисковый или дроссельный затвор. Вращение диска происходит с помощью

гидравлического или механического привода. Используется при больших напорах (до 800м). Диаметр доходит до 8м.

Также при больших напорах используют конусные и игольчатые затворы, которые позволяют довольно точно регулировать расход воды.

10. Подъемно - опускные устройства затворов

Различают затворы: а) *гидравлического действия*, приводимые в движение давлением воды; б) *механического действия*, которые поднимают и опускают при помощи тех или других механических устройств.

Затворы механического действия могут обслуживаться механизмами

- а) стационарными (индивидуальными);

- б) либо подвижными, в последнем случае каждый механизм обслуживает несколько затворов (портальный кран).

Стационарные механизмы имеют ряд преимуществ:

1) они позволяют быстро открывать затворы,

2) относительно легко осуществляется дистанционное управление затворами,

3) относительно легко осуществляется принудительная посадка затворов,

4) облегчается маневрирование затворами.

Однако при большом числе отверстий (>7-10) стационарные механизмы оказываются дороже, чем подвижные. Кроме того, подвижные механизмы позволяют:

1) переставлять плоские затворы из одного пролета в другой;

2) транспортировать вдоль плотины аварийные и ремонтные затворы;

3) подъемные краны могут использоваться при строительстве плотин.

Затворы, обслуживаемые подъемными механизмами, приводятся в движение посредством гибких или жестких тяг.

Гибкие тяги выполняются в виде обычных цепей, тросов или в виде цепей Галля (пластинчатые цепи). При использовании гибких тяг нельзя осуществлять принудительную посадку затворов.

Жесткие тяги выполняют в виде штанг с винтовой нарезкой, штанг без нарезки, прямых пальчатых реек, дугообразных пальчатых реек.

11. Стационарные и передвижные подъемники

В качестве стационарных подъемников применяют:

а) винтовые механизмы и им подобные – для малых затворов;

б) лебедки, имеющие соответствующий барабан (для наматывания троса) или звездочку (в случае цепей Галля); лебедки приводятся в движение электромотором или вручную;

в) гидравлические домкраты (гидроподъемники).

В случае плоских затворов различают четыре схемы расположения лебедок и электродвигателя.

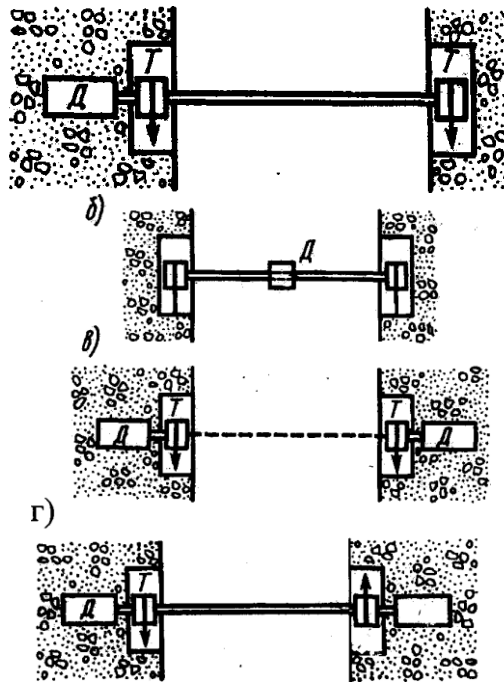


Рисунок 8.15 – Схемы взаимного расположения электродвигателя и тягового органа:
 а) с одной стороны пролета, б) двигатель располагают по середине пролета на служебном мосту, в) два двигателя на электрическом валу, г) два двигателя на общем стальном валу.



К стационарным подъемникам относятся и **гидравлические домкраты** (гидроподъемники). Основным их элементом является: **а)** цилиндр с поршнем, имеющим шток, **б)** специальный насос, который подает масло в цилиндр. Насос приводится в движение электродвигателем. В состав гидроподъемника могут входить два или несколько рабочих цилиндра. Существуют так же телескопические гидроподъемники, обеспечивающие подъем затвора на большую высоту (до 19м), эти подъемники образуются двумя или большим числом цилиндров, которые входят один в другой. Внутренний цилиндр является поршнем для наружного. Грузоподъемность одного цилиндра с поршнем может достигать 600 т. С помощью гидроподъемника легко можно осуществлять быстрое опускание затвора (путем выпуска масла с цилиндра).



Управление стационарными подъемниками:

- а) местное управление, расположенное непосредственно у электродвигателя;
- б) дистанционное управление – с использованием средств телемеханики.

Для подъема и опускания затворов часто применяют подвижные подъемные механизмы. В случае малых затворов применяют лебедки перемещающиеся от одного пролета к другому. При наличии больших затворов применяют подъемные краны, которые перемещаются по рельсовым путям. Различают краны: мостовые, козловые, порталные и полу порталные.

Мостовые краны на плотинах устанавливают довольно редко, т.к. они требуют сооружения опорных колонн. Мостовые краны имеют грузоподъемность до 100т. Скорость передвижения кранов изменяется от 0,5 до 3,0 см/с.

Козловые краны отличаются от порталных конструкцией опорных ног, которые располагаются наклонно к вертикальной раме.

12. Служебные мосты

На плотине помимо транспортных (шоссеиных и т.д.) устанавливаются также служебные мосты.

Служебные мосты строят:

- а) для размещения на них стационарных подъемных механизмов;
- б) для служебного сообщения;
- в) для перемещения по ним подвижных подъемных механизмов.

Пролеты служебных мостов соответствуют ширине отверстий плотины, перекрываемых затворами. При использовании порталных кранов по служебным мостам пролегают соответствующие рельсы на подкрановых балках. Металлические балки высотой $(1/8 - 1/12)L_{\text{пролета}}$.

Снизить высоту быка можно при помощи консолей.



13. Эксплуатация затворов

При эксплуатации затворов предусматривают следующие мероприятия по обеспечению нормальной работы затворов:

- 1) периодический осмотр и периодическое опробование механического оборудования;
- 2) проводить планово-предупредительный ремонт состоящий:
 - а) в замене износившихся частей подъемно-опускных механизмов;
 - б) в чистке и смазке, а также окраске соответствующих частей;
 - в) в специальном ремонте уплотненных затворов и т.д.

На достаточно крупном гидротехническом объекте должна быть разработана инструкция по эксплуатации механического оборудования, содержащая соответствующие указания, относящиеся к так называемой технической эксплуатации самого механического оборудования и к оперативной эксплуатации этого оборудования (т.е. к маневрированию затвором). Для предотвращения попадания под затвор влекомых водой тел устанавливают сороздерживающие решетки.

При работе затворов зимой необходимо учитывать возможность нарушения нормальной работы затворов за счет следующих обстоятельств:

- а) обмерзание опорно-ходовых частей и уплотнений (может вызвать срыв уплотнений);
- б) примерзание затворов к их порогам;
- в) намерзание льда на боковых поверхностях быков и устоев;

- г) намерзание льда на корпусе затвора;
- д) замерзание льда в камере давления затворов гидравлического действия и системах гидравлического управления затворами;
- е) недостаточно хорошая работа обычной смазки;
- ж) возникновение статического давления льда в ВБ на затвор.

Мероприятия проводимые в зимний период:

1. Применять специальные меры по предотвращению статического действия льда на них:

- а) создание перед затворами отопляемых майн (прорубей);
- б) установка перед затвором потокообразователей (насос для создания циркуляции воды);
- в) воздухообдув обшивки затворов.

2. Обогрев отдельных частей механического оборудования. Производят при помощи электрического тока, горячей воды или воздуха, а также путем утепления обшивки затвора.

3. Подготовка специальной смазки.

Тема № 9

Водопроводящие каналы, выемки и площадки

- 1 Общие сведения о каналах.
- 2 Гидравлический расчет поперечного сечения канала и проверка на допускаемые скорости течения воды.
- 3 Потери из каналов на испарение и фильтрацию.
- 4 Зимний режим каналов.

1. Общие сведения о каналах

Каналами называются водопроводящие сооружения, предназначенные для транспортирования воды из одного пункта в другой и представляющие открытые искусственные русла правильных очертаний.

По назначению их подразделяют на:

1. мелиоративные (осушительные, оросительные),
2. деривационные,
3. водопроводные,
4. судоходные,
5. обводнительные,
6. лесосплавные,
7. рыбоводные и др.

Поперечное сечение каналов выполняют прямоугольным, трапецеидальным, полигональным, сегментным, параболическим (рис. 9.1) и др.

По пропускной способности различают каналы:

1. очень малые (менее $5 \text{ м}^3/\text{с}$),
2. малые ($5 \dots 35 \text{ м}^3/\text{с}$),
3. средние ($35 \dots 350 \text{ м}^3/\text{с}$),
4. большие ($350 \dots 800 \text{ м}^3/\text{с}$),
5. очень большие (более $800 \text{ м}^3/\text{с}$).

Каналы для питьевого водоснабжения в населенных местах, где возможна организация санитарной зоны, устраиваются открытыми. Каналы для промышленного водоснабжения обычно устраиваются открытыми на всем протяжении. В пределах промышленных площадок эти каналы могут быть закрытыми или в виде трубопроводов.

Уклон их дна может быть прямым, обратным и нулевым. Каналы с обратным уклоном устраивают там, где необходимо погасить скорость потока, а также в качестве подводящих и отводящих для гидроэлектростанций, насосных станций. Нулевой уклон часто имеют деривационные и судоходные каналы.

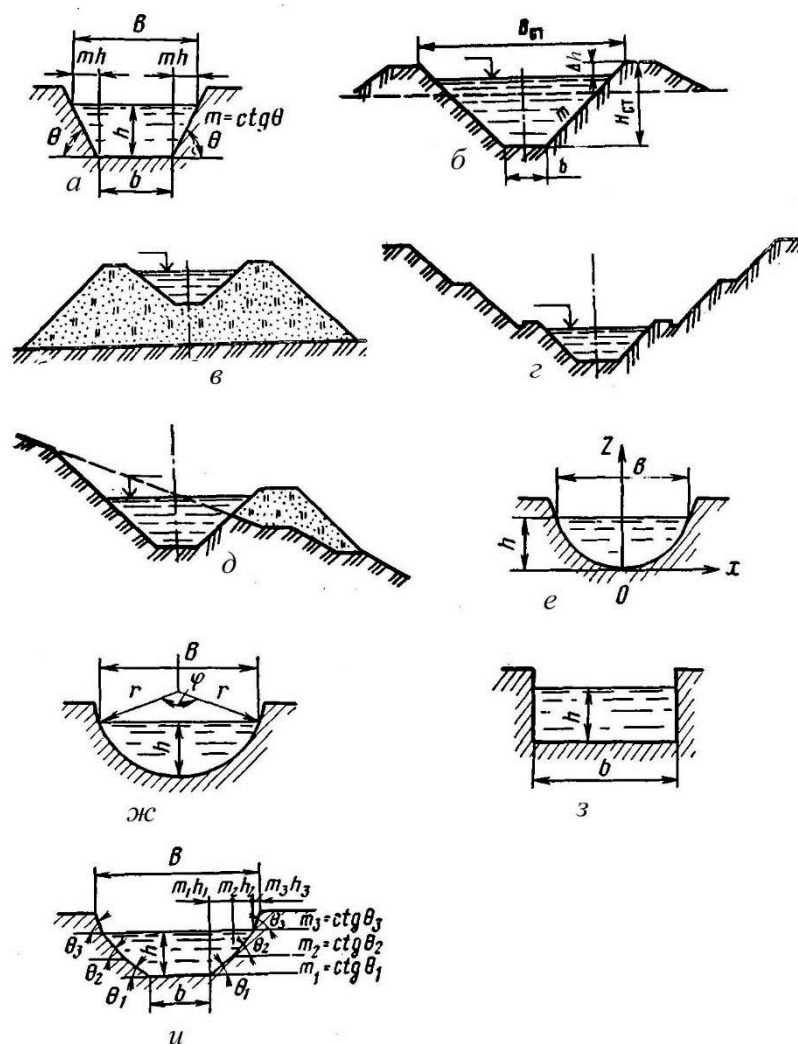


Рисунок 9.1 – Формы и размеры живого сечения каналов:
 а – трапецеидальная; б – то же в выемке; в – то же в насыпи; г – то же в глубокой выемке; д – то же на косогоре; е – параболическая;
 ж – круговая (сегментная); з – прямоугольная; и – полигональная.

Каналы обеспечивают нормальную работу практически всех отраслей водного хозяйства нашей страны. В зависимости от назначения каждому их типу присущи характерные особенности. Оросительные каналы подают воду на поля оросительных систем. Они должны быть расположены на отметках, обеспечивающих «командование» канала над возможно большей орошаемой площадью. Осушительные каналы сооружают с целью осушения заболоченных и подтопленных территорий и отвода дренажных вод в водотоки.

Их прокладывают в понижениях рельефа. Судходные каналы входят в состав какого-либо водного пути и должны иметь трассу и форму поперечного сечения, отвечающие габаритным размерам пропускаемых судов, а также допустимую для судоходства скорость течения. Энергетические каналы обычно подводят воду к деривационным гидроэлектростанциям и имеют минимальный (для уменьшения потерь напора) уклон дна. Водопроводные каналы сооружают с целью водоснабжения городов, поселков и промышленных предприятий. Они должны обладать повышенной

надежностью, обеспечивающей их непрерывную работу на протяжении всего года. Каналы для питьевого водоснабжения в населенных местах, где возможна организация санитарной зоны, устраиваются открытыми. Каналы для промышленного водоснабжения обычно устраиваются открытыми на всем протяжении. В пределах промышленных площадок эти каналы могут быть закрытыми или в виде трубопроводов.

Обводнительные каналы подают воду в безводные и маловодные сельскохозяйственные районы, рыбоходные снабжают водой нерестилища, обеспечивают пропуск рыбы в обход гидротехнических сооружений и должны отвечать условиям и особенностям движения рыбы.

При проектировании канала определяют его положение в плане (трассу канала), продольный профиль и поперечное сечение. Поперечное сечение канала является основной его характеристикой. Основные формы поперечных сечений канала прямоугольная и трапецеидальная. Прямоугольная применяется в скальных грунтах, а также в пределах населенных мест и промышленных территорий. В последних двух случаях они обычно делаются закрытыми.

Размеры каналов определяются гидравлическими расчетами из заданного расхода воды. Водопроводные каналы устраиваются в одну и две нитки. В первом случае во время ремонта канала водоснабжение происходит за счет запасных водохранилищ. Во втором случае каждая из ниток канала на случай ремонта рассчитывается на полную пропускную способность. Заложение откосов каналов m выбирают исходя из устойчивости откосов. Общее направление канала в плане желательно иметь по прямой линии. Однако в действительности трасса значительно отличается от прямой.

По геологическим условиям канал необходимо трассировать в устойчивых и маловодопроницаемых грунтах.

Уклон отдельных участков определяют по формуле

$$I = \frac{v_{\text{доп}}^2}{C^2 R}, \quad (9.1)$$

где $v_{\text{доп}}$ – допускаемая скорость;

C – коэффициент Шези;

R – гидравлический радиус.

$x_{\text{разм}} > x_{\text{доп}} > x_{\text{заил}}$.

2. Гидравлический расчет поперечного сечения канала и проверка на допускаемые скорости течения воды

Порядок гидравлического расчета каналов следующий: заданные величины: расход воды Q , уклон канала J и величина заложения откоса m .

Необходимо определить ширину канала по низу b и его глубину h (рис. 9.2).

Первоначально требуется определить гидравлически наиболее выгодное сечение канала.

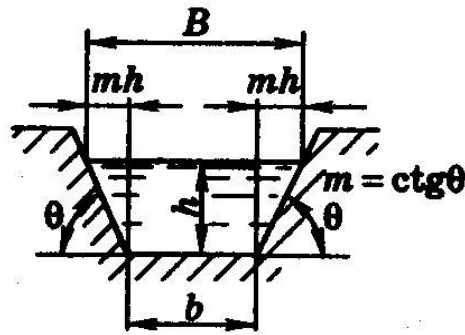


Рисунок 9.2 – Трапецеидальная форма живого сечения канала и его размеры

Для этого пользуются двумя уравнениями:

$$\frac{b}{h} = 2(\sqrt{1 + m^2} - m); \quad (9.2)$$

$$R = \frac{h}{2}. \quad (9.3)$$

Эти уравнения дают возможность из уравнения Шези

$$Q = \omega C \sqrt{RI} \quad (9.4)$$

после ряда преобразований определить глубину канала по формуле

$$h = \left[\frac{1,6 Qn}{J^{\frac{1}{2}} (2\sqrt{1 + m^2} - m)} \right]^{\frac{3}{8}}. \quad (9.5)$$

В уравнении Шези ω – площадь живого сечения, $C = \frac{1}{n} R^y$, где n – коэффициент шероховатости, а R – гидравлический радиус. Показатель степени y может быть определен по Н. И. Павловскому, но часто принимается равным 1/6 (формула Манинга).

Зная глубину канала, можно из уравнения (9.2) определить ширину канала по низу b .

Однако гидравлически наивыгоднейшее сечение по условиям производства работ не всегда можно выполнить. Так, при разработке канала b_{\min} должна быть 1–2 м и более. Задаваясь b , можно из уравнения (9.2) определить h :

$$h = \frac{b_{\min}}{2(\sqrt{1 + m^2} - m)}. \quad (9.6)$$

Если водопроводный канал предполагают использовать для местного транспорта, то глубина его определяется по формуле

$$h = h_{\text{ос}} + h_{\text{зап}}, \quad (9.7)$$

где $h_{\text{ос}}$ – глубина осадки судна;

$h_{\text{зап}}$ – необходимый запас под судном.

Тогда b определяется графоаналитическим способом из уравнения Шези (9.4).

Эту ширину увязывают с шириной судна. Чаще всего гидравлический расчет каналов ведут графоаналитическим способом по формуле Шези.

Минимальную ширину по дну каналов трапецеидального сечения назначают из условий удобства производства работ, но не менее 0,6–2,0 м, а заложение откосов – с учетом результатов инженерно-геологического изучения грунтов на месте строительства и их устойчивости (табл. 9.1).

Необходимо определить глубину воды в канале h .

Расчет ведем в виде таблицы при равномерном течении воды в канале по формуле (9.4) (табл. 9.2).

Таблица 9.1 – Коэффициенты заложения откосов каналов в выемках глубиной до 5 м

Грунт, слагающий дно русла	Откос	
	подводный	надводный (выше бермы)
Скала:		
невыветрившаяся	0,10–0,25	0
выветрившаяся	0,25–0,50	0,25
Полускальный водостойкий	0,50–1,00	0,50
Галечник и гравий с песком	1,25–1,50	1,00
Глина, суглинок тяжелый и средний	1,00–1,50	0,50–1,00
Суглинок легкий, супесь	1,25–2,00	1,00–1,50
Песок:		
крупно- и среднезернистый	1,25–2,25	1,50
мелкозернистый	1,50–2,50	2,00
пылеватый	3,00–3,50	2,50
Торф	0,25–2,00	–

Таблица 9.2 – Расчет при равномерном течении воды в канале

b	h	ω	χ	R	C	$c\sqrt{R}$	K
Const	0,1						
	0,5						
	1,0						
	1,5						
	2,0						

Примечание: h – глубина воды в канале, которой задаются; ω – площадь живого сечения для трапецеидального канала, $\omega = (b + mh)h$; χ – смоченный периметр канала, $\chi = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$; R – гидравлический радиус, $R = \omega/\chi$; C – коэффициент Шези, определяют по формуле $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$; n – шероховатость канала (табл. 9.3); K – расходная характеристика канала, определяется по формуле $K = \omega C \sqrt{R}$.

Таблица 9.3 – Значение коэффициента шероховатости

Категории	Род стенки	n	$1/n$
1	2	3	4
I	Исключительно гладкие поверхности; поверхности, покрытые эмалью или глазурью	0,009	111
II	Весьма тщательно остроганные доски, хорошо пригнанные. Лучшая штукатурка из чистого цемента	0,010	100
III	Лучшая цементная штукатурка ($1/3$ песка). Чистые (новые) гончарные, чугунные и железные трубы, хорошо уложенные и соединенные. Хорошо остроганные доски	0,011	90,9
IV	Неостроганные доски, хорошо пригнанные. Водопроводные трубы в нормальных условиях, без заметной инкрустации, весьма чистые водосточные трубы; весьма хорошая бетонировка	0,012	83,3
V	Тесовая кладка в лучших условиях, хорошая кирпичная кладка. Водосточные трубы в нормальных условиях, несколько загрязненные водопроводные трубы	0,013	76,9
VI	Загрязненные трубы (водопроводные и водосточные), бетонировка каналов в средних условиях	0,014	71,4
VII	Средняя кирпичная кладка, облицовка их тесаного камня в средних условиях. Значительно загрязненные водостоки. Брезент по деревянным рейкам	0,015	66,7
VIII	Хорошая бутовая кладка, старая (расстроенная) кирпичная кладка; сравнительно грубая бетонировка. Исключительно гладкая, весьма хорошо разработанная скала	0,017	58,8
IX	Каналы, покрытые толстым, устойчивым илистым слоем, каналы в плотном лессе и в плотном мелком гравии, затянутые сплошной илистой пленкой	0,018	55,6
X	Средняя (вполне удовлетворительная) бутовая кладка; булыжная мостовая. Каналы, весьма чисто высеченные в скале. Каналы в лессе, плотном гравии, плотной земле, затянутые илистой пленкой (в нормальном состоянии)	0,020	50,0
XI	Каналы в плотной глине. Каналы в лессе, гравии, земле, затянутые несплошной (местами прерываемой) илистой пленкой. Большие земляные каналы, находящиеся в условиях содержания и ремонта выше средних	0,0225	44,4
XII	Хорошая сухая кладка. Большие земляные каналы в средних условиях содержания и ремонта и малые в хороших. Реки в весьма благоприятных условиях (чистое прямое ложе со свободным течением, без обвалов и глубоких промоин)	0,025	40,0

Окончание табл.9.3

1	2	3	4
XIII	Земляные каналы, большие – в условиях содержания и ремонта ниже средней нормы; малые – в средних условиях	0,0275	36,4
XIV	Земляные каналы в сравнительно плохих условиях (например, местами с водорослями, булыжником или гравием по дну); заметно заросшие травой; с местными обвалами откосов и пр. Реки в благоприятных условиях течения	0,030	33,3
XV	Каналы, находящиеся в весьма плохих условиях (с неправильным профилем; заметно засоренные камнями и водорослями и пр.). Реки в сравнительно благоприятных условиях, но с некоторым количеством камней и водорослей	0,035	28,6
XVI	Каналы в исключительно плохих условиях (значительные промоины и обвалы; заросли камыша; густые корни, крупные камни по руслу и пр.). Реки при дальнейшем ухудшении условий течения (по сравнению с предыдущими пунктами), увеличение количества камней и водорослей, извилистое ложе с небольшим количеством промоин и отмелей и т. д.	0,40 и больше	25,0 и меньше

После заполнения табл. 9.2 строим график зависимости $K = f(h)$ (рис. 9.3).

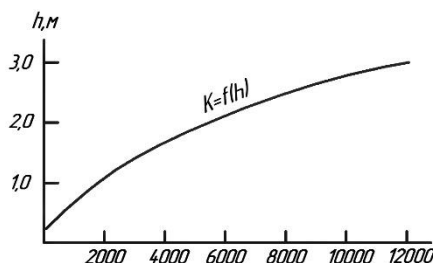


Рисунок 9.3 – График зависимости расходной характеристики канала от глубины воды

Глубину канала определяют исходя из нормального расхода канала Q и заданного уклона дна канала I . Уклон дна канала зависит от отметок дна водозабора, дна канала в конечной точке и длины трассы.

По этим характеристикам определяется действительное значение расходной характеристики канала

$$K_{д} = \frac{Q}{\sqrt{I}} \quad (9.8)$$

Из рис. 9.3 определяем глубину воды в канале h .

Правильно запроектированный канал должен иметь среднюю скорость воды $v_{ср}$ при избранном уклоне, не превышающую неразмывающие скорости для данного грунта и быть не больше заиляющих скоростей, т. е.

$$v_{нрм} > v_{ср} > v_{изл} .$$

Неразмывающие скорости $v_{нрм}$ колеблются в зависимости от грунта и рода покрытия в широких пределах.

Так, для песка $v_{нрм} = 0,4$ м/с, а для бетонного покрытия $v_{нрм} = 10$ м/с (табл. 9.4–9.6).

Таблица 9.4– Незразмывающие скорости (м/с) потока для неоднородных несвязных грунтов

Средний диаметр частиц грунта, мм	Глубина потока, м						
	0,5	1,0	2,0	3,0	5,0	8,0	10,0
0,1	0,36	0,43	0,51	0,56	0,64	0,72	0,77
0,2	0,37	0,45	0,53	0,59	0,67	0,75	0,80
0,3	0,39	0,47	0,56	0,62	0,70	0,79	0,84
0,5	0,45	0,54	0,64	0,71	0,81	0,91	0,96
1,0	0,54	0,64	0,76	0,84	0,96	1,07	1,14
2,0	0,64	0,76	0,90	1,00	1,14	1,28	1,35
3,0	0,71	0,84	1,00	1,10	1,26	1,41	1,49
5,0	0,81	0,96	1,14	1,26	1,43	1,61	1,71
10,0	0,96	1,14	1,35	1,49	1,71	1,92	2,03
20,0	1,13	1,35	1,61	1,77	2,02	2,26	2,40
30,0	1,26	1,49	1,77	1,97	2,24	2,51	2,65
50,0	1,43	1,70	2,02	2,24	2,54	2,86	3,02
100,0	1,70	2,02	2,40	2,66	3,03	3,40	3,60

Незаиляющая скорость находится в пределах 0,2–0,4 м/с.

Так как в летний период происходит зарастание канала травяной растительностью у берегов или по всему профилю при глубине менее 2,0–1,5 м и понижении пропускной способности, то для недопущения этого $v_{ср}$ должна быть не менее 0,5–0,6 м/с.

Таблица 9.5 – Незразмывающие скорости (м/с) потока для связных грунтов

Расчетное сцепление грунта, 10^5 Па	Глубина потока, м			
	0,5	1,0	3,0	5,0
0,005	0,39	0,43	0,49	0,52
0,010	0,44	0,48	0,55	0,58
0,020	0,52	0,57	0,65	0,69
0,030	0,59	0,64	0,74	0,78
0,040	0,65	0,71	0,81	0,86
0,050	0,71	0,77	0,89	0,98
0,075	0,83	0,91	1,04	1,10
0,100	0,96	1,04	1,20	1,27
0,125	1,03	1,13	1,30	1,37
0,150	1,13	1,23	1,41	1,49
0,175	1,21	1,33	1,52	1,60
0,200	1,28	1,40	1,60	1,69
0,225	1,36	1,48	1,70	1,80
0,250	1,42	1,55	1,78	1,88
0,300	1,54	1,69	1,94	2,04
0,350	1,67	1,83	2,09	2,21
0,400	1,79	1,96	2,25	2,38
0,450	1,88	2,06	2,35	2,49
0,500	1,99	2,17	2,50	2,63
0,600	2,16	2,38	2,72	2,88

Таблица 9.6 – Неразмывающие скорости (м/с) для скальных грунтов

Временное сопротивление грунта одноосному сжатию, 10^5 Па	Глубина потока, м			
	0,5	1,0	3,0	5,0
1000	8,9	10,9	14,1	15,5
500	6,3	7,7	10,0	11,0
250	4,5	5,5	7,1	7,9
200	4,0	4,9	6,3	6,9
100	3,0	3,6	4,8	5,2
50	2,2	2,7	3,6	3,9
25	1,7	2,1	2,7	3,0

Борьбу с укоренившейся водной растительностью ведут несколькими путями: очищают каналы специальными механизмами – механический метод очистки; разводят в каналах травоядную рыбу (толстолобиков, белого амура и др.) – биологический метод очистки; уничтожают растительность гербицидами – химический метод очистки.

3. Потери воды из каналов на испарение и фильтрацию

Потери воды на испарение происходят с площади водного зеркала, а на фильтрацию – через дно и откосы канала.

Потери на испарение зависят от климатических условий (от теплоресурсов) месторасположения каналов. Определить слой испарения можно по формулам гидрологии и по картам испарения:

$$W_n = E\omega, \quad (9.9)$$

где E – слой испарения;

ω – площадь зеркала канала.

Для уменьшения этих потерь вдоль каналов необходимо делать лесополосы шириной 10–15 м.

Потери на фильтрацию зависят от рода грунта и глубины залегания грунтовых вод.

Фильтрацию из каналов подразделяют на свободную (существующий поток грунтовых вод не влияет на фильтрационный поток из канала) и несвободную (фильтрационный поток из канала сомкнут с грунтовым потоком) (рис. 9.4). Свободную фильтрацию обычно наблюдают в начальный период эксплуатации канала, пока границы зоны промачивания не достигли уровня грунтовых вод. Несвободная фильтрация более продолжительна и приводит к большим потерям воды из канала.

Приближенно эти потери можно определить по формуле Дарси, исходя из того, что потери ($\text{м}^3/\text{с}$) на 1 м погонной длины канала будут равны:

$$q_\phi = p\nu, \quad (9.10)$$

где p – смоченный периметр канала;

$\nu = KI$;

I – средний градиент фильтрации;

$$I = \frac{h+T}{T},$$

где h – глубина воды в канале;
 T – расстояние до водоупора.

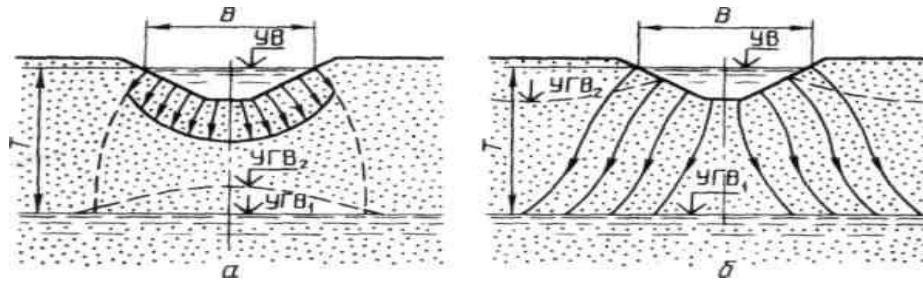


Рисунок 9.4 – Схемы фильтрации воды из каналов:
 a – свободная; b – несвободная

При большой глубине T величина I будет близка к единице. Тогда $q_{\phi} = K_p$ ($\text{м}^3/\text{с}$ на 1 м погонной длины). Общие потери на фильтрацию из канала длиной L будут равны $Q_{\phi} = q_{\phi}L$.

По данным А. Н. Костякова, потери на фильтрацию из оросительных каналов на 1 км достигают 1–50 $\text{м}^3/\text{с}$, при легкопроницаемых грунтах – 0,5–4,0 % от расхода, при среднепроницаемых грунтах – 0,3–2,0 % от расхода, при маловодопроницаемых грунтах – 0,2–0,7 % от расхода.

Так как потери на фильтрацию могут быть значительными, необходимо принимать меры борьбы с ними.

Для уменьшения фильтрации по периметру сечения канала создают специальный водонепроницаемый слой из грунта, водопроницаемость которого повышают, или из инородного материала (облицовка). Облицовка также предохраняет дно и откосы от размывов и механических повреждений льдом и плавающими предметами, уменьшает их шероховатость и увеличивает пропускную способность канала.

Водонепроницаемость грунта русла можно повысить:

- искусственным его уплотнением (укатка или трамбовка допустимы только для грунтов с ненарушенной структурой);

- естественным или искусственным кольматажем заполнение пор грунта мелкими частицами, переносимыми фильтрующейся водой. При естественном кольматаже эти частицы поступают в канал вместе с водой, транспортируемой каналом. Искусственный кольматаж осуществляют либо введением в воду глинистых или илистых частиц с последующим их механическим взмучиванием, либо впуском в канал мутной воды. Кольматаж эффективен на неоднородных песчаных и супесчаных грунтах;

- искусственным осолонением разрыхленного грунта – введение на 1 м^2 поверхности грунта 3–5 кг солей (CaCl_2 , NaCl) с последующей укаткой. Искусственное осолонение снижает потери воды из канала только на короткий срок и уменьшает устойчивость его откосов;

- искусственным оглеением биохимическое воздействие на структуру связного грунта (введение в него после рыхления органических веществ –

соломы, сорняков, отходов конопли, подсолнечника, разлагающихся в присутствии воды и при недостатке кислорода). Оглеение повышает дисперсность, пластичность и водонепроницаемость грунта. По мере разложения продукты распада органических веществ выносятся фильтрационным потоком в глубь грунтовой толщи. Таким образом, толщина водонепроницаемого слоя увеличивается и существенно снижается его проницаемость;

- нефтеванием поверхности – грунт заливают чистой нефтью (4–15 кг нефти на 1 м²) или смесью нефти и известкового молока. Недостаток нефтевания – быстрое снижение водонепроницаемости поверхностного слоя русла.

Облицовки каналов. Они могут быть: защитными (предохраняют русло канала от размывов, переформирований и повреждений льдом и плавающими предметами) – из камня и бетонных плит; противофильтрационными (уменьшают фильтрацию воды из канала) – глинистые, грунтовые, полимерные, асфальтобетонные, битумные, бетонные и железобетонные. Тип облицовки в конкретных условиях подбирают на основе технико-экономического сравнения вариантов.

Если канал проложен в глинистом грунте, обладающем достаточно высокой водонепроницаемостью, то грунтовую облицовку выполняют из него. Только изменяют структуру грунта: уменьшают пористость и трещиноватость, ликвидируют ходы землеройных животных. Для этого поверхностный слой дна и откосов рыхлят на глубину 40 см или вспахивают и уплотняют катками или трамбовками. Если канал сооружен в несвязных грунтах, верхний слой его откоса и дна заменяют связным, менее водопроницаемым слоем грунта – хорошо уплотненной глиной или суглинком. Толщину облицовки на дне канала обычно принимают равной 0,4–0,6 м, на откосах – 0,6–1,0 м. Заложение откосов должно быть не круче 1:2–1,0:2,5. Облицовки можно выполнять также из грунта с бентонитом (толщиной 8–10 см), из чистого бентонита (2,5–5,0 см), из грунта с цементом (2–5 %). Если возможен размыв облицовки, то защитное покрытие устраивают из крупнозернистых, щебенистых и галечниковых несвязных грунтов толщиной 0,2–0,3 м. В районах с суровыми климатическими условиями для защиты от промерзания и пучения глинистый экран прикрывают местным грунтом или щебнем толщиной: по откосам ниже минимального уровня воды в канале – 0,5 м; по откосам выше этого уровня – равной глубине промерзания. Если заложение откосов $m \geq 3$, то облицовку укладывают и уплотняют контурными слоями; если $m \leq 2,5$ – слоями с уклоном 0,1–0,5 к горизонту вдоль оси канала.

Грунтовые облицовки (экраны) устраивают аналогично экранам грунтовых плотин, но меньшей толщины, зависящей от глубины воды в канале и заложения откосов (рис. 9.5).

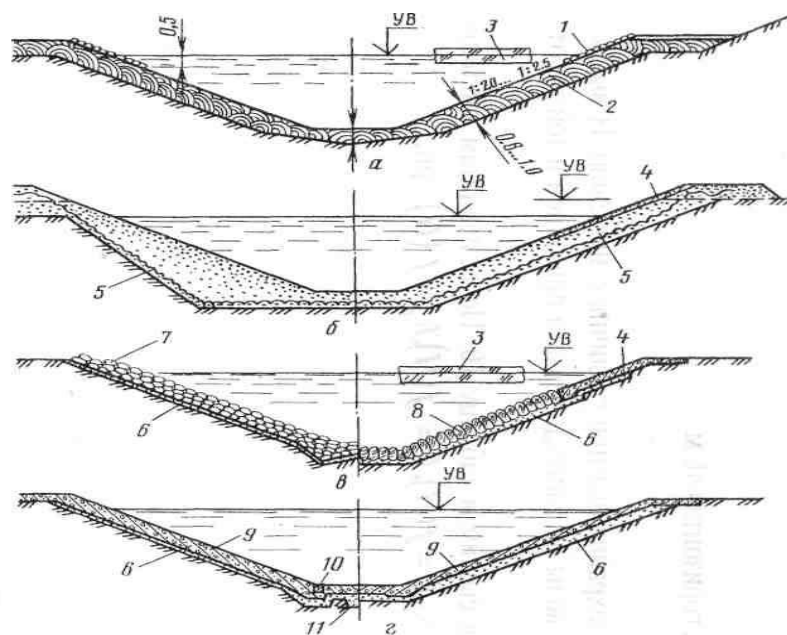


Рисунок 9.5 – Схемы облицовок каналов:

а – грунтовые (с глинистым экраном); *б* – полимерные (с синтетической пленкой, уложенной по траншейной и периметрической схеме); *в* – каменные в виде наброски и мощения; *г* – бетонные и железобетонные с продольным швом в сопряжении откоса и дна и без него; 1, 4, 9 – защитное покрытие соответственно из щебня толщиной 0,2 м, из бетонных плит, бетонное; 2 – глиняный экран; 3 – лед; 5 – синтетическая пленка; 6 – гравийно-песчаная подготовка; 7 – каменная наброска толщиной 0,1–0,3 м; 8 – одиночная мостовая; 10 – деревянный брус размером 8Ч8 м; 11 – дренаж

Полимерные облицовки (пленочные экраны), как правило, устраивают под защитным слоем грунта из полиэтиленовой стабилизированной или других видов полимерных пленок (рис 9.5, б).

Их часто называют погребенными экранами. Земляные работы в ложе канала можно выполнять в любое время года, а подстилающий слой и пленку следует укладывать только в безморозный период, лучше в безветренную погоду. Это предотвратит повреждение пленки строительными механизмами и твердыми агрегатами замерзшего грунта. Чтобы в период эксплуатации канала пленочный экран не был поврежден прорастающими стеблями и корнями растений, грунтовое основание обрабатывают гербицидами, а толщину защитного покрытия принимают не менее 0,5 м. Толщина пленки должна быть не менее 0,2 мм, а песчаной подготовки – не менее 0,1 м. Пленку расстилают полотнищами (короткая сторона вдоль оси канала, длинная – поперек). Края ее заанкерывают в траншею (борозду), прорытую на бровке канала. Сваривают полотнища специальными сварочными машинами или электроутюгами с терморегуляторами через лощеную кальку, предотвращающую пережог и налипание пленки на утюг.

Пленочные облицовки практически полностью исключают потери воды на фильтрацию и обеспечивают нормальную эксплуатацию канала в течение 10–30 лет. Недостаток их – низкий коэффициент трения грунта об экран. Поэтому применяют такие облицовки только в каналах с заложением откосов $m \geq 3$. Иногда поверх пленки укладывают защитную бетонную (монокристальную или

сборную) одежду. Для предохранения пленки от повреждения краями бетонных плит под все ее стыки помещают полоски толя, пергамина или плотной бумаги шириной не менее 0,2 м. Толщину слоя бетона принимают равной 8–10 см. В защитной облицовке выполняют несквозные (ложные) температурно-усадочные швы: поперек оси канала не реже чем через 6 м и вдоль – не реже чем через 20 м.

Асфальтобетонные облицовки – слой асфальтобетона толщиной 5–8 см – укладывают по периметру живого сечения канала на подготовку из щебня или гравия. Поверхность асфальтобетона перед пуском канала покрывают горячим битумом с асбестовыми добавками. Для откосов смесь асфальтобетона должна быть нагрета до 160–180 °С. По дну канала в ряде случаев ее разливают. Достоинства таких облицовок – прочность, гибкость, стойкость к атмосферным воздействиям и большая, чем у бетона, водонепроницаемость. Недостаток – сквозь них быстро прорастают растения, что вызывает необходимость обработки ложа канала гербицидами. Заложение откосов каналов принимают круче 1,0:1,5, толщину облицовки – 6–8 см. В районах с жарким климатом состав асфальтобетона должен быть таким, чтобы облицовка не оползала с откосов. Срок службы асфальтобетонных облицовок – 40 лет и более.

Облицовки в виде травяного ковра защищают откосы каналов от размыва. Травяной ковер (длиной несколько сотен метров) изготавливают на полигоне. Его армирующую основу – стекловолокно – расстилают на специальной бетонной площадке. Поверх основы насыпают слой (несколько сантиметров) торфа, на который высевают быстрорастущие травы с прочной корневой системой (клевер, овсяницу и т. п.). Корни трав прорастают через стекловолокно, густо переплетаясь между собой. Затем ковер сворачивают в рулоны, доставляют на место строительства канала и расстилают на его откосах. Такая облицовка долговечна, имеет высокую гибкость и дешевле описанных выше облицовок.

Каменные и гравийные облицовки выполняют в виде каменной наброски или мостовой, а также в виде габионного крепления. Для каменной наброски (рис. 9.5, в) используют несортированный камень. Толщину ее подбирают аналогично каменному креплению откосов грунтовых плотин. Под облицовкой устраивают подготовку из щебня, гравия или крупнозернистого песка толщиной 10–20 см. В основании облицовки (у подошвы откоса) делают упор, предотвращающий ее оползание.

Бетонные и железобетонные облицовки имеют относительно гладкую поверхность, что повышает пропускную способность канала, защищают его откосы и дно от размывов, значительно снижают потери воды на фильтрацию, способствуют улучшению качества воды в канале. Основной их недостаток – необходимость устройства большого количества швов. Бетонные и железобетонные облицовки могут быть монолитными и сборными (рис. 9.5, з). Монолитные облицовки выполняют непосредственно на месте строительства, сборные – из отдельных плит, изготовленных на полигонах предприятий строительной индустрии.

Монолитные бетонные облицовки представляют собой слой (10–20 см) бетона, уложенный на хорошо спланированный слой (10–30 см) гравийной, песчано-гравийной или щебеночной подготовки. Если канал проходит в глинистых грунтах, то слой подготовки увеличивают до 30–50 см (для предупреждения морозного пучения и просадок грунтов основания). Заложение откосов для таких облицовок должно быть не круче 1,0:1,5. Выполняют их современными бетоноукладочными комплексами, технология использования которых практически исключает ручной труд.

Монолитные железобетонные облицовки в отличие от бетонных имеют меньшую толщину слоя бетона и стальную арматуру, значительно повышающую прочность крепления, сопротивляемость его трещинообразованию, деформациям и осадкам. Их целесообразно применять на сильно деформирующихся и малоустойчивых грунтах (лессовых, пучинистых, набухающих и др.).

Экзотермический разогрев, усадка бетона, температурные колебания могут привести к растрескиванию монолитной облицовки. Чтобы предотвратить это, в ней заранее устраивают продольные и поперечные деформационные швы: сжатия, расширения и строительные. Поперечные швы сжатия (ложные, шарнирные) шириной 8–10 мм надрезают через 3–6 м (в зависимости от толщины облицовки) и только наполовину или на одну треть ее толщины. Поперечные швы расширения шириной 20–25 мм прокладывают через 12–16 м, а продольные – по линии сопряжения дна и откосов. Они должны проходить сквозь всю толщину облицовки и иметь уплотнения из дерева, толя, пластика или асфальтовой мастики.

В железобетонных облицовках деформационные швы надрезают значительно реже, чем в бетонных, а при наличии необходимого обоснования в таких облицовках устраивают только временные поперечные швы (через 15–20 м) шириной 0,5 м со скошенными краями, промазанными асфальтовой мастикой. Эти швы заделывают бетоном по окончании усадки бетона длинных секций.

Трудоемкость работ по сооружению сборных облицовок значительно ниже, чем по сооружению монолитных. Недостаток таких облицовок – большое число швов, понижающих их водонепроницаемость и увеличивающих вероятность относительных смещений отдельных плит при деформациях откосов. Швы в сборных облицовках герметизируют пластифицированной горячей битумной мастикой.

На строительстве мелиоративных каналов наибольшее распространение получили предварительно напряженные железобетонные гладкие плиты длиной 6 м, шириной 1; 1,5 и 2 м и толщиной 0,06 м с содержанием арматуры 30–40 кг/м³.

Удельную протяженность швов облицовки можно сократить, если железобетонные плиты сделать с выпусками арматуры, а затем эти выпуски жестко соединить и швы омонолитить.

Сборные плиты укладывают на тщательно выполненный слой подготовки из несвязных грунтов.

Железобетонные плиты обычно устраивают в зоне образования льда для того, чтобы избежать повреждения одежды льдом. Могут применяться и на всей поверхности канала.

4. Зимний режим каналов

С установлением ледового покрова живое сечение канала уменьшается, скорость течения становится меньше и при нормальном расчетном уровне расход воды, пропускаемый каналом, падает.

Пропускная способность канала в зимних условиях проверяется, исходя из следующих соображений: живое сечение канала уменьшается за счет толщины льда $h_{л}$, при этом принимают погружение ледового покрова в воду в среднем $0,9h_{л}$.

Если каналы водоснабжения рассчитываются на равномерный расход воды в течение года, то принимаются меры к некоторому повышению уровней воды в предледоставный период путем увеличения расходов.

Установившийся ледовый покров на канале ввиду небольшой ширины его оказывает влияние на откосы канала вследствие примерзания льда к откосам канала или одежде. Примерзший лед может нарушать целостность откосов канала или одежды. Поэтому в зоне действия льда обычно укладывают армированные плиты.

Большой опасностью на каналах является глубинный лед-шуга, который может заноситься в канал из водоисточника или образовываться в самом канале. Особенно опасной становится шуга при наличии в самом канале дюкеров, сечения которых могут полностью закупориться. В этих случаях устраиваются особые защитные сооружения для улавливания шуги и ее удаления. Шуга также может забивать решетки водоприемника. Борьба с обмерзанием решеток производится при помощи прогрева их электричеством, паром и теплой водой.

Для предупреждения появления шуги в канале временно снижают скорости течения воды до образования небольшого слоя поверхностного льда. В ряде случаев для ускорения образования льда поперек канала устраивают плавучие запаны. Если шуга все-таки будет скапливаться у берегов, необходимо обеспечить ее транспортировку по каналу до мест сброса, чтобы предотвратить шуговые зажоры. Средние скорости течения воды в канале при этом должны быть не ниже 1 м/с. Плановых поворотов на трассе канала проектируют по возможности меньше. Все переломы оси канала в плане заменяют плавными криволинейными вставками.

Минимальный радиус поворотов каналов, проходящих в земляном русле, вычисляют по формуле

$$R = 11 v_{\text{cp}}^2 \sqrt{\omega} + 12, \quad (9.11)$$

где v_{cp}^2 – средняя скорость воды в канале;

ω – площадь живого сечения.

Радиус закругления поворотов каналов с монолитными бетонными, сборными железобетонными и асфальтобетонными облицовками

$$R = 5B, \quad (9.12)$$

где B – ширина поверхности воды в канале.

Тема № 10

Сооружения на каналах

1. Классификация ГТС на мелиоративных системах.
2. Регулирующие сооружения на каналах.
3. Распределительные узлы шлюзов-регуляторов.
4. Сооружения, обеспечивающие подачу воды потребителю.
5. Сооружения, обеспечивающие нормальный режим работы канала.
6. Водопроводящие сооружения на каналах

1. Классификация ГТС на мелиоративных системах

Регулирование расходов, горизонтов и скоростей воды в каналах мелиоративных систем осуществляется гидротехническими сооружениями. Естественные и искусственные препятствия на пути движения воды в каналах – большие уклоны местности, пересечения с реками, балками, дорогами и пр. – часто преодолеваются с их помощью.

Сооружения на мелиоративных системах можно классифицировать по трем основным признакам.

I. Водопроводящие – сооружения, служащие для проведения каналов через другие сооружения и препятствия, создаваемые рельефом:

- сооружения при пересечениях каналов с другими водными потоками, дорогами, низинами и пр. – акведуки и дюкеры;

- сооружения для проведения воды в условиях сложного рельефа или в плохих или скальных грунтах – лотки-желоба, трубы, гидротехнические тоннели.

II. Водорегулирующие – сооружения, регулирующие расходы и горизонты воды в каналах:

- шлюзы-регуляторы, регулирующие подачу (расходы) воды в каналы;

- подпорные шлюзы, регулирующие горизонты воды в каналах;

- сбросные шлюзы, удаляющие воду при переполнении или авариях на каналах;

- промывные шлюзы;

- вододелители, разделяющие воду в определенном соотношении между несколькими каналами.

III. Сопрягающие – сооружения, устраиваемые в местах резкого перелома продольного профиля трассы канала:

1) перепады;

2) быстротоки;

3) консольные перепады (консоли).

2. Регулирующие сооружения на каналах

Управление водой на каналах гидромелиоративных систем осуществляется регулирующими сооружениями, которые имеют общее название шлюзы-регуляторы. Назначение регулирующих сооружений состоит

в распределении воды по каналам, регулировании расходов, поддержании заданных уровней, обеспечении гидравлической промывки каналов от отложившихся в них наносов, а также учете воды, подаваемой потребителю. Регулирующие сооружения используют как на ирригационных, так и на осушительных системах, при этом конструкция их будет одинаковой.

Сооружения на каналах принято классифицировать по назначению, конструктивным особенностям и способу производства работ.

По назначению регулирующие сооружения (шлюзы-регуляторы) могут быть головными, водовыпусками, перегораживающими, сбросными, концевыми, вододелителями, промывными.

По конструктивным признакам различают шлюзы-регуляторы открытые, диафрагмовые, трубчатые напорные и безнапорные.

По способу производства работ они подразделяются на монолитные, сборные и комбинированные.

Нормальные расходы каналов и соответствующие им уровни принимают за расчетные при определении размеров регулирующих сооружений.

Открытые шлюзы-регуляторы

Наиболее часто на мелиоративных каналах используют открытые шлюзы-регуляторы, которые представляют собой защищенный от размыва лоток прямоугольного или трапецеидального сечения, ограниченный флютбетом, боковыми стенками и оборудованный затворами и подъемными механизмами и служебным мостиком.

В конструктивном отношении в шлюзах-регуляторах условно можно выделить три составные части, отделяемые друг от друга деформационными швами:

1 – верховой сопрягающий участок, включающий продольные береговые стенки и плиту понура. Этот участок служит для сопряжения с каналом и используется обычно при переходе от большей ширины канала к меньшей в сооружении. Применяются схемы и без верхового участка;

2 – средняя, основная часть сооружения, представляющая собой лоток прямоугольного, реже – трапецеидального сечения. В пределах лотка размещаются бычки, пазовые конструкции, затворы, служебные мостики и проезжие мосты;

3 – низовой сопрягающий участок, который служит продлением средней части сооружения и используется для сопряжения с отводящим каналом и размещения на флютбете гасителей энергии. За низовым сопрягающим участком следует рисберма, водопроницаемая часть флютбета (рис. 10.1).

Примыкание отдельных частей шлюза-регулятора друг к другу, а также к каналам должно быть взаимно увязано и обеспечивать благоприятные гидравлические условия для протекания потока.

Для сопряжения каналов с сооружениями используются обратные стенки, ныряющие стенки, косые плоскости и их комбинации. Каждый из перечисленных типов сопряжений применим на входном и выходном участках шлюза-регулятора.

При разных размерах канала и сооружения применяют раструб-воронку (рис. 9.1), размещая его в пределах сопрягающих участков.

Раструб-воронка обеспечивает плавный переход потока воды от канала к сооружению.

Угол и в раструбе-воронке определяют из условия безотрывного протекания потока вдоль стенок.

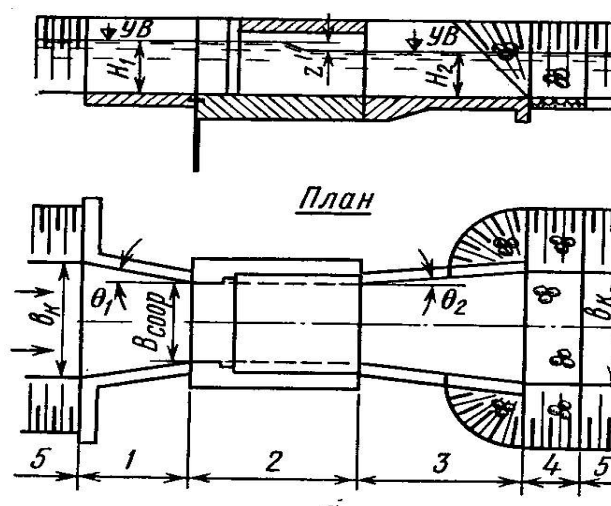


Рисунок 10.1 – Открытый шлюз-регулятор с подтопленным истечением и его составные части: 1 – верховой сопрягающий участок; 2 – средняя часть – лоток; 3 – низовой сопрягающий участок; 4 – рисберма; 5 – подводящий и отводящий каналы

Сопряжения по типу обратных стенок применяют с сопрягающими участками и без них. Сечение обратных стенок выполняют одинаковым с сечением продольных сопрягающих стенок, с запуском за бровку канала не менее чем на 0,3–0,5 м. Конструктивная схема сопряжения по типу обратных стенок приведена на рис. 10.2, а. Обратные стенки широко применяют в гидротехнических сооружениях из-за простоты выполнения. К недостаткам их можно отнести большой расход материала и неблагоприятные гидравлические условия на подходе вследствие появления вихрей и отжима потока от продольных стенок. Однако при небольших подходных скоростях в канале последнее обстоятельство не имеет существенного значения.

Ныряющие стенки размещают на части длины сопрягающих участков. Конструктивная схема сопряжения по типу ныряющей стенки приведена на рис. 10.2, б. Переход от откоса канала к откосу ныряющей стенки можно выполнить по криволинейной поверхности или пересекающимся плоскостям, которые покрывают одеждой. Длина ныряющей стенки определяется заложением откоса ее и высотой. Длина же сопрягающего участка должна быть больше. Из условия производства работ необходимо иметь хотя бы небольшой участок с горизонтальной плоскостью на уровне верха устоя в месте примыкания к нему.

Косую плоскость (рис.10.2, в) размещают на всей длине сопрягающего участка и выполняют из бетона.

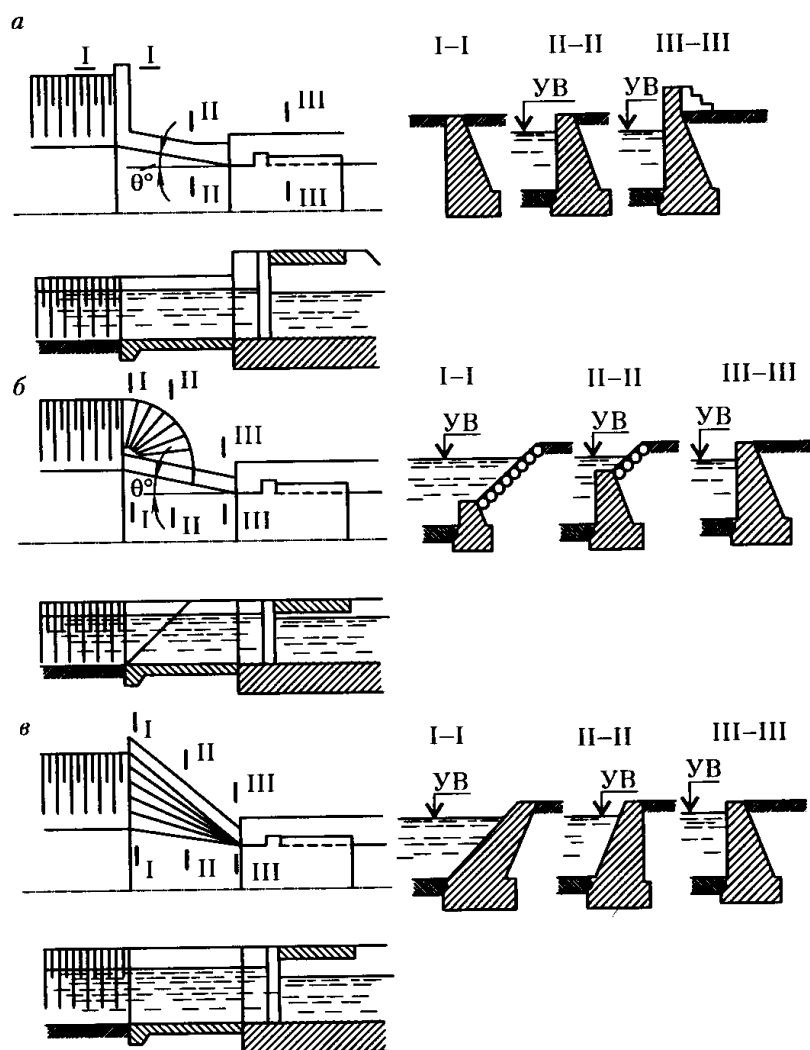


Рисунок 10.2 – Типы сопряжений каналов с сооружениями:
 а – обратная стенка; б – ныряющая стенка; в – косяя плоскость

Она представляет собой гравитационную стенку, устойчивость которой обеспечивается собственным весом. Лицевая сторона косяя плоскости имеет переменное заложение, равное заложению откоса канала в месте примыкания к нему, и вертикальное у устоя, если средняя часть сооружения имеет прямоугольное сечение. Тыловая поверхность стенки (со стороны обратной засыпки) имеет отрицательное заложение в месте примыкания к каналу и положительное в месте примыкания к устою. Примерно посредине стенки будет сечение, где тыловая поверхность имеет вертикальное направление.

Косая плоскость обеспечивает плавный переход от канала к сооружению (средней части его), поэтому потери напора на вход здесь будут небольшие. Такие стенки применяют при сравнительно небольших заложениях откосов каналов, примыкающих к сооружению.

Средняя часть шлюза-регулятора. Составные элементы средней части шлюза-регулятора – это устои, бычки (быки), служебные и проезжие мосты, водобойная плита и гасители на ней. Основные из них, определяющие конструкцию регулирующего сооружения, устои и бычки (быки), которые по

внешнему очертанию могут быть представлены несколькими типами (рис. 10.3), с переходом от простых к более сложным.

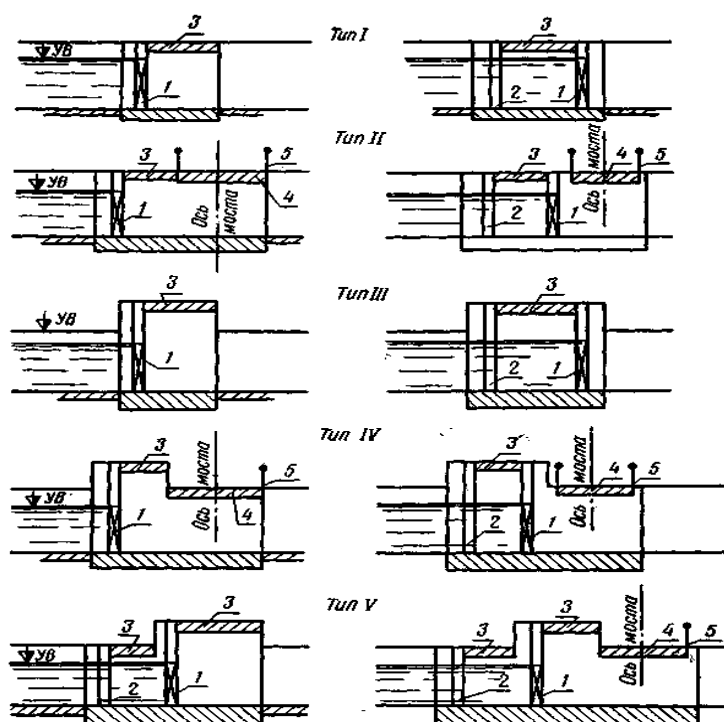


Рисунок 10.3 – Типы контуров устоев и быков в водоподпорных сооружениях: *тип I* – с низко расположенным служебным мостиком; *тип II* – то же, но с проезжим мостом; *тип III* – с повышенным расположением служебного мостика; *тип IV* – то же, но с проезжим мостом; *тип V* – с двумя служебными мостиками, с низко расположенными для маневрирования шандорами и высоко расположенными для маневрирования основными затворами, с проезжим мостом и без него; 1 – основные затворы; 2 – пазы для ремонтных затворов; 3 – служебный мостик; 4 – проезжий мост; 5 – ограждение

Тип контура устоев и бычков (быков) определяется расположением пазов для плоских затворов, служебными и проезжими мостами. Из условия маневрирования затворами, когда глубина воды перед сооружением превышает 1,0–1,5 м, служебный мостик поднимается выше планировочной отметки вокруг сооружения и опирается на вертикальные стенки, надстроенные над устоями и бычками.

Примыкание устоев и бычков (быков) к флютбету выполняют в виде разрезной и неразрезной конструкций (рис. 10.4). Разрезную конструкцию (рис. 10.4, а) применяют в шлюзах-регуляторах, рассчитанных на пропуск больших расходов (например, головных и магистральных каналах), когда грунты основания мало сжимаемы и не ожидается неравномерная осадка частей сооружения. Неразрезная конструкция (доковая) (рис. 10.4, б) характерна для шлюзов-регуляторов сборной конструкции, когда средняя часть сооружения представляет собой единый блок, и для сооружений, расположенных на грунтах, подверженных значительной и неравномерной осадке.

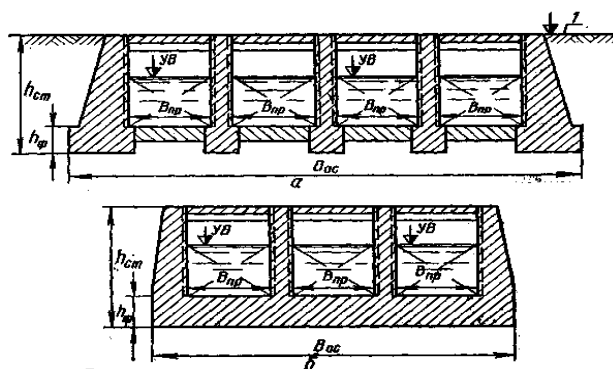


Рисунок 10.4 – Примыкание устоев и быков к флютбету:
 а – разрезная конструкция; б – неразрезная (доковая)
 конструкция; I – планировочная поверхность

Устои – береговые стенки, служащие ограждающими конструкциями, которые воспринимают силу давления грунта обратной засыпки, и одновременно использующиеся для размещения пазовых конструкций и опирания пролетного строения мостов – служебных и проезжих. Монолитные бетонные устои представляют собой гравитационные подпорные стенки, размер которых определяется условиями устойчивости на сдвиг. Верх устоев по всей длине обычно выполняют горизонтальным и располагают выше расчетного уровня воды не менее чем на 0,5 м.

Бычками (быками) называют вертикальные стенки, разделяющие водосливной фронт на пролеты. Бычки, как и устои, используют для размещения пазовых конструкций, они служат также опорами для пролетного строения мостов. Однако следует иметь в виду, что бычки не являются обязательным элементом всех регулирующих сооружений. Часто в небольших шлюзах-регуляторах на каналах гидромелиоративных систем они отсутствуют, а пазовые конструкции и служебные мостики размещаются на устоях.

Диафрагмовые шлюзы-регуляторы. Это разновидность открытых шлюзов-регуляторов, в которых по линии основных затворов имеется стенка-диафрагма, нижнее ребро которой расположено несколько выше расчетного уровня воды в отводящем канале. Образующееся отверстие между диафрагмой и порогом шлюза-регулятора перекрывается затвором. Конструкция диафрагмового шлюза-регулятора приведена на рис. 10.5.

Диафрагмовые шлюзы-регуляторы применяют при значительной разности уровней воды верхнего и нижнего бьефов. Наличие диафрагмы позволяет сократить высоту затворов, что дает снижение единовременных затрат по сооружению и экономии при эксплуатации.

Диафрагма представляет собой железобетонную плиту (стенку), заделанную в устои и бычки, прямолинейного или криволинейного очертания. Нижнее ребро диафрагмы усиливают балкой жесткости, располагая ее со стороны нижнего бьефа. Если ребро выполнить в виде полки, то на нее можно укладывать шандоры, предусматривая для них в устоях и быках пазы.

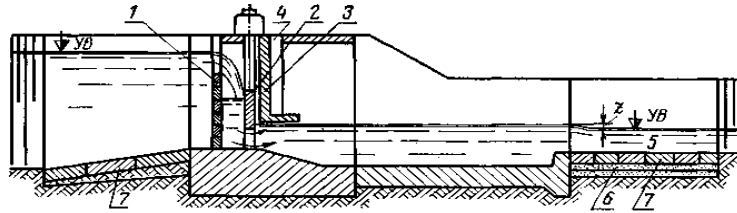


Рисунок 10.5 – Диафрагмовый шлюз-регулятор:

1 – ремонтные затворы (шандоры); 2 – основные затворы; 3 – диафрагма;
4 – пазы для склада шандоров; 5 – рисберма; 6 – обратный фильтр
под плитами рисбермы; 7 – бетонные плиты понура

Трубы-регуляторы

Трубы-регуляторы широко распространены на гидромелиоративных системах. Чаще их применяют как водовыпуски на хозяйственных и участковых распределителях, но есть примеры использования их и как перегораживающих, промывных и другого типа сооружений.

Применение труб-регуляторов целесообразно в следующих случаях: 1) при сравнительно небольших глубинах воды в каналах, когда можно использовать трубы заводского изготовления; 2) при необходимости устройства переезда через сооружение; 3) при глубоких выемках каналов – в этом случае достигается значительная экономия по единовременным затратам; 4) в распределительных узлах сооружений, когда число водовыпусков больше трех, разместить в этом случае открытые шлюзы-регуляторы затруднительно.

Трубы-регуляторы мало применяют на перегораживающих сооружениях, сбросных и промывных сооружениях при напорном режиме из-за невозможности пропуска плавающих тел в нижний бьеф.

Виды труб-регуляторов. По гидравлическому режиму трубы-регуляторы могут быть безнапорными и напорными. Существенной разницы в конструкциях между этими двумя видами труб-регуляторов нет.

Безнапорные трубы-регуляторы применяют при незначительной разнице уровней воды в бьефах, в то время как с напорным режимом в трубах требуется повышенная разность уровней воды. Поскольку здесь трубы работают полным сечением, размеры их будут меньше, чем безнапорные. Вместе с тем напорный режим требует более тщательного выполнения стыков, обеспечения их полной водонепроницаемости. Повышение скорости в напорных трубах при сопряжении с нижним бьефом требует выполнения усиленных гасителей, чтобы предохранять канал от размыва за сооружением.

Наряду с указанными двумя режимами – безнапорным и напорным – в трубчатых конструкциях возможен также полунапорный режим.

В гидромелиоративных сооружениях трубчатые конструкции с полунапорным режимом применять не рекомендуется, тем более следует избегать его как переходного, когда от напорного он периодически переходит в безнапорный.

Типовая конструкция труб-регуляторов показана на рис. 10.6.

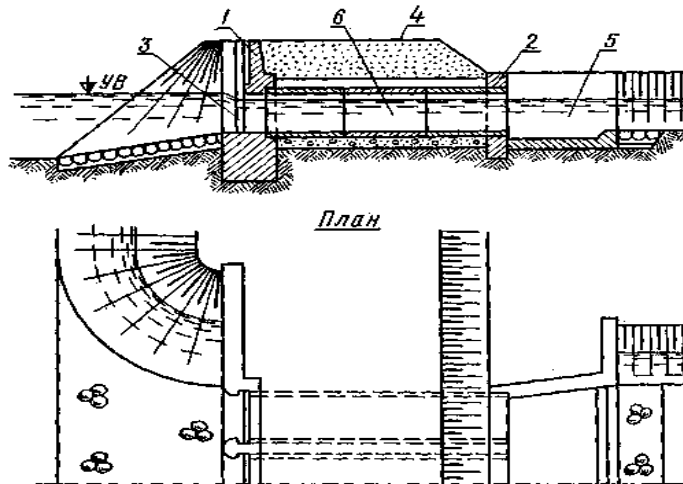


Рисунок 10.6 – Труба-регулятор типа водовыпуска:
 1 – входной оголовок; 2 – выходной оголовок; 3 – затворы;
 4 – дорога; 5 – водобойный колодец; 6 – труба

В ней можно выделить следующие основные части: верховой (входной) оголовок, затворы, трубу, низовой (выходной) оголовок, гаситель, проезжую часть дороги, ограждения. Трубчатые конструкции с расходом до $10 \text{ м}^3/\text{с}$ выполняют сборными. Для таких сооружений разработаны типовые проекты с различными значениями расходов и напоров.

Входной оголовок в трубчатых сооружениях часто выполняют в виде гравитационной стенки. В пределах его предусматривают пазы для плоских затворов.

Входной оголовок в трубчатых сооружениях выполняют часто в виде гравитационной стенки. В пределах его предусматривают пазы для плоских затворов. Низовой оголовок выполняют аналогично верховому. Он также представляет собой гравитационную стенку, но ширина поверху здесь несколько меньше с учетом того, что в нем нет пазов для затворов.

К низовому оголовку вплотную примыкает гаситель, чаще это бывает водобойный колодец. Верховой и низовой оголовки от примыкающих к ним труб отделяют деформационными швами. Длина трубчатой части сооружения, т. е. расстояние между верховым и низовым оголовками, определяется шириной проезда, которую по условиям перемещения сельскохозяйственных машин принимают равной не менее 7 м.

Вдоль наружной поверхности труб на стыке с грунтом можно ожидать усиленной фильтрации и, как следствие, фильтрационных деформаций. Для исключения их по периметру труб устраивают выступы (диафрагмы) из бетона, железобетона или водонепроницаемых грунтов.

В сборных конструкциях труб-регуляторов, имеющих несколько параллельно уложенных труб, расстояние между внешними образующими их на уровне осей принимают равными не менее 0,6 м. В трубах-регуляторах, через которые предусматривается проезд автотранспорта, высота засыпки над

шелыгой трубы должна быть не менее 0,6 м, а при асбестоцементных трубах ее увеличивают до 1 м.

Типовые проекты сборных конструкций таких сооружений составлены на расходы от долей кубического метра до 10 м³/с с действующим напором до 1 м. Один из вариантов трубы-регулятора сборной конструкции показан на рис. 10.7.

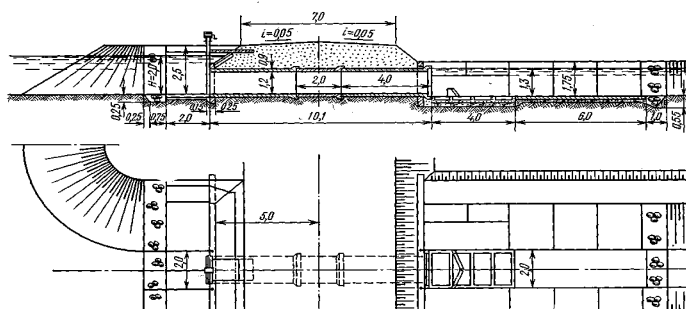


Рисунок 10.7 – Сборная конструкция трубчатого шлюза-регулятора

Верховые и низовые оголовки здесь выполнены из железобетонных плит. Рамы затворов присоединяют к верховому оголовку болтами со стороны верхнего бьефа. Для лучшего гашения энергии в нижнем бьефе предусмотрены водобойные колодцы с установкой под углом направляющих стенок.

Разработаны трубчатые конструкции типа водовыпусков для забора воды из магистральных каналов с глубиной в них до 2,5 м. Они отличаются от обычных труб-регуляторов типом входного оголовка, который выдвинут в магистральный канал, и представляют собой небольшую башню, оборудованную затворами и решеткой для защиты от попадания мусора.

3. Распределительные узлы шлюзов-регуляторов

На каналах гидромелиоративных систем часто в одном месте объединяют несколько шлюзов-регуляторов, иногда выполняющих различные задачи. Такое объединение сооружений называют узлом шлюзов-регуляторов.

При компоновке нескольких сооружений в одном месте удобнее управлять ими, проще организовать охрану и ремонт, стоимость сооружений узла будет меньше. Для магистральных каналов и их ответвлений, а также каналов, примыкающих к ним, характерно размещение двух-трех сооружений в узле. На каналах младшего порядка в узле сооружения чаще размещают водовыпуски, количество которых доходит до пяти и более. При большом числе сооружений в распределительном узле предусматривают во входной части уширение, создавая так называемый ковш.

Большое количество сооружений в распределительном узле затрудняет их компоновку. Здесь приходится применять открытые шлюзы-регуляторы в комбинации с трубчатыми сооружениями.

Существует две основные схемы размещения сооружений в распределительном узле на гидромелиоративных каналах: сближенная и удаленная (рис. 10.8).

При компоновке сооружений по сближенной схеме (рис. 10.8, а) затраты на возведение меньше, так как часть стенок и флютбета общая для нескольких сооружений. В то же время водомерность сооружений понижается вследствие взаимного влияния их друг на друга.

При компоновке по удаленной схеме сооружения узла находятся вдали друг от друга, а подвод воды к ним происходит по коротким каналам – прокопам, отходящим от основного канала (рис. 10.8, б). В этом случае водомерность сооружений повышается, но затраты на возведение их увеличиваются.

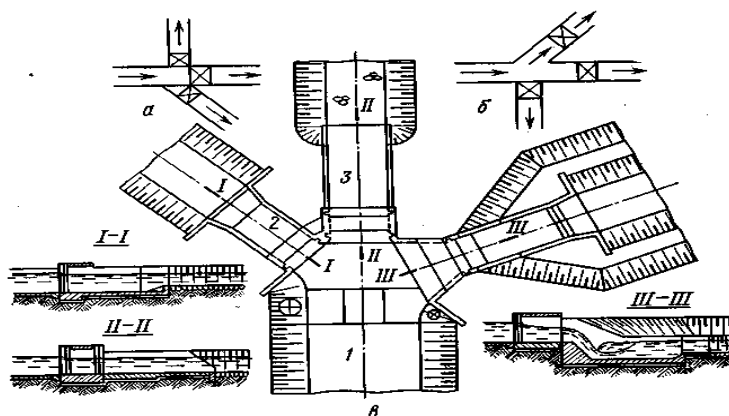


Рисунок 10.8 – Узел сооружений на канале:
 а – компоновка сооружений по сближенной схеме;
 б – компоновка сооружений по удаленной схеме;
 в – конструктивная схема узла сооружений; 1 – транзитный канал;
 2 – водовыпуск; 3 – перегородивающее сооружение

По режиму работы вододелители делятся на автоматические и регулируемого действия.

По конструктивным признакам вододелители могут быть открытыми и закрытыми.

Открытые вододелители автоматического действия распределяют расходы воды между ответвлениями в постоянном заданном отношении при расчетном режиме работы подводящего канала.

Разновидностью распределительных узлов на гидромелиоративных каналах являются вододелители.

Эти сооружения, устанавливаемые в местах разветвления каналов, служат для пропорционального деления расходов воды между ними (рис. 10.9).

Недостаток вододелителей автоматического действия заключается в том, что если по условиям эксплуатации потребуется изменить заданное пропорциональное деление расходов воды, то выполнить это невозможно.

Недопустимо также и отключение одного из ответвлений в случае аварийного состояния канала за ним.

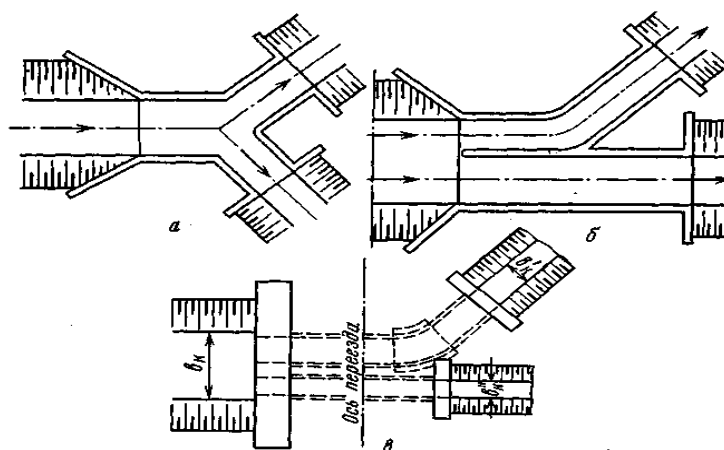


Рисунок 10.9 – Вододелители на каналах:
a, б – автоматические открытого типа с общим подходным участком
и раздельной стенкой на подходе; *в* – трубчатый

Простейшим устройством для изменения соотношения расходов воды между отводами служит шандорная стенка, установленная в пазах лотков отводов.

Кроме того, шандорная стенка может быть полезна и для отключения одного из отводов, при ее помощи возможно также обеспечить форсировку уровня в подводящем канале.

Управление расходами и изменение их в любой момент времени по отводам достигается при помощи вододелителей регулируемого действия. Такой вододелитель представляет собой соединение открытых шлюзов-регуляторов, поставленных на каждом из отводов. Пороги в отводах вододелителей регулируемого действия располагают заподлицо с дном подводящего канала.

При аварийном состоянии канала за одним из отводов опускают затворы и прекращают подачу воды в отвод. После этого весь расход подводящего канала пропускают через шлюз-регулятор второго отвода.

Если канал второго отвода не обладает пропускной способностью, отвечающей повышенному расходу, перед вододелителем следует предусмотреть автоматический сброс на пропуск расхода, равного расходу большего отвода.

Принципиальная схема трубчатого вододелителя приведена на рис. 10.9, *в*. Достоинство этого вододелителя состоит в том, что по верху его легко можно устроить переезд для автотранспорта.

Каждый из отводов вододелителя может быть выполнен из одной или нескольких труб, количество которых зависит от глубины воды и гидравлического режима. Входной оголовок у трубчатого вододелителя выполняют общим для обоих отводов.

Трубам отводов целесообразно давать прямолинейное направление. В тех случаях, когда это осуществить невозможно, поворот трубы выполняют через

специальный переходный блок, изготовленный сборным или бетонируемым на месте.

Когда ширина канала по дну на подходе к вододелителю оказывается недостаточной для размещения входного оголовка, на канале устраивают расширение в виде бассейна – ковша. По гидравлическому режиму поток в трубах вододелителя может быть задан безнапорным или напорным. Достоинства и недостатки этих режимов будут такими же, как и в трубчатых шлюзах-регуляторах.

4. Сооружения, обеспечивающие подачу воды потребителю

Водовыпуски. *Назначение водовыпусков.* В ирригационных системах с самотечной подачей воды на орошаемые поля в местах вывода ее из старшего канала в младший ставят шлюзы-регуляторы, которые называют водовыпусками. Назначение водовыпусков – регулировать расходы воды, поступающей в младший канал, а в отдельных случаях прекращать подачу ее. Изменение расходов воды достигается маневрированием затворами.

По плановому расположению водовыпуски представляют собой боковые сооружения, в которых поток воды из старшего канала в младший поступает под некоторым углом. Это необходимо учитывать при гидравлических расчетах, вводя в формулы дополнительный коэффициент, учитывающий потери на изменение направления потока воды.

Водовыпуски устраиваются как открытыми, так и закрытыми – трубчатыми.

Плановое расположение водовыпусков. По отношению к оси старшего канала ось водовыпуска располагают под прямым или острым углом.

Сопряжение водовыпуска с каналом старшего порядка может быть выполнено несколькими способами:

1) при помощи обратных стенок, расположенных в одну линию с бровкой канала, и конуса радиального очертания с заложением откосов, равным заложению откоса старшего канала (рис. 10.10, а);

2) с использованием ныряющих стенок, уклон которых одинаков с уклоном откоса старшего канала (рис. 10.10, б). Входную часть водовыпуска полезно выполнять раструбного очертания, благодаря чему гидравлические условия входа в сооружения улучшаются;

3) с расположением входа в водовыпуск на линии подошвы откоса старшего канала. Это так называемый вдвинутый в направлении оси канала вариант расположения входной части сооружения (рис. 10.10, в);

4) с выносом водовыпуска за пределы старшего канала и устройством подхода к нему в виде короткого подводящего участка канала, расположенного под прямым (рис. 10.10, г) или острым (рис. 10.10, д) углом к оси старшего канала. В варианте размещения водовыпуска под острым углом б предусматривается удлиненная верховая стенка, сопрягающаяся со старшим каналом при помощи обратной стенки. С низовой стороны сопряжение со старшим каналом осуществляется также при помощи обратной стенки,

примыкающей к устью, с переходом к откосу канала конусом радиального очертания.

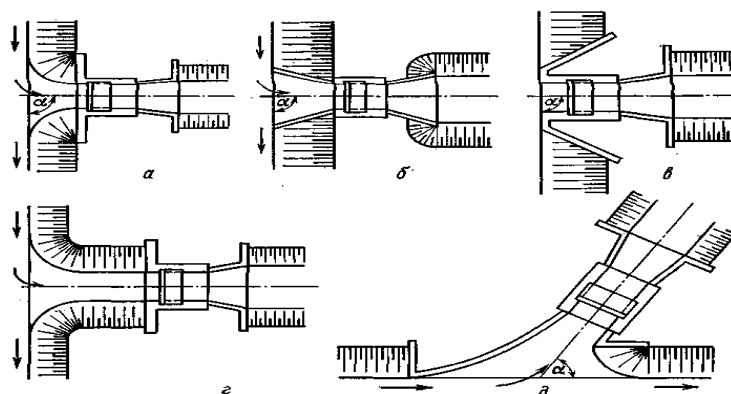


Рисунок 10.10 – Сопряжение водовыпуска со старшим каналом:
а – обратной стенкой, расположенной по бровке старшего канала;
б – ныряющей стенкой; *в* – обратной стенкой с расположением входа у подошвы старшего канала; *г* – коротким подводящим каналом, расположенным под прямым углом к оси старшего канала; *д* – коротким подводящим каналом, расположенным под острым углом к оси старшего канала

Пороги водовыпусков располагают как выше дна старшего канала, так и на одной отметке с ним. Повышение отметки порога водовыпуска вызывается «командованием» при самотечной подаче воды на орошаемые поля. Сопряжение порога водовыпуска с дном старшего канала, когда они находятся на разных отметках, выполняют при помощи пандуса, являющегося обычно понуром сооружения. В хозяйственных каналах дно и порог водовыпуска чаще располагают на одной отметке, что обеспечивает транспортирование наносов вместе с потоком воды в младший канал.

Водовыпуски на оросительных каналах устраивают многопролетными и однопролетными. Количество пролетов зависит от расходов воды. Водовыпуски, расположенные на хозяйственных и межхозяйственных каналах, чаще устраивают однопролетными.

Перегораживающие сооружения. По месту положения – это шлюзы-регуляторы на транзитных каналах. Назначение их – подпирать уровень воды, когда по каналу пропускаются расходы меньше расчетных. Снижение расходов воды в каналах происходит по многим причинам. Например, вследствие уменьшения потребления на орошение в течение суток, ограничения поливов в ночное время, отключения части потребителей, невозможности использовать воду и т. д.

В нормальных условиях эксплуатации системы, когда все водовыпуски работают в расчетном режиме, уровни воды в старшем канале обеспечивают подачу воды в каналы младшего порядка. Схема работы водовыпусков в это время показана на рис. 10.11, *а*.

При снижении расходов воды в старшем канале, а следовательно, и понижении уровня воды в нем работающие в это время водовыпуски не обеспечены командными уровнями, что можно видеть из схемы на

рис. 10.11, б. Для поддержания необходимого уровня воды в канале ставят перегораживающее сооружение, которое обеспечивает подъем уровня воды и работу водовыпусков в расчетном режиме (рис. 10.11, в).

Устройство перегораживающего сооружения вносит изменения в гидравлический режим работы канала. При нормальной эксплуатации затворы шлюза-регулятора подняты, отверстия сооружения пропускают расчетные расходы воды, но, несмотря на это, имеется разность уровней верхнего и нижнего бьефов.

Это так называемый нерабочий подпор, образующийся по условиям гидравлического истечения через водослив с широким порогом. Его следует учитывать при расчете каналов и водовыпусков, расположенных на них. Глубина воды в канале перед сооружением будет больше глубины воды в канале за сооружением на величину нерабочего подпора.

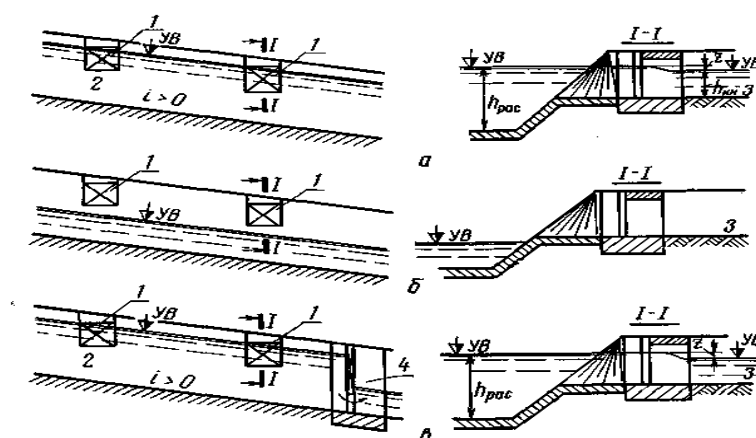


Рисунок 10.11 –Режим работы канала при устройстве перегораживающего сооружения: а – нормальная работа канала без перегораживающего сооружения; б – пропуск по каналу пониженных (минимальных) расходов воды; в – подпор уровня перегораживающим сооружением; 1 – водовыпуск на канале; 2 – канал с размещенными на нем водовыпусками; 3 – канал младшего порядка; 4 – перегораживающее сооружение

При подпоре воды перегораживающим сооружением кривая подпора распространяется вверх от сооружения на расстояние, зависящее от уклона канала. Чем меньше уклон, тем на большее расстояние распространяется кривая подпора.

По длине канала, на котором расположены водовыпуски, можно поставить несколько перегораживающих сооружений. Местоположение их рассчитывают, исходя из кривой подпора и обеспечения уровней воды, необходимых для пропуска расчетных расходов воды в каналы младшего порядка.

Увеличение глубин воды в канале при подпоре приводит к уменьшению скоростей и, следовательно, к снижению транспортирующей способности потока воды, насыщенного взвешенными наносами. В результате этого происходит осажде-ние взвешенных наносов, и пропускная способность канала

снижается. Для восстановления пропускной способности канала требуется его очистка. На таких каналах полезно предусматривать гидравлический смыв наносов.

В конструктивном отношении перегораживающие сооружения выполняют в виде открытых или трубчатых шлюзов-регуляторов. Следует отметить, что на каналах младшего порядка – внутривозвратных и участковых – перегораживающие сооружения трубчатой конструкции применяют чаще, чем на каналах старшего порядка – магистральных, его ветвях и распределителях первого порядка.

В перегораживающих сооружениях отметку порога принимают одинаковой с отметкой дна канала. При форсировке уровней пропуск воды через сооружение происходит из-под затвора. В это время в нижнем бьефе будет наибольшая энергия, из условия гашения которой и подбирают гасители.

5. Сооружения, обеспечивающие нормальный режим работы канала

Промывные шлюзы-регуляторы. Из источника орошения в ирригационные каналы вместе с водой поступают наносы. Дополнительно поток воды насыщается наносами при размыве неукрепленного русла канала, а также при осаждении твердых частиц, приносимых ветром и стоком талых и ливневых вод. Если поток воды в канале не может перемещать наносы во взвешенном состоянии, они осаждаются, заиливая канал. В результате заиливания снижается пропускная способность канала и не обеспечивается подача воды потребителю по расчетному графику водопотребления. Для восстановления пропускной способности каналов их очищают от осевших наносов. В ирригационной практике применяют следующие способы очистки каналов: механический, гидравлический, комбинированный, а в некоторых случаях и ручной.

Механическая очистка трудоемка, при этом требуется большой парк механизмов, не используемых полностью в течение года. Гидравлическая очистка каналов от наносов более совершенна, однако не всегда возможна. Часто применяют комбинированный способ, используя дополнительно и механическую очистку.

Гидравлическую очистку каналов применяют только в условиях ирригации, где возможно создать повышенные скорости за счет кривой спада и проложить сбросные каналы с повышенными уклонами.

В конструктивном отношении промывной шлюз-регулятор может быть открытого типа или трубчатый, причем первому отдают предпочтение. Его проектируют с неподтопленным истечением, принимая порог на одной отметке с дном канала. Такое расположение обеспечивает беспрепятственный смыв всех наносов, создает благоприятные гидравлические условия для промывного сооружения. В отводящий канал за промывным шлюзом-регулятором будет поступать поток воды с большим количеством взвешенных наносов, поэтому скорости в нем должны быть повышенными. Если эти скорости размывающие, отводящий канал покрывают одеждой.

Наряду с основной задачей – гидравлическое удаление отложившихся наносов из канала – промывной шлюз-регулятор можно использовать и для выполнения других задач. Так, он может выполнять функции аварийного сброса неавтоматического действия, а также сбросного шлюза-регулятора для освобождения канала от воды на время ремонта или в связи с консервацией всей гидромелиоративной системы на зимний период.

Аварийные сбросы. Расходы воды магистрального канала, его ветвей и распределителей в отдельные периоды могут превзойти расчетные, и вследствие этого произойдет повышение уровня воды в каналах сверх установленного предела.

Причинами увеличения расходов воды в каналах могут быть:

- 1) аварии на магистральном канале и распределителях;
- 2) остановка насосных станций, забирающих воду из крупных каналов;
- 3) недостаточно четкая эксплуатация, когда происходит быстрое отключение потребителей без предупреждения об уменьшении забора воды в голове системы;
- 4) поступление в каналы паводковых и ливневых вод;
- 5) другие причины, приводящие к увеличению расходов воды сверх расчетных.

С повышением расходов воды в канале произойдет подъем уровня и при некоторых условиях возможен перелив воды через бровку канала. Для предотвращения катастрофических последствий из-за превышения расходов сверх расчетных на каналах устраивают аварийные сбросы. Местоположение их приурочивают к понижениям рельефа местности, куда и сбрасывают излишек воды.

Аварийные сбросы на каналах выполняют двух типов: автоматического и регулируемого действия. Расчетный расход аварийного сброса из магистрального канала и его ветвей следует принимать равным половине нормального расхода воды в канале у места сброса. Допускается увеличение расчетного расхода аварийного сброса до 70 % при надлежащем обосновании.

В простейшем случае это будет водослив с широким порогом, отметка которого соответствует форсированному уровню воды в канале.

Такой сброс включается автоматически всякий раз, как только уровень воды поднимется выше порога водослива.

Варианты конструктивного решения автоматического сброса по типу бокового водослива приведены на рис. 10.12, *а, б*. Ребро водослива располагают параллельно бровке канала на прямых участках его. Траншея, в которую поступает вода из канала, может быть выполнена по двум схемам: с односторонним или двухсторонним сливом воды. Поперечное сечение ее принимают прямоугольным, трапецеидальным или комбинированным.

Автоматический сброс в виде бокового водослива обеспечивает сброс воды при условии подъема уровня в канале сверх расчетного.

При небольшом превышении длина водослива получается значительной, что является существенным недостатком таких сооружений.

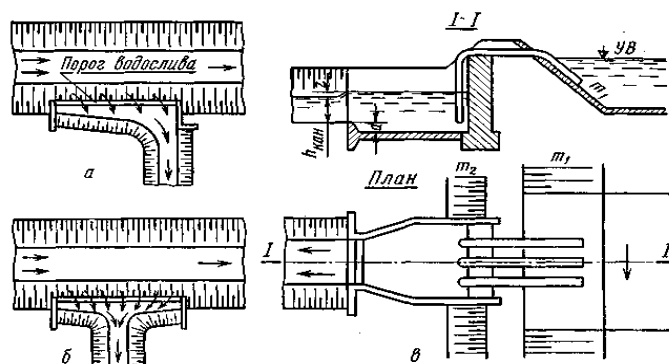


Рисунок 10.12 – Аварийные автоматические сбросы на канале:
 а – вариант бокового водослива с односторонним сливом воды; б – то же,
 но с двухсторонним сливом; в – вариант с использованием сифона

Автоматический сброс с применением сифона. Автоматическое включение сифона в работу достигается при расположении гребня его на расчетном уровне воды в канале. При повышении этого уровня на 2–3 см сифон включается в работу или, как говорят, происходит зарядка его. Выключение сифона из работы происходит также автоматически в момент, когда уровень воды в канале понизится до расчетного.

В тех случаях, когда по гидравлическому расчету оказывается недостаточно одного сифона, применяют батарею сифонов (несколько параллельно уложенных сифонов). Конструктивная схема размещения сифонов на канале приведена на рис. 9.12, в.

Аварийный сброс регулируемого действия. При всех преимуществах автоматических аварийных сбросов типа водосливов они имеют один существенный недостаток – сравнительно малую пропускную способность. Длину водосливного фронта можно сократить, если принять сброс неавтоматического действия и выполнить его в виде шлюза-регулятора, порог которого расположить ниже расчетного уровня воды в канале.

Эксплуатация такого аварийного сброса несколько осложняется, так как там постоянно должен находиться оператор, осуществляющий маневрирование затворами при сигнале о повышении уровня воды в канале сверх установленного. Если такой шлюз-регулятор снабдить устройствами, способными автоматически поднимать и опускать затворы в соответствии с колебаниями уровней воды в канале, тогда перелив воды через бровку канала будет исключен при отсутствии оператора.

Местоположение аварийных сбросов. По эксплуатационным условиям аварийные сбросы располагают в следующих местах:

- 1) в конце холостой части магистральных каналов перед началом отводов распределителей;
- 2) выше особо опасных участков канала, расположенных на косогорах и имеющих слабые грунты;
- 3) перед дорогами или сложными сооружениями, такими, как дюкеры и т. д.;

4) выше узлов разветвления каналов на более мелкие отводы;
5) ниже пунктов, где через канал пропускается большое количество поверхностных вод;

б) выше от близко расположенных к каналу различного рода предприятий, населенных пунктов, которые в результате подтопления при переливе воды через бровку канала могут быть разрушены или же им наносится значительный ущерб.

Кроме того, при выборе места для аварийного сброса принимают во внимание топографию трассы сбросного канала, которой может служить сухая балка, водоток, пересекаемый каналом, тальвег любого звена гидрографической сети, если при этом уровни воды в нем ниже уровня воды в канале. Сбросной канал должен иметь уклон, обеспечивающий движение потока воды с заданными скоростями.

Концевые сбросы. Концевые сбросы на каналах гидромелиоративных систем обычно выполняют в виде открытых шлюзов-регуляторов. Применение их дает возможность беспрепятственно пропускать плавающие тела и мусор, которые зачастую значительно осложняют эксплуатацию каналов и сооружений на них.

Трубчатые сооружения с напорным режимом не допускают пропуска плавающих тел в нижний бьеф, поэтому их применяют реже. При безнапорном режиме в принципе возможен пропуск через сооружение плавающих тел, но он ограничен размерами труб.

Концевые сбросы, как правило, размещают в распределительных узлах, в которых имеется водовыпуск. Такое сочетание наиболее правильно, так как при нормальных условиях эксплуатации весь расход концевой участка канала идет на полезное потребление, а концевой сброс включается в работу только для освобождения канала от воды или частичного пропуска излишних расходов воды, идущих по каналу и неиспользуемых.

Концевой сброс в распределительных узлах может быть расположен по двум схемам: торцевым и боковым. Выбор схемы, прежде всего, зависит от топографических условий и места нахождения водоприемника.

Переход от высоких отметок оросительного канала к более низким отметкам сбросного канала происходит при помощи сопрягающих сооружений, которые обычно включаются в состав шлюза-регулятора. Концевой сброс может быть использован как промывное сооружение, а также выполнять функции перегораживающего сооружения.

Концевой сброс при выполнении своих основных функций работает периодически и сравнительно короткое время. Максимальный отрезок времени его работы определяется из условия слива объема воды в канале до первого промывного или сбросного сооружения, расположенного выше по каналу. Поскольку в течение всего периода работы концевой сброса затворы его полностью опущены, следует предусматривать тщательное уплотнение, чтобы исключить бесполезные потери воды. Установлено, что даже небольшие фильтрационные струйки, вытекающие по периметру затвора,

появляющиеся вследствие небрежности в выполнении уплотнений, в течение оросительного периода дают большие потери воды.

6. Водопроводящие сооружения на каналах

Общие сведения. Конструкция дюкеров и труб на каналах

В общем случае под водопроводящим сооружением понимают как каналы, по которым транспортируется вода к месту потребления, так и сооружения на каналах, устраиваемые в местах пересечения ими естественных или искусственных препятствий.

К водопроводящим сооружениям, устраиваемым на гидротехнических каналах, относятся лотки, дюкеры, селепроводы, трубы на каналах и под каналами, ливнеспуски и гидротехнические тоннели.

Дюкеры. Напорные трубопроводы, устраиваемые на каналах, когда на пути их встречаются препятствия, называют дюкерами. Особенность дюкеров состоит в том, что трубопроводы расположены в них ниже дна канала, вследствие чего поток воды в них всегда напорный.

Эти водопроводящие сооружения состоят из входного и выходного оголовков и напорных труб. Их прокладывают под руслом реки или канала, под дорогой для пропуска воды пересекающего эти препятствия канала. Обычно они конкурируют с акведуками. Предпочтение дюкеру отдают в тех случаях, когда: уровни воды в пересекающихся каналах имеют примерно равные отметки; отметка уровня воды в канале, ведущем через дорогу, близка к отметке поверхности дороги; канал проходит через глубокое понижение местности (речную долину, овраг и т. д.) и для сооружения акведука нужны высокие мостовые опоры; канал пересекает водоток с неустойчивым руслом, в пределах которого возможны значительные размывы опор акведука.

По расположению дюкеров относительно поверхности земли их можно разделить на два типа:

тип I – проложенные под пересекаемыми препятствиями ниже поверхности земли и засыпанные сверху грунтом. По конструктивным особенностям их можно разделить на шахтные (колодезные) (рис. 10.13), применяемые для небольших напоров (до 3–5 м), и криволинейные (рис. 10.14), в которых в местах перелома осей трубопроводов делаются криволинейные вставки;

тип II – проложенные по склонам и дну глубокой и широкой долины, обычно на всем протяжении находятся выше поверхности земли, а при пересечении русла водотока укладываются по мосту (рис. 10.15).

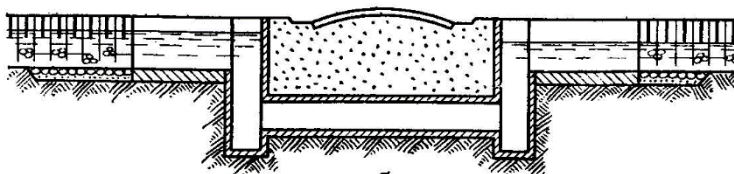


Рисунок 10.13 – Закрытый дюкер колодезного типа (пересеченные дороги)

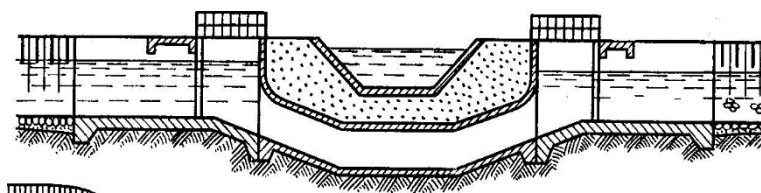


Рисунок 10.14 – Закрытый дюкер, применяемый при пересечении каналом канала (дороги)

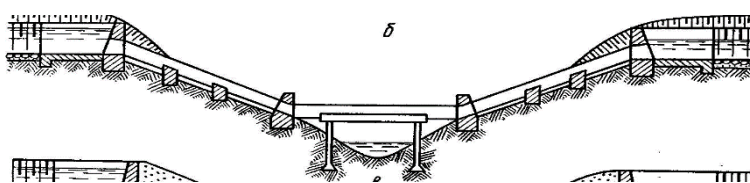


Рисунок 10.15 – Открытый дюкер, устраиваемый при пересечении долины со значительным понижением русла водотока

Сопряжение оголовков дюкеров с каналом выполняют в виде стенок обратных, ныряющих или с косыми плоскостями. Перед входом в напорную трубу устанавливают сороудерживающую решетку, а со стороны обоих участков канала устраивают пазы для ремонтных затворов (шандор) (рис. 10.16).

Конструкция дюкеров должна позволять проводить их регулярный осмотр, ремонт и очистку в период эксплуатации, обеспечивать водонепроницаемость всех соединительных швов, незаиляемость труб при малых расходах воды и отвод фильтрационных вод за пределы сооружения.

В месте пересечения двух каналов дюкер устраивают на канале с меньшим расходом. Скорости в дюкерах назначают в пределах 1,5–4,0 м/с. Нижний предел скорости связан с незаиленностью труб. Применяются бетонные, железобетонные и металлические трубы. В практике мелиоративного строительства применяют преимущественно трубы круглого и прямоугольного сечения. Дюкеры сборные заводского изготовления выполняют только круглого сечения диаметром до 1,5 м. Типовые дюкеры разработаны на расходы до 30 м³/с из сборного железобетона.

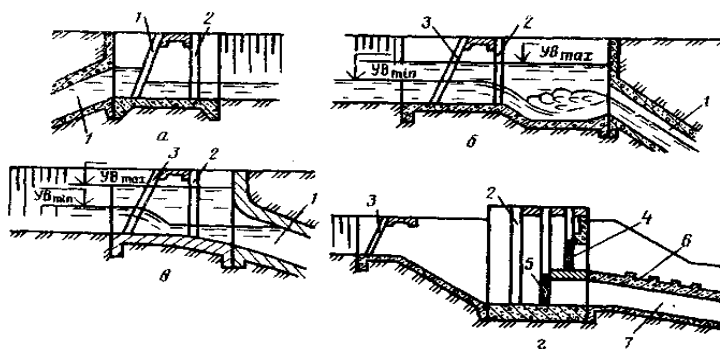


Рисунок 10.16 – Схемы оголовков дюкеров:
а – со спицевым затвором; б – с водобойным колодцем перед входом

в трубу; ε – с затвором и понижением дна; 1, 5 – спицевой и глубинный затворы; 2 – паз для шандор; 3 – решетка; 4 – затвор; 6 – быстроток; 7 – дюкер

Расчет дюкеров. При расчете дюкеров должна быть составлена геометрическая схема, в которой указывают длину трубопроводов, местоположение оголовков, углы поворота и материал трубопровода. Расчет дюкеров ведут на нормальный расход канала (или максимальный нормативной обеспеченности) по формулам напорных труб, в которых учитывают как местные потери, так и потери по длине.

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gZ} . \quad (10.1)$$

В этой формуле

$$Z = \sum \xi \frac{v^2}{2g} , \quad (10.2)$$

где Z – общие потери напора, равные разности уровней перед дюкером и за ним;

μ – коэффициент расхода системы;

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{\sum \xi}} . \quad (10.3)$$

Предварительно принимаем $\mu = 0,66$.

Суммы коэффициентов сопротивлений учитываются в общем случае сопротивления на вход, на повороты, на выход и на трение по длине.

Тогда уравнение (65) для круглых труб:

$$Z = \frac{v^2}{2g} (\xi_{\text{вх}} + \xi_{\text{пов}} + \xi_{\text{вых}} + \xi_{\text{тр}}) . \quad (10.4)$$

В прямоугольных трубах длиной $l_{\text{тр}}$ потери напора по длине вычисляются по формуле Шези. Тогда уравнение (65) имеет вид:

$$Z = \frac{x^2}{2g} (\xi_{\text{вх}} + \xi_{\text{пов}} + \xi_{\text{вых}}) + \frac{x^2}{c^2 R} I_{\text{тр}} . \quad (10.5)$$

При пропуске максимальных и минимальных расходов делают поверочные расчеты, при которых устанавливают характер неравномерного движения в канале перед дюкером.

Трубы на гидромелиоративных каналах.

В местах пересечения каналов с хозяйственными дорогами устраивают переезды. Такие переезды представляют собой трубы, уложенные горизонтально по дну канала и засыпанные сверху слоем местного грунта толщиной до 1 м. В большинстве случаев их устраивают бетонными, железобетонными, асбестоцементными и реже – металлическими. Режим потока в трубах задают безнапорный. Из этих условий определяют и сечение труб.

В местах пересечения водотока с каналом устраивают также трубы под каналом. Они более экономичны при небольшой ширине водотока и малой разнице уровней в канале и водотоке (рис. 10.17).

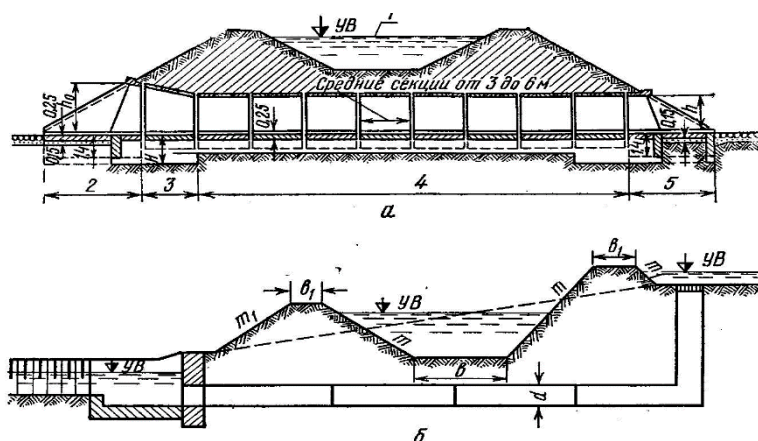


Рисунок 10.17 – Водопропускные сооружения под каналами:
а – труба под каналом; *б* – ливнепуск под каналом, проложенным по косогору;
1 – канал; *2* – входной оголовок; *3* – повышенное звено; *4* – тело трубы;
5 – выходной оголовок

Конструкция лотков, акведуков, сепароводов и ливнепроводов

Лотки – это искусственные водоводы незамкнутого поперечного сечения. Их выполняют (из дерева, бетона, железобетона, металла, синтетических тканей и пленок) там, где это экономически целесообразно, а также на участках со сложным рельефом (косогоры, крутые или оползневые склоны) или с неблагоприятными геологическими условиями. В зависимости от назначения различают лотковые каналы, водоводы, крепления и устои, противозерозионные лотки.

Лотковые каналы (прямоугольной, трапециевидальной или параболической формы) можно располагать (рис. 10.18) под землей, в земле (их борта выполнены заподлицо с ее поверхностью), над землей (на ее поверхности либо на специальных опорах или эстакадах). Такие каналы широко применяют в орошаемых зонах нашей страны, так как потери воды из них на фильтрацию практически отсутствуют, а расположение лотков на специальных опорах и эстакадах позволяет обеспечить необходимое «командование» канала над орошаемой территорией.

Деревянные лотки обычно устраивают на эстакадах – прямоугольных брусчатых рамах, в районах, богатых лесом. Их недостатки: сильно деформируются при рассыхании, что приводит к образованию трещин и потерям воды; короткий срок службы (быстро загнивают при переменном увлажнении).

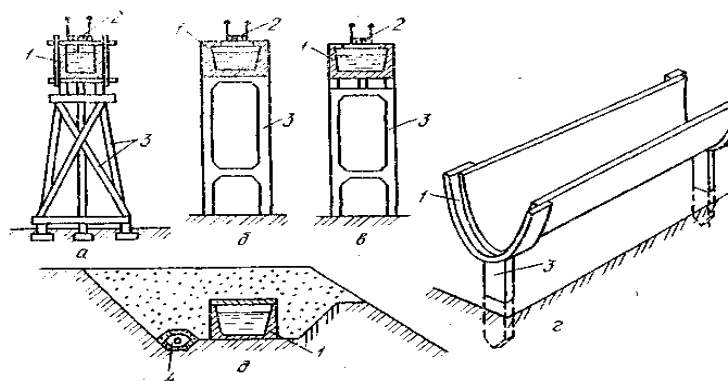


Рисунок 10.18 – Схемы лотковых каналов:
 а – деревянного; б–в – железобетонных; 1 – лоток;
 2 – пешеходный служебный мост; 3 – опора; 4 – дренаж

Бетонные и железобетонные лотки строят в тех случаях, когда существует опасность замерзания воды, например в условиях высокогорья, или когда это продиктовано санитарными условиями. На современных оросительных системах широко распространены прямоугольные и гнутоформованные криволинейные (параболические и полуциркульные) железобетонные тонкостенные (6 см) лотки с длиной звеньев 6 и 8 м. Их монтируют на стоечных опорах. Водонепроницаемость стыков обеспечивают прокладкой двух канатов или резиновых жгутов.

Лотковые водоводы применяют в качестве верхнего строения небольших железобетонных акведуков, ливне- или водопроводов.

Лотковые крепления дна и низовой части водопроводящих каналов состоят из бетонных рам и заборных железобетонных плит.

Противоэрозионные лотки выполняют железобетонными раструбными постоянного действия. Они являются основным элементом устройства быстротечных каналов, отводящих воду из ловчих и ливнезащитных каналов, овражных сбросов и др.

Лотковые устья используют для сопряжения закрытых коллекторов и дрен с каналами при перепадах между дном устьевой трубы и дном канала более 0,5 м. Форма сечения их, как правило, трапециевидная телескопическая.

Гидравлические расчеты входа в лотковые каналы аналогичны расчетам входа в открытые шлюзы-регуляторы. Средние скорости движения воды в них назначают не более 2 м/с. Площадь поперечного сечения таких каналов обычно меньше, чем подводящих и отводящих. Поэтому уклон лотка, как правило, больше уклона канала.

Акведуки (рис. 10.19) состоят из моста или эстакады, на которые опирается лоток или трубопровод, транспортирующий воду. Сооружают их в местах естественного понижения рельефа (водоток, речная долина, овраг, дорога и т.п.). Лотки играют роль пролетного строения и могут служить нагрузкой на несущую мостовую конструкцию (расположены на ней) или выполнять функции несущей конструкции пролетного строения.

Конструкция акведука должна обеспечивать плавное сопряжение канала с его входной и выходной частями в плановом и высотном положениях. Скорость потока в лотке может быть больше, чем в канале, участки которого акведуки сопрягают, и обычно составляет 1,5–2,5 м/с. При меньших скоростях воды возможно осаждение на дно лотка наносов, при больших – потребуются создание значительных уклонов, что приведет к необходимости решения задачи гашения избыточной энергии потока на выходе из акведука.

По конструктивным особенностям пролетного строения акведуки можно разделить на два основных вида. Первый из них состоит из двух независимых конструкций – моста, подобно проезжему, и лотка, проложенного по нему.

Во втором виде акведуков пролетным строением будет сам лоток, опирающийся на опоры. Сборные конструкции акведуков возводят только второго типа. Поперечное сечение лотков выполняют прямоугольным, параболическим и полукруглым. По длине разрезаются деформационными швами через 25–30 м. Опоры в акведуках применяют рамные (сквозные) и сплошные. По местоположению они могут быть концевые и промежуточные. Фундаменты опор, расположенные в пределах водотока, заглубляют ниже возможной максимальной глубины размыва.

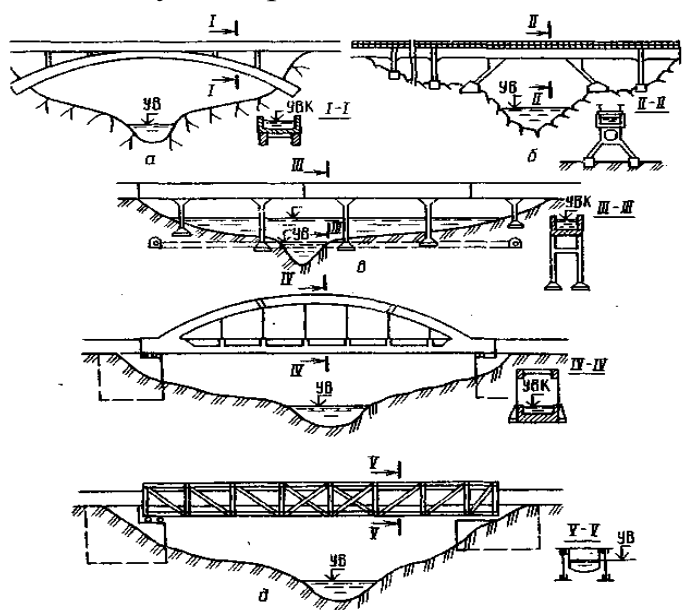


Рисунок 10.19 – Схемы акведуков:

а – арочного; *б, в* – рамного; *г* – подвесного;

д – опирающегося на деревянную или железобетонную ферму

Входную и выходную части акведука делают удлиненными (длиной, равной четырем глубинам наполнения канала), чтобы обеспечить организованный отвод воды, фильтрующейся из канала в местах его сопряжения с этими частями. При необходимости для уменьшения фильтрации забивают шпунт или отсыпают понуры. Откосы канала и поверхность понуров закрепляют бетонной или каменной одеждой. Для снижения уровня грунтовых вод и перехвата фильтрующейся воды по обеим сторонам акведука (параллельно и перпендикулярно его оси) закладывают дренажи.

Гидравлический расчет акведука включает расчеты входной и выходной его частей и лотка. Размеры поперечного сечения лотка подбирают по формуле расхода затопленного водослива с широким порогом

$$Q = \varepsilon \varphi b h \sqrt{2 g Z_0}, \quad (10.6)$$

где h и b – глубина и ширина наполнения лотка;

Z_0 – перепад уровней на входе, принимают равным 0,1–0,15 м.

Зная бытовую глубину воды в канале h_6 , находят глубину $h = h_6 - Z$, а затем ширину b . Уклон дна лотка акведука вычисляют по формуле Шези. Выходную часть акведука устраивают с некоторым превышением дна лотка Δh над дном отводящего канала для исключения возможности подпора воды в акведуке и верховом канале ($\Delta h \approx Z_n = 0,1 - 0,15$ м).

Селепроводы представляют собой лотки на опорах и предназначены для переброски через каналы, дороги и реки селевых (грязекаменных) потоков. Во входной их части устраивают конфузорную плановую воронку с креплением и защитными дамбами, обеспечивающими плавный подвод селевого потока к сооружению и предотвращающими его прорыв в канал в обход селепровода (рис.10.20).

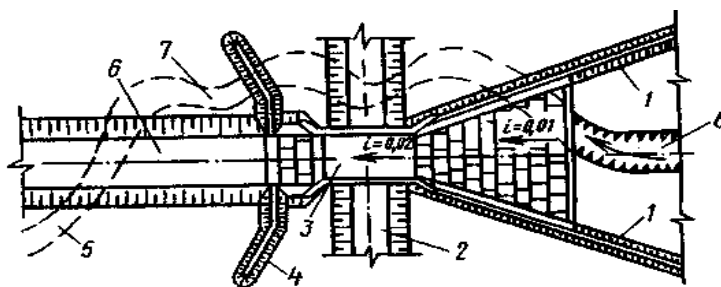


Рисунок 10.20 – Схема селепровода:

- 1, 4 – дамбы направляющие, крепленные габионами, и защитные;
- 2 – пересекаемый водоток; 3 – бетонный лоток-акведук;
- 5, 6 – русла отводящие и реки; 7 – засыпка русла

Выходную часть селепровода также укрепляют и ограждают дамбами с его верховой и низовой сторон делают глубокие (до 4 м) бетонные зубья, предотвращающие подмыв опоры лотков. Материал одежды лотка должен быть стойким к истиранию. Уклон лотка принимают больше уклона русла, подводящего селевой поток к сооружению, для предупреждения накопления продуктов селевого выноса перед сооружением. Во избежание образования селевых пробок лоток никогда не перекрывают сверху плитами, а ось селепровода всегда выполняют строго прямолинейно. Высоту боковых стенок лотка назначают, исходя из надежных данных прогноза возможного расхода селея. В особо ответственных случаях вместо селепровода строят дюкер для пропуска расхода канала под возможной трассой селевого потока.

Ливнепроводы предназначены для пропуска расходов небольших водотоков ливневого и снегового питания под каналами и насыпями дорог. Конструкция их аналогична конструкции трубчатых переездов и трубчатых регуляторов. Трубы могут иметь круглое раструбное или прямоугольное

сечение. Работают ливнепроводы в напорном, частично напорном или безнапорном режимах. Концевые участки труб оборудуют порталными или раструбными оголовками. Гидравлический расчет ливнепроводящих труб выполняют аналогично расчету трубчатых регуляторов.

Гидротехнические тоннели

Гидротехническими тоннелями называют водоводы замкнутого поперечного сечения, устраиваемые в земной коре, без вскрытия лежащей над ними массы грунта. В зависимости от водохозяйственного назначения могут быть энергетические, ирригационные и обводнительные, водопроводные, судоходные, лесосплавные, водосбросные, строительные и комбинированные. Тоннели применяют, когда на пути канала встречаются возвышения местности и устройства открытых выемок или обход препятствия становится невозможным, а также экономически невыгодным.

Вход и выход из тоннеля обрамляют порталами – бетонными или железобетонными стенками, в редких случаях – каменной кладкой.

Назначение порталов – закрепить концы обделок тоннеля, обеспечить плавный переход потока воды к примыкающим водоводам и предохранять массив на подходах к тоннелю от деформаций.

Порталы (рис. 10.21) обычно отделяют от обделок деформационными швами. По гидравлическому режиму они бывают напорные и безнапорные.

Скорость потока в безнапорных тоннелях назначают такой же, как и в других водопроводящих сооружениях (1,5–2,5 м/с; в сбросных $v = 40$ м/с и более). При пропуске любых расходов расстояние от земли до уровня воды должно быть не менее 0,4 м. Расчеты ведут по формулам равномерного движения.

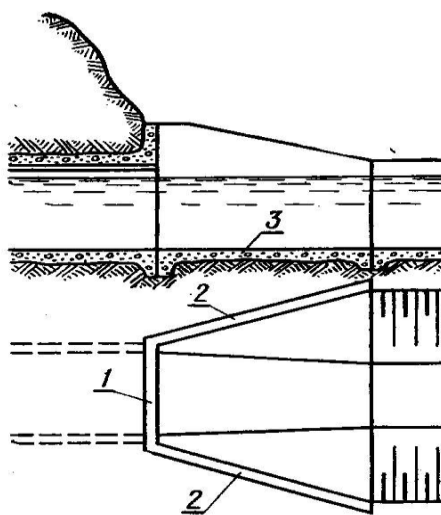


Рисунок 10.21 – Портал тоннеля

1 – порталная стенка; 2 – сопрягающие стенки; 3 – плита

Напорные тоннели применяют чаще всего круглого сечения. Скорость воды в тоннеле увеличивают до 4 м/с. Потери напора на трение h_{ω} в напорных тоннелях определяют из уравнения равномерного движения.

Для тоннелей круглого сечения диаметром D и длиной l используем зависимость

$$h_{\omega} = \frac{64 Q^2 l}{\pi D^5 C^2} \cdot \quad (10.7)$$

При напорном режиме уклон тоннеля не влияет на пропускную способность, поэтому он выполняется с различным уклоном (+, -, 0).

Кроме гидравлических проводят статические расчеты обделок, которые заключаются в определении моментов и нормальных сил. Затем по формулам внецентренного сжатия вычисляем напряжение, которое должно быть меньше или равно расчетному.

Тема № 11

Регулирование русл и борьба с водной эрозией почв

1. Задачи и виды регулирования русл.
2. Русловый процесс – взаимодействие потока с руслом и транспортирование наносов.
3. Формирование русл и их устойчивость.
4. Методы регулирования русл.

1 Задачи и виды регулирования русл

В естественном состоянии речной поток не всегда может быть использован для различных водохозяйственных целей без изменения его режима; этот же поток является нередко причиной тяжелых повреждений и даже катастроф, от которых страдает народное хозяйство. Сюда относятся наводнения и затопления в период паводков, обрушение берегов, блуждание русла, обильные отложение наносов, выносы селевых потоков.

Борьба со всеми упомянутыми явлениями ведется путем так называемого регулирования их. Поскольку режим реки определяется условиями водного стока и эрозионной деятельности воды в речном русле и на склонах бассейна, постольку и мероприятия по регулированию русл касаются или режима водного стока, или режима эрозии, или того и другого вместе.

а) Мероприятия, изменяющие режим водного стока, т.е. режим расходов воды, относятся к так называемому регулированию стока. Регулирование речного стока включает широкий комплекс водохозяйственных мероприятий и применяется не только для борьбы с вредными проявлениями естественного режима потоков, но и для целесообразного использования его в интересах энергетики, транспорта, ирригации, рыбоводства и т.д. Осуществляется оно, в основном, путем устройства плотин и образования водохранилищ.

б) Мероприятия по борьбе с процессами эрозии (размывами и перемещениями русла, отложениями наносов и т.д.) и возможными последствиями паводков, не изменяющие режима стока, носят названия регулирования (выправления) рек и их русел; правильнее их следовало бы назвать регулированием эрозионной деятельности рек.

Поскольку явление эрозии связаны с прохождением и колебаниями водного стока по реке, постольку всякое изменение режима стока влияет и на режим эрозии; следовательно, мероприятия по регулированию стока одновременно отражаются и на ходе эрозионных процессов.

2. Русловый процесс – взаимодействие потока с руслом и транспортирование наносов

Под русловым процессом принято понимать обширный круг явлений, объединяющих создание и последующие переформирования естественных русел и пойм под действием текущей воды. Недоучет русловых деформаций при гидротехническом строительстве ведет к резкому сокращению сроков безаварийной эксплуатации сооружений.

Русловые и пойменные деформации подразделяют на 2 вида:

1) необратимые, однонаправленные, медленно развивающиеся и трудно уловимые непосредственными наблюдениями, представляющие собой вековое развитие реки, как элемента общей денудации;

2) обратимые, знакопеременные, быстро текущие и легкообнаруживаемые – они непосредственно связаны с транспортированием наносов, осуществляемым путем их переоткладывания.

В результате исследований были выделены типичные формы речных русел и пойм, повторяющиеся закономерно в реках, протекающих в разных климатических условиях и имеющих разную водность.

Три главные формы речных русел:

1) прямолинейные или слабоизогнутые однорукавные русла; в этих руслах побочни (массивы наносов, причлененные к берегам) располагаются в шахматном порядке;

2) извилистые и меандрирующие русла;

3) разветвленные русла.

Во многих случаях наблюдается комбинация двух или трех типов руслового процесса на одном и том же участке реки.

В потоке существуют две качественно различные формы движения наносов:

1) более крупные и тяжелые частицы (донные наносы) перемещаются по дну; 2) мелкие частицы (взвешенные наносы) находятся в потоке на различных уровнях и переносятся на большие расстояния. Они или смешиваются с донными наносами, или оседают на дно в областях слабых течений и застойных зонах, образуя слоистый наиллок. Деление наносов на донные и взвешенные весьма условно. Наносы в реках образуются в результате водной эрозии. Различают 2 её вида:

- склоновая (внеусловная водная эрозия на водосборной площади), которая в свою очередь делится на 2 подвида – плоскостной смыв и линейная эрозия;

- русловая, при которой наносы поступают в русло реки в результате русловой деятельности потока (размывы берегов и дна, обрушение берегов, размыв поверхности поймы и т.д.).

Отложение наносов и движущиеся наносы обычно представляют собой смесь частиц различного диаметра. Содержание частиц различной крупности в данной смеси характеризуется кривой гранулометрического состава. Для большинства рек характерно подавляющее преобладание расхода взвешенных наносов над донными и донных над взвешенными в отложениях. (Существует много различных теорий и зависимостей для определения расхода наносов и мутности потока).

Русла многих рек меняют местоположение и форму. Деформации русла могут быть *общие*, в развитии которых участвует весь поток и их механизм включает в себя непременно элементы всего потока, и *местные*, которые ограничены в пространстве и времени и зависят от механизма, определяемого местными или временными условиями. Если общие деформации вызывают

направленное изменение высотного положения уровней воды в русле, с которым необходимо считаться, то местные не приводят к значительному изменению уровней потока.

Наиболее общим механизмом русловых деформаций в естественных условиях является вековой аккумулятивный процесс. С водосборного бассейна в русло поступают наносы различных размеров. Достаточно крупные наносы не перемещаются ниже определенного створа реки, то есть происходит их накопление выше этого створа и отметки русла повышаются.

На этом общем фоне руслообразования могут проявляться результаты местных деформаций русла: размыв берега под влиянием подвижного скопления наносов, в результате чего в русле образуются перемещающиеся узкие и широкие участки; размыв на участках крутых поворотов под влиянием сбоя струй; намыв участка берега под влиянием перестройки кинематики потока; деформации под воздействием различных сооружений и т. д.

При проектировании речных гидротехнических сооружений необходимо учитывать как сложившиеся, так и возможные положение и состояние русла. Такой прогноз позволяет повысить надежность проектируемых сооружений, улучшить их технические решения и экономические показатели.

Наиболее интенсивные общие деформации русел происходят при строительстве гидроузлов из-за этого нарушения режимов расходов воды, уровней и стока наносов.

В результате анализа и прогнозирования русловых деформаций необходимо решить ряд задач. Состав и характер их определяются целью, техническими и конструктивными решениями проекта, а также типом и размером речного русла. Такими задачами могут быть: определение устойчивости берега на площадке размещения берегового сооружения; определение устойчивой ширины потока и его средней расчетной глубины для выбора основных размеров водосбросных сооружений гидроузла; выявление конечных (равновесных) состояний русла под воздействием проектируемых мероприятий и процесса деформации его; установление характеристик наносного режима потока в верхнем и нижнем бьефах; прогноз переформирования рельефа дна в бьефах гидроузла; оценка динамики объемов регулирующей призмы водохранилища; прогноз переработки его берегов ветровыми или судовыми волнами, снижения или подъема уровней воды в нижних бьефах водозаборных гидроузлов, расчет местного размыва у шпор, опор и др.

3. Формирование русел и их устойчивость

Современная гидрографическая сеть с ее различными формами является продуктом деятельности многих и сложных факторов. Несмотря на это, можно выделить определенные звенья этой сети как разновидности эрозионных форм рельефа - это ложбины, лоцины, суходолы и речные долины.

Ложбина – это слабовыраженная вытянутая впадина с пологими задернованными склонами и слабо вытянутым дном с древним эрозионным рвом по оси. Площадь водосбора составляет $(0,1-0,15)\text{км}^2$ - для районов со

слабо расчлененным рельефом и $0,5\text{км}^2$ - для районов с глубоким расчленением рельефа.

Лощина – это звено гидрографической сети, располагаемое на более низких отметках бассейна. Склоны также симметричны, но более высокие и крутые. Площадь водосбора от $0,15\text{км}^2$ до $(10-15)\text{км}^2$ для районов со слабо расчлененным рельефом.

Суходол характеризуется плоским широким дном, сильно углубленным руслом временного потока с широкими, похожими на рвы отрогами, доходящими до основания склонов. Площадь водосбора составляет $(5-6)\text{км}^2$ – при значительном общем уклоне местности и $(20-25)\text{км}^2$ – при слабо расчлененном рельефе.

Речные долины – это относительно узкая и вытянутая в длину форма рельефа с общим уклоном в направлении течения реки. Долины никогда не пересекаются, они сливаются друг с другом при впадении одних рек в другие. Части склонов речной долины называются террасами. Русло реки располагается в наиболее пониженной части долины.

В последние десятилетия уделялось много внимания определению зависимостей между плановыми элементами потока и факторами руслового режима. **Русло можно считать устойчивым**, если его поперечные размеры и положение в плане за обозримый промежуток времени не претерпевают существенных изменений. В.М.Лохтин предложил оценивать устойчивость русла реки по коэффициенту устойчивости

$$K_y = d/I,$$

где d - средний диаметр частиц, слагающих русло реки, мм; I - падение дна реки на 1 км, м.

Наряду с общей оценкой устойчивости русел рек С.Т.Алтунин предлагает зависимость для ширины устойчивого русла.

$$B = A \cdot Q^{0,5} / I^{0,2},$$

где B - ширина устойчивого русла по урезу воды, м; A - параметр устойчивости (см. данные таблицы 33.1 в ГТС под ред. Розанова Н.Р.);

Q - руслоформирующий расход; I - продольный уклон водной поверхности.

Устойчивость отдельных участков рек С.Т. Алтунин предлагает характеризовать наряду с приведенными выше показателями параметром кинетичности (числом Фруда).

$$F_r = \alpha \cdot V^2 / g \cdot H,$$

где α - коэффициент распределения скоростей по течению;

V и H - скорость и средняя глубина при руслоформирующем расходе;

g – ускорение свободного падения.

Таким образом, **каждый участок реки можно оценивать по четырем показателям:**

- 1) характеру протекания (уклон, тип участка);
- 2) коэффициенту устойчивости В.М.Лохтина, определяющему устойчивость продольного профиля;

3) параметру кинетичности F_r характеризующему энергетическую структуру потока;

4) параметру устойчивости поперечного профиля.

Формирование речных русел

Формирование речного русла происходит при взаимодействии сил потока и сопротивления грунта ложа размыву. В естественных руслах в потоке развиваются поперечные циркуляции струй и русло из прямолинейного неизбежно превращается в криволинейное в плане с неравномерным распределением глубин как по поперечному сечению, так и по продольному профилю.

Если рассматривать бассейн реки в целом, то можно отметить, что продольные уклоны в верхнем течении реки являются наибольшими и уменьшаются вниз по течению, приближаясь к нулю в устье. Поэтому в верховьях реки, где скорости наибольшие, преобладает глубинная эрозия, река постепенно врезается в грунт дна и русло понижается. Продукты размыва (наносы) перемещаются потоком вниз по течению.

В нижнем течении, где уклоны и скорости уменьшаются, происходит преимущественно аккумуляция, т.е. общее отложение наносов, принесенных сверху, повышение дна реки, удлинение и искривление русла в плане.

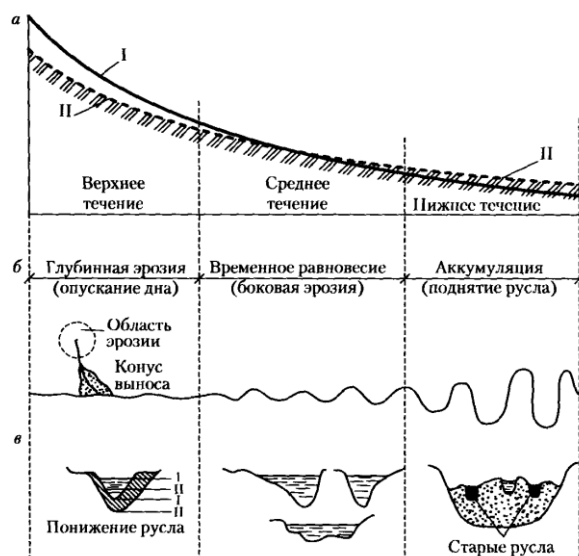


Рисунок 11.1 – Схема эрозионных процессов в реке (по Ф. Шаффернаку):
а – продольный профиль реки; б – план реки; в – форма русла; I – первоначальный профиль русла; II – профиль русла спустя некоторое время

В среднем течении наблюдаются и глубинная эрозия, и аккумуляция; наносы приносятся сверху и сносятся вниз. Наблюдается временное объемное равновесие между отложением и размывом. Боковая эрозия особенно развивается под действием циркуляционных течений.

Боковая эрозия. Основное русло рек обычно имеет извилистую форму в плане, которая образуется в результате боковой эрозии русла. Причинами боковой эрозии служат поперечная циркуляция, свойственная всякому поступательному движению жидкости; центробежные силы, возникающие на изгибах русла; действие силы Кориолиса, связанной с вращением земного

шара; неустановившийся характер руслового потока и разные случайные обстоятельства (обвалы берегов, засорение русла, волновые явления и др.).

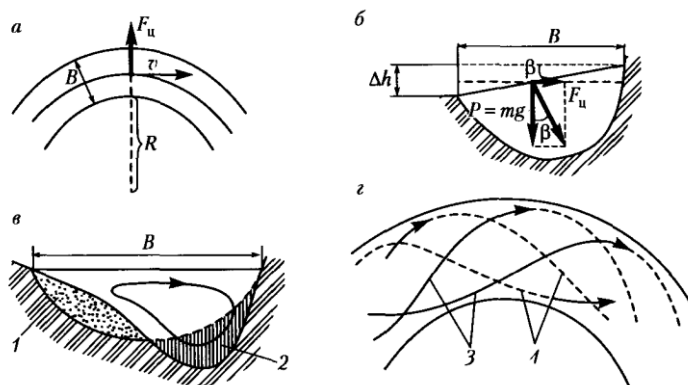


Рисунок 11.2 – Движение потока и формирование русла на криволинейном участке:
 а – действие центробежной силы на изгибе; б – образование поперечного уклона;
 в – поперечная циркуляция и формирование живого сечения; г – движение поверхностных и донных струй на изгибе русла; 1 – отложение наносов; 2 – размыв;
 3 – поверхностные струи; 4 – донные струи

Вследствие указанных причин и ряда других обстоятельств все без исключения русловые потоки представляют собой непрерывный ряд извилин, лишь изредка прерываемых короткими более или менее прямолинейными участками. Следовательно, извилистая форма речных русел в плане естественна и наиболее устойчива.

Иногда начало и конец излучины реки сближаются, образуется прорыв перешейка (происходит естественное спрямление русла), и излучина превращается в староречье (рис. 11.3, а).

Длительными и систематическими промерами русла на размываемых участках установлено наличие общего перемещения излучины в направлении течения (рис. 11.3, б). Это объясняется тем, что наибольший размыв русла у вогнутых берегов наблюдается несколько ниже вершины кривой изгиба и вследствие винтообразного движения потока одновременно с размывом одного берега происходит наращивание другого.

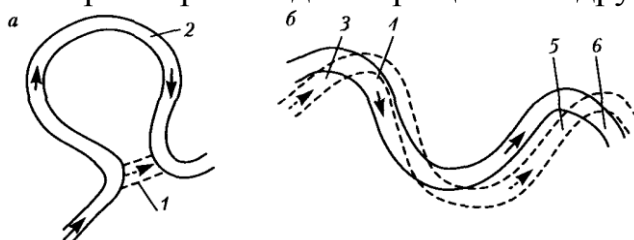


Рисунок 11.3 – Деформация русла в плане: а – образование староречья;
 б – перемещение излучины вниз по течению; 1 – спрямление; 2 – староречье;
 3-6 – местоположение вершины кривой

На изгибе русла в плане динамическая ось потока переходит от вогнутого берега к противоположному. Точно так же поток донных наносов переходит от выпуклого берега к противоположному в виде сосредоточенной полосы наносов и их движение в основном происходит вдоль выпуклых берегов.

При пересечении линии фарватера с потоком донных наносов глубина уменьшается и образуется так называемый перекаты. На плесах уклоны меньше, чем на перекатах. В паводок уклон водной поверхности

выравнивается, а ступенчатость дна увеличивается из-за углубления плесов и намыва перекатов. В межень скорости на перекатах возрастают, и они усиленно размываются.

Рассмотренные особенности формирования русел показывают, что продольные и поперечные профили русловых потоков непрерывно изменяются и могут быть самой разнообразной формы.

4. Методы регулирования русл

1) Регулирование первичного стока на водосборе.

Накопление большого количества снега на водосборных площадях обуславливает при его таянии весной интенсивный процесс первичного стока, особенно ускоренный на площадях с большими уклонами. Такого же характера сток наблюдается на водосборе в период обильного выпадения осадков в виде дождя.

Ускоренный процесс первичного стока приводит к сильным паводкам в реках и нежелательным явлениям на водосборе:

- а) разрушению почвенного покрова и смыва почвы;
- б) выщелачиванию почвы;
- в) развитию отрицательных форм рельефа (рытвины, овраги, ущелья и пр.);
- г) выносу смытого грунта в речные долины;
- д) обмелению рек и заилению водохранилищ;
- е) уменьшению меженного питания рек.

Закрепление поверхности водосбора для перераспределения стока во времени должно обеспечиваться регуляционными мероприятиями на водосборе, которые подразделяются на три группы:

1) *Агротехнические* – создание и поддержание структуры почвы (увеличение водопроницаемости) соответствующей обработкой ее и применением севооборотов? вспашкой поперек склона и т.д.

2) *Культуртехнические*, предназначенные для улучшения культурного состояния поверхности водосборных площадей.

3) *Гидротехнические*:

а) создание верховых водохранилищ по склонам; б) возведение водозадерживающих валов; в) террасирование склонов; г) устройство безуклоновых канав с посадкой деревьев и кустарников.

2) Борьба с оврагами.

Овраги представляют собой крупные промоины обычно с многими ответвлениями. Образуются они вследствие эрозионной деятельности снеговых и дождевых вод. Наиболее распространены в районах, сложенных рыхлыми, легко размываемыми отложениями. Для оврагов характерно V - образное поперечное сечение с крутыми склонами. Овраги – это один из главных источников поступления наносов в реки.

Борьба с оврагами заключается в проведении мероприятий по предотвращению их роста:

- а) регулирование первичного стока на водосборной площади;

б) устройство нагорных канав для перехвата поверхностного стока и устройство сопрягающих сооружений для обеспечения безопасности спуска воды на дно оврага;

в) закрепление русла водотока, протекающего по дну оврага порогами различной конструкции. Рекомендуется также искусственное уполаживание откосов оврага их о дерновка и облесение.

3) Укрепление берегов и дна русла (регуляционные работы в русле).

Эти работы проводят для защиты культурных земель, дорог и построек от размыва, для закрепления кромки берега, совпадающей с выправительной трассой, для предотвращения размыва оснований русловых и береговых сооружений.

4) Борьба с селями.

Сель – это кратковременный огромный разрушительной силы паводок с очень большим содержанием минеральных частиц и обломков горных пород – до 75% общей массы потока.

Борьбу с селями проводят по нескольким направлениям:

а) регулирование первичного стока на водосборе; б) предотвращение возникновения селей, когда фиксируют скопление продуктов эрозии и воды и принимают меры к постепенному, безопасному перебросу их в близлежащие реки; в) строительство селехранилищ с плотинами.

5) Борьба с наводнениями.

Наводнение – это затопление паводковыми водами больших территорий.

К мероприятиям по защите прилегающих к реке территорий от наводнений относятся:

а) обвалование – ограждение защищаемого участка системой дамб (валов); его применяют как для защиты земель от затопления, так и для регулирования и управления водным потоком на поймах. Обвалование бывает односторонним и двухсторонним. Они трассируются по повышенным участкам русла с целью уменьшения их объема.

б) повышение пропускной способности русла – пропуск также паводковых расходов при более низких уровнях. Понижение уровней осуществляется двумя путями: 1) уменьшением гидравлических сопротивлений русла; 2) спрямление петель (меандров).

в) уменьшение расхода на данном участке реки (разгрузка русла) с помощью разгрузочного канала или регулированием паводкового стока (создание водохранилищ).

б) Выправительные работы.

В ряде случаев проведение регуляционных работ в русле, возведение берегозащитных, оградительных и других сооружений на небольших по длине участках реки не дает ожидаемого результата. В этих случаях возникает необходимость в выполнении выправительных работ, т.е. в направленном преобразовании русла реки. Общая задача выправительных работ заключается в создании русла потока, удовлетворяющего определенным хозяйственным требованиям. Отдельные этапы выправительных работ следующие:

а) назначение или выбор оси трассы;

- б) проектирование поперечных сечений русла по трассе;
- в) проверочные гидравлические расчеты;
- г) проверка устойчивости запроектированного русла.

В отношении донных наносов русло должно удовлетворять требованиям, чтобы транспортирующая способность запроектированного русла была не меньше транспортирующей способности бытового русла.

Тема № 12

Водозаборные сооружения

1. Общие сведения о речных водозаборных сооружениях и их классификация
2. Бесплотинные водозаборы и их применение.
3. Типы бесплотинных водозаборов.
4. Расчеты бесплотинных водозаборов.
5. Боковые плотинные водозаборы.
6. Фронтальные плотинные водозаборы.
7. Глубинные водозаборы

1. Общие сведения о речных водозаборных сооружениях и их классификация

Водозаборными сооружениями (сокращенно водозаборы) называют комплекс гидротехнических сооружений, служащих для забора воды из водоисточника, ее предварительной очистки и подачи под необходимым напором в сеть или на очистные сооружения системы водоснабжения.

Различают водозаборы с самотечной подачей воды и с механическим подъемом. Мы будем рассматривать только водозаборы с самотечной подачей воды в водоводы.

Нормативной классификации речных водозаборов нет. В ТКП имеются только указания, что они подразделяются на бесплотинные и плотинные. Этот принцип и будет положен в основу дальнейшего рассмотрения водозаборов. Плотинные водозаборы, кроме того, принято классифицировать по гидравлической структуре потока, влияющего на поступление донных наносов в канал. Исходя из этого признака, различают боковые, фронтальные и глубинные водозаборы.

К водозаборам любого типа предъявляются следующие требования: обеспечивать бесперебойную подачу воды потребителю; обеспечивать защиту водозаборных сооружений от засорения плавающими телами и наносами; исключить чрезмерные потери воды при пропуске через водозабор; обеспечить возможность отключения всего водозаборного сооружения и его отдельных элементов на время очистки, ремонта и в случае аварии; обеспечить рыбоохрану с помощью рыбозащитных и рыбонаправляющих устройств. Кроме того, водозаборы должны удовлетворять общим требованиям, предъявляемым к гидротехническим сооружениям в отношении прочности, устойчивости, долговечности и удобства эксплуатации.

Выбор места расположения речного водозаборного узла

Реки в естественном состоянии имеют прямолинейные и криволинейные участки. Водозаборы располагают на обоих участках рек. Криволинейные участки рек или искусственно созданные подводящие русла служат благоприятным местом для размещения как бесплотинных, так и плотинных водозаборов. На таких участках рек возникает поперечная циркуляция, используемая для недопущения донных наносов в канал. Водозаборы на криволинейных участках располагают на вогнутом берегу, вдоль которого

устойчиво держится стрежень реки, создается максимальная глубина и в наибольшей степени проявляется поперечная циркуляция потока.

При потребных расходах воды, больших предельного водоотбора, или недостаточной глубине воды в реке в водозаборные узлы сооружений приходится включать водоподпорную плотину.

Выбор местоположения водозабора (в особенности для хозяйственно-питьевых целей), а также состав сооружений и оборудование водозабора часто зависят от требуемого качества воды. Так, водозабор должен быть расположен в месте, удовлетворяющем санитарные требования, т. е. выше населенных мест, вдали от берега и мест загрязнений и там, где можно организовать необходимые зоны санитарной охраны.

Если мутность воды должна быть меньше мутности воды в реке, то устраивается отстойник.

Иногда возникает необходимость забора воды с глубоких слоев водохранилища. В таких случаях приходится устраивать русловой водозабор с глубинным водоприемником.

При выборе места для водозабора большое внимание следует уделять регулированию русел.

Общие условия компоновки водозаборов

Ирригационный водозабор часто представляет собой открытый шлюз-регулятор. Наряду с этим под водозаборами понимают также сочетание ряда сооружений, подчиненных общей задаче – подаче воды в магистральный канал.

Применяют водозаборы и без шлюза-регулятора, представляющие собой участок плотины с расположенными в ее водосливе галереями, перекрытыми решетками. Сопряжение водозабора с каналом происходит непосредственно или через специальные устройства типа аванкамер, песколовок, гравиеловок или отстойников.

Открытый шлюз-регулятор выполняют с подтопленным истечением. Порог шлюза-регулятора в плотинных водозаборах располагают выше дна реки (понуры) не менее чем на 1,5 м. Эта высота является минимальной и в какой-то степени гарантирует минимальное поступление донных наносов в канал.

Кроме того, в пороге шлюза-регулятора, входящем в некоторые типы водозаборов, размещают различного рода промывные устройства, необходимые для смыва донных наносов, отложившихся перед водозабором. При повышении порога создаются благоприятные условия для борьбы с донными наносами, но это ведет к повышению уровней воды в верхнем бьефе.

2. Бесплотинные водозаборы и их применение

Бесплотинными называют водозаборы, в которых вода поступает из реки в канал при бытовом стоянии уровней. По управлению потоком воды, подаваемым в магистральный канал, различают нерегулируемые и регулируемые бесплотинные водозаборы.

Под нерегулируемым водозабором понимают непосредственное соединение канала с рекой; место отвода канала называется головой. В таких водозаборах уровни воды в канале синхронно следуют за уровнем воды в реке, соответственно изменяются и расходы. При минимальном уровне в реке должны поступать расчетные расходы воды в канал.

Нерегулируемые водозаборы имеют много недостатков:

1) несовпадение поступающих расходов в канал с расходами потребления, а это значит, что при минимальном потреблении могут поступать в канал максимальные расходы; излишек воды по сравнению с потреблением пропускается по всей системе каналов и сбрасывается в их концевой части;

2) размеры каналов приходится рассчитывать на максимальные расходы, поступающие через водозабор, а не на расход потребления;

3) быстрое заиливание головной части канала, что требует непрерывного удаления осевших наносов и др.

В последнее время нерегулируемые водозаборы устраиваются редко, переходят на более совершенные регулируемые.

Регулируемые водозаборы имеют в голове или в некотором удалении от нее шлюзы-регуляторы, при помощи которых обеспечивается поступление воды в канал в любое время в соответствии с графиком водопотребления и независимо от изменения уровней воды в реке.

Бесплотинные водозаборы устраиваются в случае, если уровни воды в реке обеспечивают необходимые уровни «командования» магистрального канала при благоприятных топографических, гидрологических и геологических условиях.

Наряду с этим необходимо, чтобы график водопотребления вписывался в гидрограф реки (рис. 12.1).

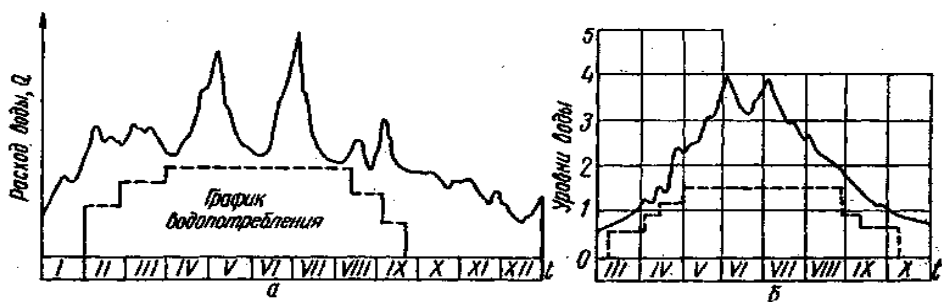


Рисунок 12.1 – Условия применения бесплотинных водозаборов:
 а – гидрограф реки и график водопотребления; б – график изменения уровней воды в реке и канале

Очевидно, что не все реки удовлетворяют требуемым условиям. (При заборе воды на орошение это будут реки ледникового питания, в которых совпадают максимальные расходы с максимальным водопотреблением.)

Бесплотинные водозаборы применяют на участках рек, имеющих невысокие берега. Применяют их также и на реках с неустойчивыми берегами.

В случае отхода русла необходимо только выполнить прокоп к новому руслу реки, и водозабор снова будет работать.

Бесплотинные водозаборы просты по конструкции и имеют невысокую строительную стоимость, но они сложны в эксплуатации из-за быстрого заилиenia донными наносами головных сооружений, и их нельзя применять на всех реках.

Исключить поступление донных наносов в канал при бесплотинном водозаборе практически невозможно, но можно уменьшить их захват, используя различные приемы. Борьбу с донными наносами ведут различными способами:

- 1) располагают водозаборы на вогнутом берегу реки;
- 2) ограничивают коэффициент водозабора ($K_{\text{заб}} = \frac{Q_{\text{заб}}}{Q_{\text{реки}}}$) значением 0,2;
- 3) применяют направляющие системы профессора М. В. Попанова;
- 4) повышают отметку порога водозабора;
- 5) применяют регулирование русел рек;
- б) забирают воду из верхних слоев потока, менее насыщенных наносами.

Избежать поступления взвешенных наносов в каналы невозможно. Единственное эффективное средство борьбы с ними – это устройство отстойников, входящих составной частью в водозаборы.

3. Типы бесплотинных водозаборов

Практика строительства и эксплуатации выработала довольно много схем бесплотинных водозаборов (далее рассмотрим только основные, так как другие схемы получены на базе их и не изменяют принятого принципиального решения).

Основные типы водозаборов рассмотрим в последовательности, соответствующей переходу от простых бесплотинных водозаборов к более сложным.

1. Одноголовый нерегулируемый водозабор (рис. 12.2).

Это простейший тип бесплотинного водозабора, в который поступление воды в канаву происходит по схеме деления потока.

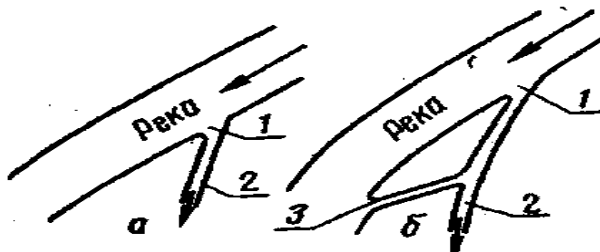


Рисунок 12.2 – Одноголовый нерегулируемый водозабор:

a – без промывного канала; *б* – с промывным каналом;

1 – голова водозабора; 2 – магистральный канал; 3 – промывной канал

Начальный участок магистрального канала быстро заиляется наносами. При размытых грунтах голова водозабора подвержена смещению. Поступление расчетных расходов воды в магистральный канал возможно при

постоянной очистке его от наносов. Некоторое улучшение достигается при устройстве промывного канала. Гидравлическое условие в месте ответвления промывного канала можно рассматривать как деление потока по следующей схеме (рис. 12.3).

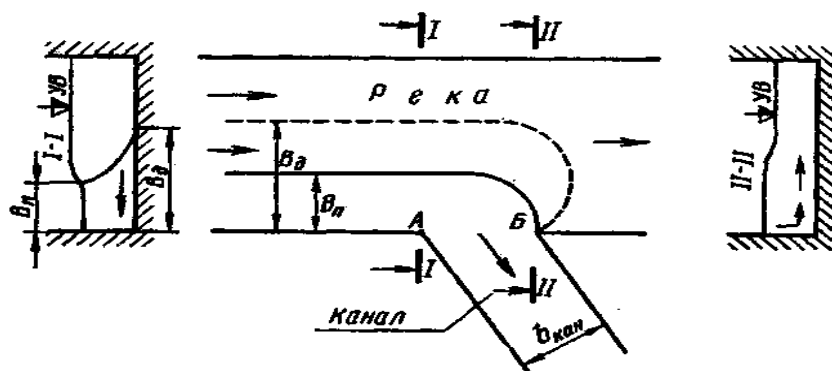


Рисунок 12.3 – Схема деления потока на входе в отводящий канал

На основании опытных данных С. А. Бызгаловым получены зависимости для определения ширины зоны отбора по дну B_d и по поверхности воды B_p :

$$B_d = 1,4(K_{заб} + 0,27)b_k;$$

$$B_p = 0,7(K_{заб} + 0,25)b_k,$$

где $K_{заб}$ – коэффициент водозабора;

b_k – ширина отводящего канала.

В месте ответвления промывного канала необходимо увеличить зону отбора донных струй.

2. Многоголовной нерегулируемый водозабор (рис. 12.4).

Такой водозабор можно рассматривать как систему, состоящую из параллельно подключенных к магистральному каналу нескольких одноголовых водозаборов.

Расстояние между головами в многоголовых водозаборах принимают равным 0,5–1,5 км в зависимости от уклона реки.

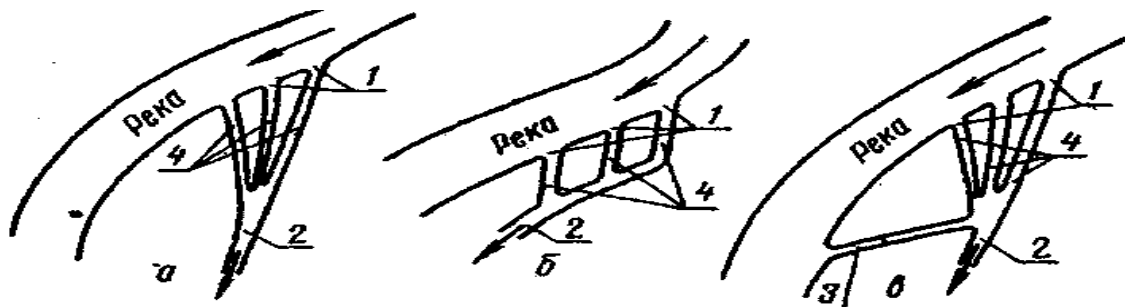


Рисунок 12.4 – Многоголовые нерегулируемые водозаборы:

а – с присоединением водозаборных каналов в одном месте;

б – с отдельным присоединением водозаборных каналов;

в – с промывным каналом в конце водозаборных каналов;

1 – головы водозаборов; 2 – магистральные каналы;

3 – промывной канал; 4 – водозаборные каналы

3. Одноголовый регулируемый водозабор (рис. 12.5).

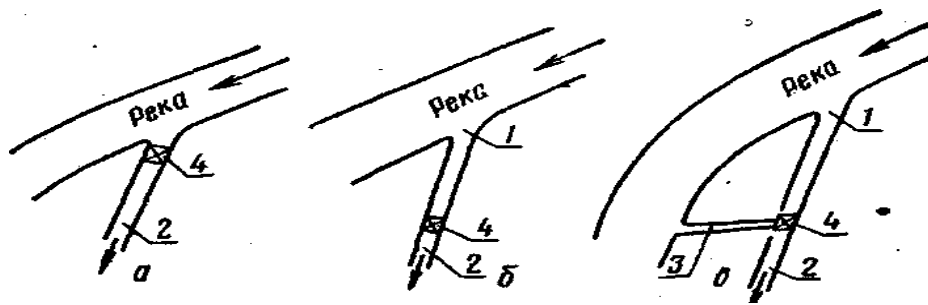


Рисунок 12.5 – Одноголовые регулируемые водозаборы:
a – со шлюзом-регулятором у уреза воды; *б* – со шлюзом-регулятором
 вдали от реки; *в* – со шлюзом-регулятором и промывным каналом; 1 – голова водозабора;
 2 – магистральный канал; 3 – промывной канал; 4 – шлюз-регулятор

Такие водозаборы называют шлюзованными, так как в них используют шлюз-регулятор, при помощи которого осуществляют изменения подаваемых в магистральный канал расходов в соответствии с графиком водопотребления.

Используют две схемы расположения шлюзов-регуляторов: на берегу реки у уреза воды и в некотором удалении от берега реки.

Первая схема применима на реках, имеющих прочные берега и устойчивые русла, вторая – на реках с блуждающими руслами и легко размываемыми берегами.

Второй схеме присущи те же недостатки, что и нерегулируемым водозаборам.

4. Многоголовый водозабор с централизованным управлением (рис. 12.6).

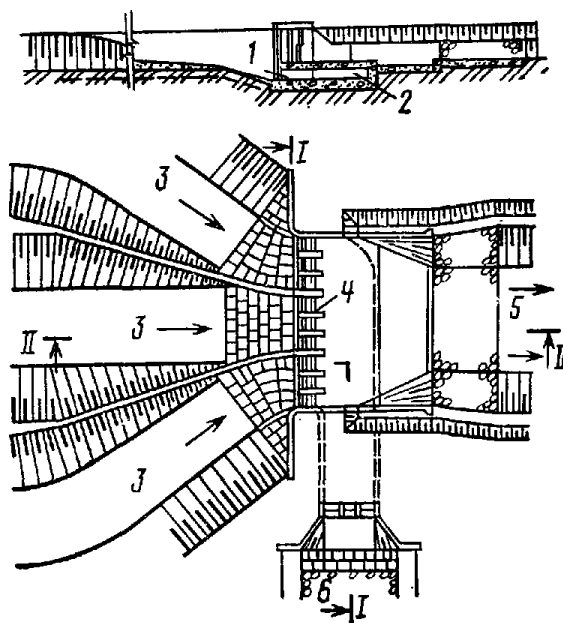


Рисунок 12.6 – Узел сооружений в многоголовом бесплотинном водозаборе с централизованным управлением: 1 – затворы верхних пролетов; 2 – затворы промывных пролетов; 3 – донный промывник; 4 – магистральный канал; 5 – промывной канал; 6 – водозаборные каналы (каналы-прокопы)

Такой тип водозабора рекомендуется применять на участках рек с неустойчивыми размываемыми берегами, а также с блуждающим руслом.

Многоголовый водозабор с централизованным управлением состоит:

- 1) из нескольких (двух – четырех и более) каналов-прокопов;
- 2) шлюза-регулятора, удаленного от реки;
- 3) примыкающего к нему промывного канала.

В шлюзе-регуляторе для каждого канала предусмотрено самостоятельное отверстие, что позволяет подавать воду потребителю из любого канала.

Непрерывная подача воды потребителю обеспечивается при включении в работу одного-двух из каналов-прокопов.

В это время головы других прокопов закрыты грунтовыми перемычками.

5. Шпорные водозаборы (рис. 12.7).

Низкие уровни воды в реке при небольших расходах в ней значительно ослабляют работу бесплотинных водозаборов. В отдельные периоды становится вообще невозможной подача воды в канал расчетного расхода. В таких случаях переходят к водозаборам шпорного типа, являющимся своего рода переходной ступенью к плотинным водозаборам.

Шпоры представляют собой криволинейную дамбу, один конец которой примыкает к голове водозабора, а другой упирается в противоположный берег или не доходит до него. Верх шпоры находится выше минимального УВ. Для сброса излишка воды и частичной промывки русла от наносов в шпоре устраивают промывные отверстия. При прохождении по реке повышенных расходов вода переливается через шпору, причем не исключено ее разрушение. После спада уровней воды шпору восстанавливают.

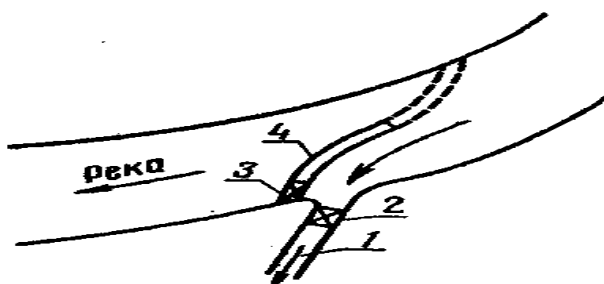


Рисунок 12.7 – Шпорный водозабор:

1 – магистральный канал; 2 – шлюз-регулятор; 3 – промывник для смыва наносов; 4 – шпора

4. Расчеты бесплотинных водозаборов

Основными сооружениями бесплотинных водозаборов являются каналы, поэтому большую долю расчетов этих водозаборов составляют гидравлические расчеты каналов. Поперечное сечение каналов применяют трапецеидальным, заложение откосов назначают в зависимости от грунтов, в которых канал проходит. Ширину по дну принимают в зависимости от производства работ или назначения каналов. Коэффициент шероховатости принимают равным 0,03 и более. При расчете каналов имеются свои особенности в зависимости от вида каналов.

Каналы-прокопы. Глубина воды в этих каналах ограничена и не превышает 2,5–3,0 м. Если принять в устойчивом русле отношение ширины канала по дну к глубине воды равным 10 и неразмывающую скорость 1,0–

1,1 м/с, то расход в одном канале-прокопе будет около 100 м³/с. Для больших расходов применяют многоголовные водозаборы.

Промывные каналы. Они работают периодически. Расходы в них равны или больше расходов в магистральном канале. Глубина воды в них может быть принята повышенной, при этом не допускается подтопление устья со стороны реки. Скорость в промывных каналах принимают из условия транспортирования наносов. Если они превышают неразмывающие для грунтов канала, то приходится заключать их в одежды. Основным при гидравлических расчетах является условие незатопляемости.

Каналы-прокопы. Используют в качестве отстойников. Ширину этих каналов по дну назначают с учетом возможности передвижения земснарядов на плаву или же с учетом возможной гидравлической промывки отстойников-каналов. По формулам неравномерного движения при известной глубине воды в конце отстойника находят выше по течению сечение, где скорости будут меньше размывающих. Выше этого сечения наносы удаляют механическими средствами.

Особенности гидравлического и фильтрационного расчета шлюзов-регуляторов. Их гидравлический расчет осуществляется по схеме водослива с широким порогом при подтопленном истечении. Если вода переливается через шандорную стенку, то расчет ведут по схеме истечения через водослив с тонкой стенкой. Коэффициент расхода для такой расчетной схемы определяют в зависимости от высоты шандорной стенки и слоя переливающейся воды.

Фильтрационный расчет выполняют по методам, которые рассматривались ранее (ЛКФ, построение гидродинамической сетки, Н. Н. Павловского (метод фрагментов)).

При этом напор берут при максимальном уровне в реке и при отсутствии воды в нижнем бьефе.

Статические расчеты. Так как в бесплотинных водозаборах большую часть сооружений выполняют из грунта, статические расчеты их сводятся к определению устойчивости откосов каналов.

В шлюзах-регуляторах статическими расчетами определяют толщину флютбета, устойчивость устоев как подпорных стенок и устойчивость быков при одностороннем и лобовом действии на них силы гидростатического давления воды (прочность и устойчивость).

Расчетом определяют также размеры балок служебных и проезжих мостов (обычно используются типовые решения).

5. Боковые плотинные водозаборы

Для обеспечения постоянства уровней в источнике, при которых гарантируется забор воды по графику водопотребления в любое время, устраивают плотинные водозаборные гидроузлы с боковым и фронтальным отводом воды.

В гидроузлах с боковым отводом воды в канал в качестве водозаборного сооружения применяют открытый шлюз-регулятор. Ось шлюза-регулятора располагают под прямым или тупым углом по отношению к направлению

основного потока воды. С увеличением этого угла до 180° водозабор становится фронтальным. Для боковых водозаборов этот угол не должен превышать $130\text{--}140^\circ$. Из существующих водозаборов наибольшее распространение имеют боковые водозаборы с коэффициентом $70\text{--}80\%$. Недостаток старых конструкций боковых водозаборов состоит в том, что при коэффициенте водозабора $0,5\text{--}0,6$ до 90% донных наносов поступает в канал. Улучшенные типы боковых водозаборов позволяют значительно сократить поступление донных наносов в канал. По условиям борьбы с поступлением донных наносов в канал боковые водозаборы могут быть подразделены на следующие типы.

1. Боковой водозабор с фронтальной промывкой наносов (рис. 12.8).

Водозабор этого типа представляет собой шлюз-регулятор, порог которого расположен выше дна реки (понура). Применение боковых водозаборов с фронтальной промывкой наносов было основано на предложении задержания и отложения донных наносов перед шлюзом-регулятором. По мере накопления наносов они смываются в нижний бьеф через промывные отверстия. С увеличением коэффициента водозабора до $0,5$ и более практически все наносы поступают в водозабор. В настоящее время водозаборы с фронтальной промывкой наносов не находят широкого применения. На основе их разработаны усовершенствованные типы водозаборов.

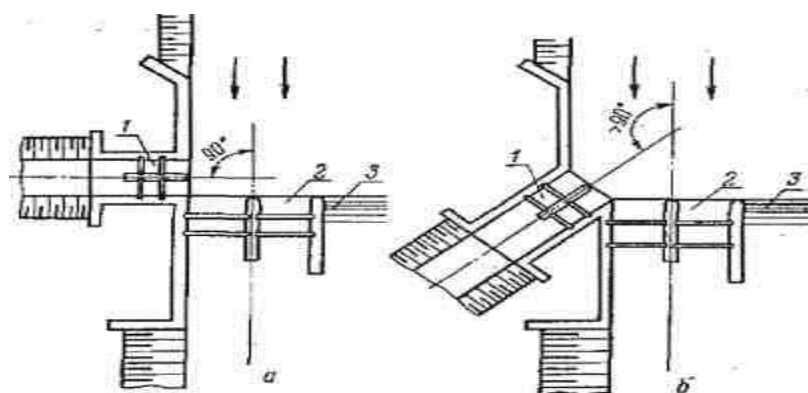


Рисунок 12.8 – Схемы размещения боковых водозаборов в узле:
a – под прямым углом; *b* – под тупым углом;
 1 – водозаборное сооружение – шлюз-регулятор;
 2 – промывные отверстия плотины; 3 – водосбросная плотина

2. Боковой водозабор с горизонтальным полком (рис. 12.9).

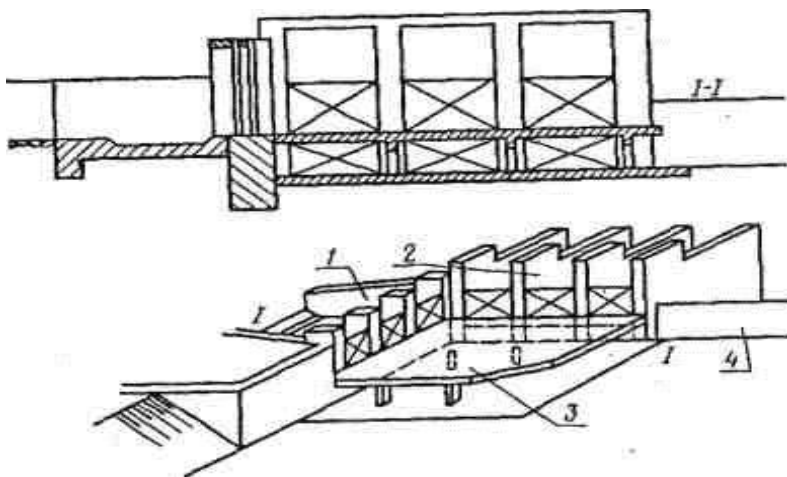


Рисунок 12.9 – Боковой водозабор с горизонтальным полком:

1 – водозаборный шлюз-регулятор;
2 – промывные отверстия плотины;
3 – полок; 4 – водосбросная плотина

По предложению А. В. Троицкого, в конструкцию водозабора предыдущего типа добавляют горизонтальный полок (плиту), опирающийся на колонны

(стойки). Верх полка располагают на уровне порога водозабора.

Полок примыкает к шлюзу-регулятору по всей длине его водозаборного фронта и входит в пролеты промывных отверстий плотины, разделяя их на два яруса. Донные наносы при подходе к водозабору попадают под плиту и смываются в нижний бьеф через промывные отверстия плотины. Устраивая в полке прорези-щели, параллельные водозаборному фронту, можно значительно уменьшить отложение наносов на полке и тем самым избежать открытия отверстий верхнего яруса промывников для смыва наносов, отложившихся на полке.

3. Боковой водозабор с донными промывными галереями (рис. 12.10).

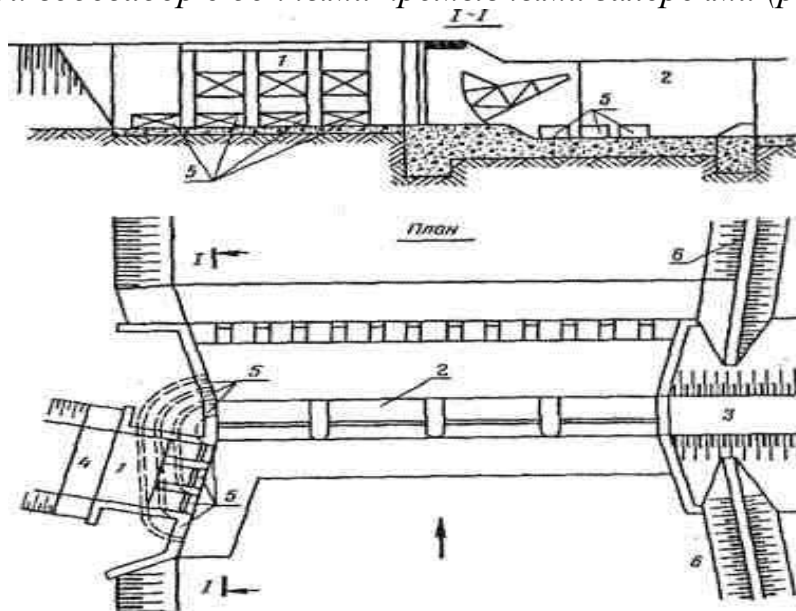


Рисунок 12.10 – Боковой водозабор с донными промывными галереями:

1 – водозаборное сооружение; 2 – водосбросная плотина;
3 – грунтовая плотина; 4 – магистральный канал;
5 – донные промывные галереи; 6 – струенаправляющие дамбы

Промывные галереи предназначены для смыва наносов, отложившихся перед шлюзом-регулятором. Их входные отверстия размещают в пороге водозабора, в его верхней стенке. Лучшее расположение их устанавливается

лабораторными исследованиями. Выходные сечения галерей целесообразно располагать в стенке на участке водобоя. Размеры промывных галерей определяют расчетом из условия пропуска минимальных промывных расходов, при этом скорости промывки должны быть около 4–6 м/с.

Для периодического включения галерей в работу во входном сечении ставят затворы.

4. Боковой водозабор с наносоперехватывающими галереями (рис. 12.11).

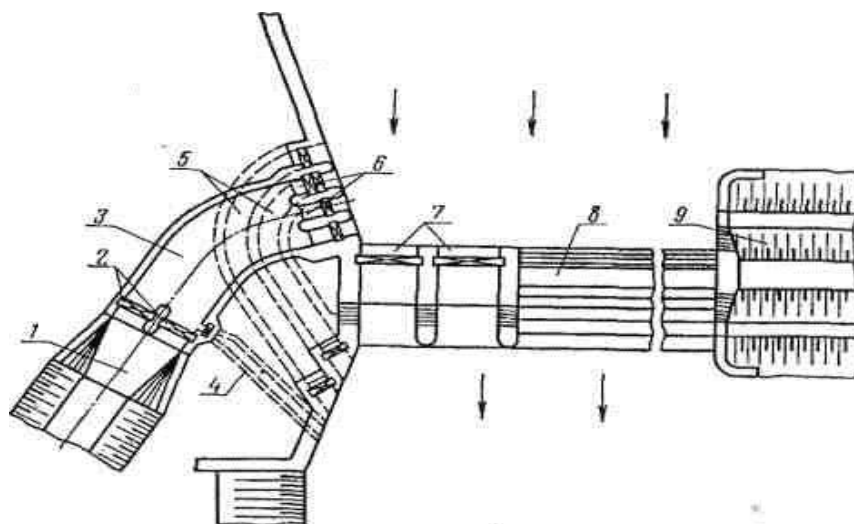


Рисунок 12.11 – Боковой водозабор с наносоперехватывающими галереями:

- 1 – магистральный канал; 2 – затвор на входе в магистральный канал;
- 3 – аванкамера; 4 – промывные отверстия аванкамеры; 5 – наносоперехватывающие галереи; 6 – водозабор; 7 – промывные отверстия плотины; 8 – водосбросная плотина; 9 – глухая плотина

Ответственной частью служат непосредственно галереи. Отличие этих галерей состоит в непрерывном активном воздействии на формирование гряды наносов перед водозабором и трансформации их в нижний бьеф.

При работе такого водозабора в канал попадает 1,2–1,7 % наносов при коэффициенте водозабора от 0,45 до 0,74. Расходы – в пределах 5–150 м³/с при глубине воды перед водозабором 2–8 м. Поперечное сечение наносоперехватывающих галерей рекомендуется делать прямоугольным с размещением их на уровне понура, близко друг от друга.

5. Бычковые водозаборы (рис. 12.12).

Бычковый водозабор состоит из вертикальных входных отверстий, переходящих в галереи, размещенные в быках и устоях. Входные отверстия плавно сопрягаются с галереями, которым придают прямоугольное сечение.

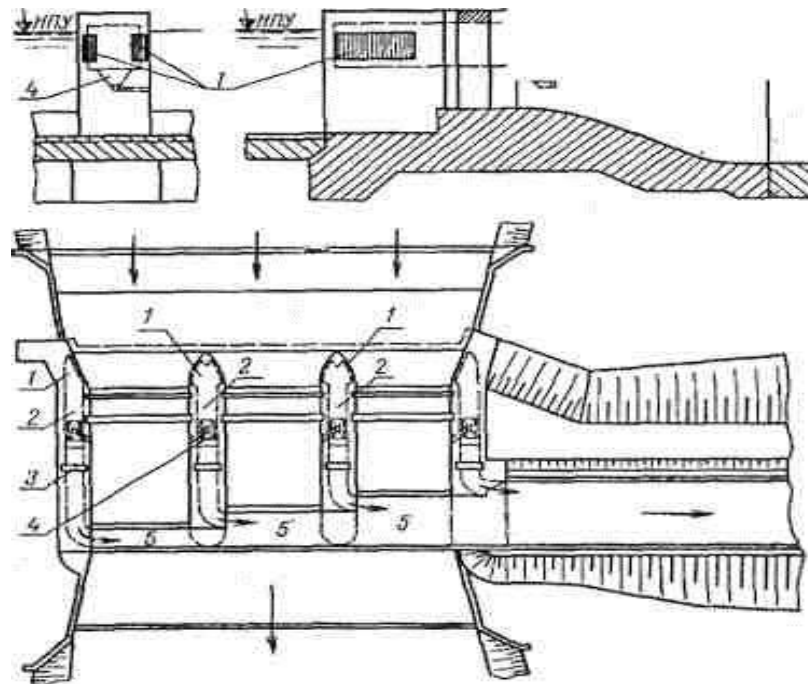


Рисунок 12.12 – Бычковый водозабор с вертикальной решеткой:
 1 – водозаборные отверстия, перекрытые решеткой; 2 – галереи;
 3 – затворы галерей; 4 – гравиеловка; 5 – лотки-акведуки

6. Фронтальные плотинные водозаборы

Водозаборы, в которых вода поступает в приемные отверстия в направлении основного течения потока воды при подходе к гидроузлу, называют фронтальными.

К числу фронтальных водозаборов относятся нижеприведенные виды.

1. Фронтальный двухъярусный водозабор (рис. 12.13).

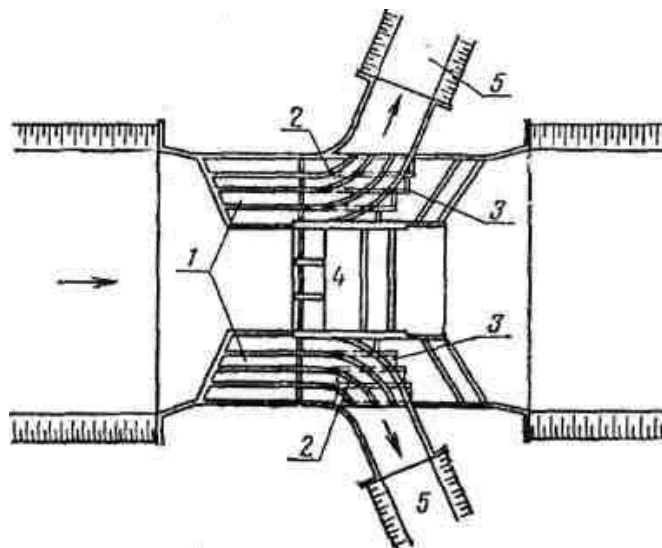


Рисунок 12.13 – Фронтальный двухъярусный водозабор:

1 – отстойник перед водозаборными пролетами;
 2 – водозаборные лотки; 3 – промывные отверстия;
 4 – водосбросная плотина; 5 – магистральный канал

Двухъярусный фронтальный водозабор представляет собой многопролетный шлюз-регулятор, продолжением верхнего яруса которого служит криволинейный лоток с направляющими стенками, примыкающими к бычкам.

К концевому сечению лотков примыкает канал или отстойник. Для регулирования расходов воды во входной части каждого яруса ставят затворы, самостоятельно управляемые.

2. Фронтальный водозабор с карманом (рис. 12.14).

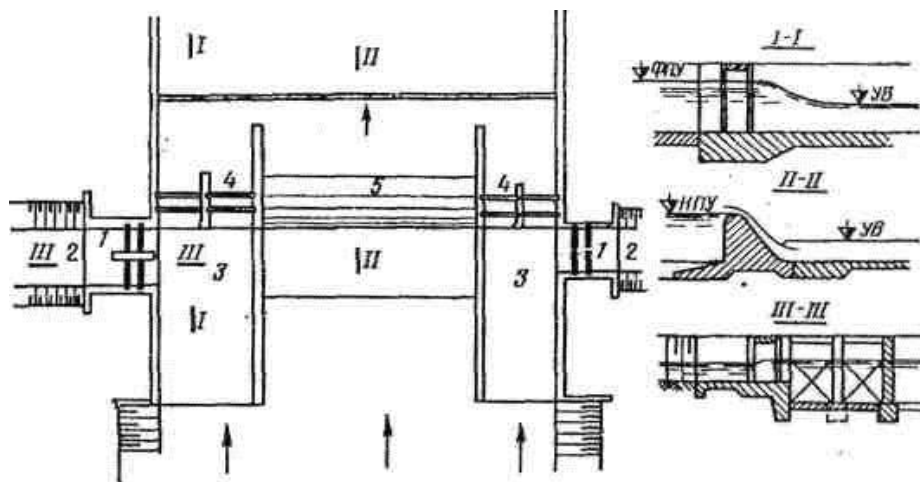


Рисунок 12.14 – Фронтальный водозабор с карманами-отстойниками:

1 – шлюз-регулятор; 2 – каналы; 3 – карманы-отстойники;
4 – промывные отверстия плотины; 5 – водосливная плотина

Приемной частью водозабора служит карман, расположенный в верхнем бьефе, в примыкании к берегу. В конце кармана по всей его ширине размещают промывные отверстия, входящие в состав водосбросного фронта плотины.

Порог шлюза-регулятора располагают выше дна кармана не менее чем на 1,5–2,0 м.

Для осаждения донных наносов скорость воды в кармане должна быть небольшая – 0,4–0,6 м/с.

3. Ферганский тип водозабора (рис. 12.15).

В ферганском типе водозабора для недопущения донных наносов в канал используется поперечная циркуляция. Для этого на переходе к гидроузлу русло выполняют криволинейным. Водозаборный фронт располагают нормально к потоку.

Порог поднимают выше дна реки на 1,5–2,0 м. Дополнительно перед порогом устраивают Г-образный порог, в направлении которого обеспечивается продольное движение струй вместе с донными наносами.

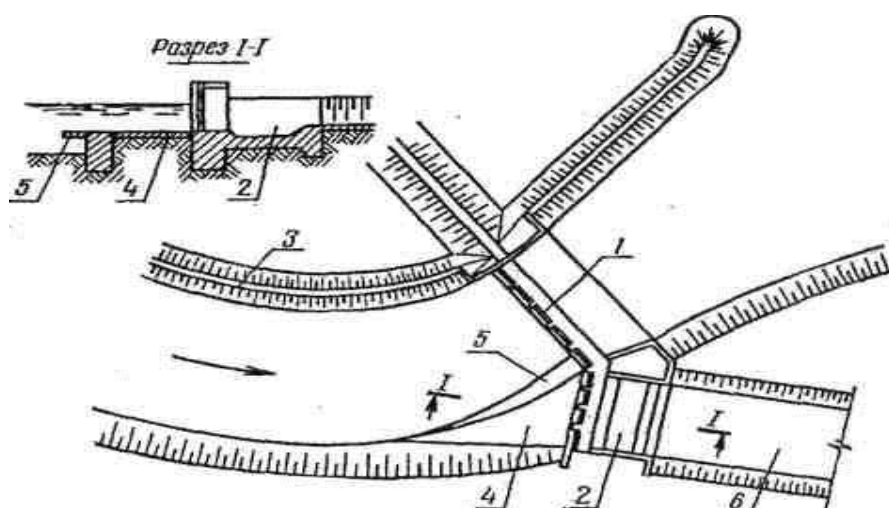


Рисунок 12.15 – Ферганский водозабор:
 1 – водосбросная плотина; 2 – водозаборное сооружение;
 3 – криволинейная грунтовая дамба; 4 – криволинейный порог водозабора;
 5 – выносной полок; 6 – магистральный канал

4. Фронтальный водозаборный гидроузел с наносоперехватывающими галереями (рис. 12.16).

Его работа основана на использовании принципа обтекания потока вертикальной преграды. Он включает: водосливную плотину; карман, примыкающий к одному из берегов реки; промывные отверстия, являющиеся составной частью водосбросного фронта плотины; регулятор (головное сооружение); дюкеры, расположенные в стенках кармана и подающие воду в каналы на оба берега; наносоперехватывающие галереи, входные отверстия которых размещены в стенках кармана и обеспечивают боковой промыв наносов.

Поток реки, входя в карман, натекает на водосбросную плотину, вследствие чего образуется реактивное донное течение, направленное навстречу основному течению в кармане.

На стыке этих встречных движений у фронта надвигающейся наносной гряды образуется мощное винтовое движение и область пониженного давления. Отверстия наносоперехватывающих галерей устраиваются именно в этой зоне.

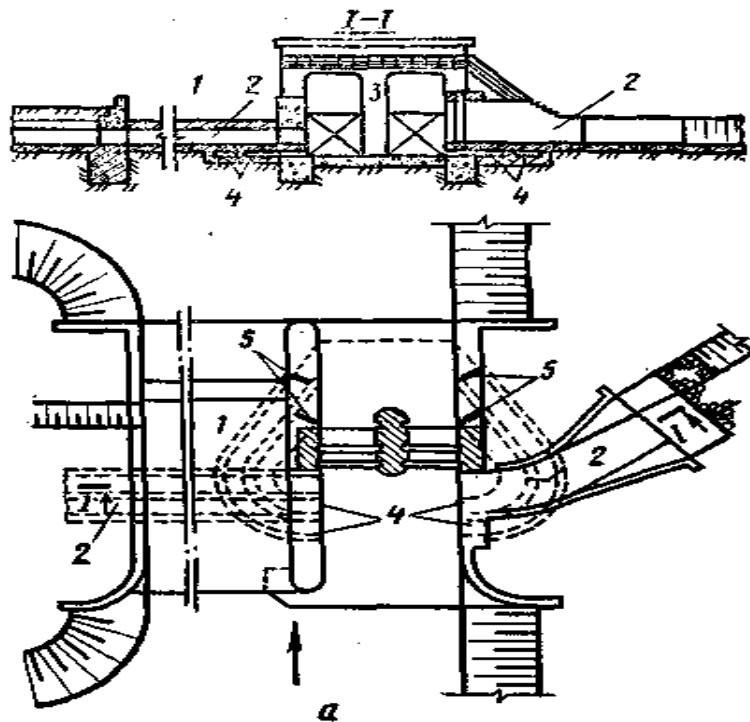


Рисунок 12.16 – Фронтальный водозаборный гидроузел:
a – с наносоперехватывающими галереями (1 – водосливная плотина;
 2 – водозаборы; 3 – водосбросная плотина; 4 – наносоперехватывающая галерея;
 5 – затворы галереи)

5. Фронтальный водозаборный гидроузел с донными промывными галереями называют еще *послойным с фронтальным отводом воды* (рис. 12.17).

Это название наиболее полно отражает его конструктивные особенности и работу, включая принципы борьбы с захватом донных наносов, основанные на предположении слоистой структуры потока.

Характерной особенностью этих водозаборных гидроузлов является совмещение регулятора с отстойниками, располагаемым за плотиной.

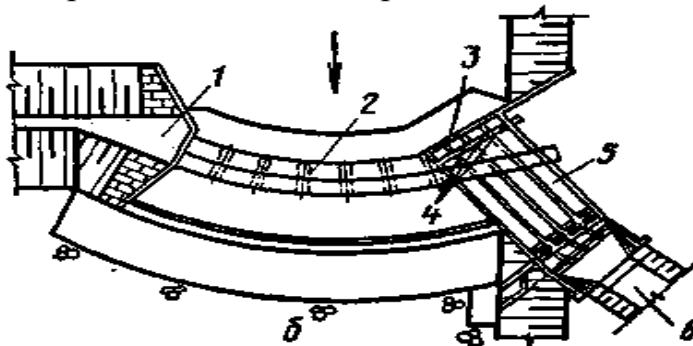


Рисунок 12.17 – Фронтальный водозаборный гидроузел:
б – с донными промывными галереями (1 – грунтовая плотина;
 2 – водосбросная плотина; 3 – водозаборное сооружение;
 4 – донные омывные галереи; 5 – отстойник; 6 – магистральный канал)

7. Глубинные водозаборы

Глубинные водозаборы преимущественно применяют на горных участках рек, имеющих гидрологические особенности. Для них характерно следующее:

- а) быстро поступающие и кратковременные паводки;
- б) большие скорости потока воды, способные перемещать большое количество наносов, в том числе крупных, растянутость половодья с превышением расхода в это время над меженным в 10–20 раз и больше;
- в) возникновение селевых потоков, наступающих быстро и неожиданно;
- г) отсутствие ледостава, но вместе с тем большое количество шуги.

В связи с этим порог водозабора приходится располагать на низких отметках, близких к отметкам дна русла реки.

Глубинные водозаборы можно отнести к категории совмещенных, так как здесь часть водосбросного фронта одновременно используется и как водозабор. Ту часть плотин, которую используют как водозабор, называют решетчатой.

По способу забора воды и конструктивным особенностям глубинные водозаборы можно объединить в три основные группы:

- 1) глубинные с донными решетками;
- 2) послойно решетчатые;
- 3) водозаборы И. Я. Андрейчука.

Особенно много водозаборов первой группы. Особенность их состоит в том, что они являются составной частью водосбросного фронта плотины и используются одновременно для забора воды и частичного сброса ее в нижний бьеф.

Скорость в галерее должна обеспечивать транспортирование всех наносов, поступивших в нее. Вода из галереи поступает в аванкамеру, примыкающую к береговому устью, а оттуда – в канал (рис. 12.18).

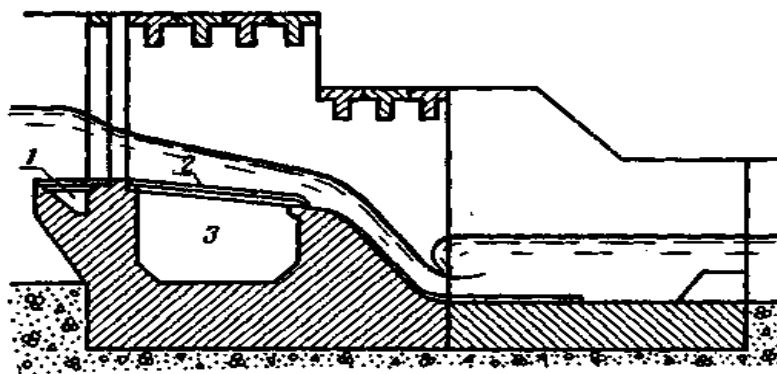


Рисунок 12.18 – Глубинный решетчатый водозабор с наносоперехватывающей траншеей: 1 – наносоперехватывающая траншея; 2 – донная решетка; 3 – водозаборная галерея

Решетки, перекрывающие отверстия галереи, выполняют из металла, реже из дерева. Лучшая форма стержней решетки с тонкими верхними кромками, что уменьшает заклинивание отверстий решетки наносами (рис. 161).



Рисунок 12.19 – Сечения стержней решетки

Гидравлический расчет водозабора с донной решеткой состоит в определении длины решетчатой части плотины и размеров галереи (расчетная схема представлена на рис. 12.20).

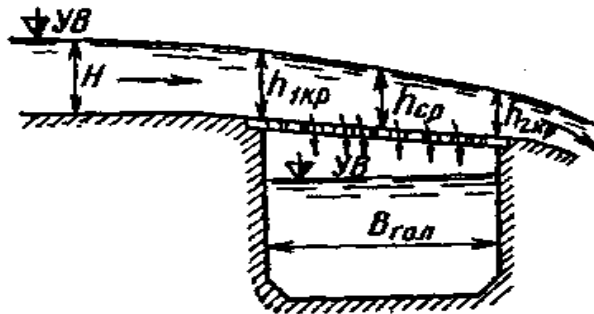


Рисунок 12.20 – Расчетная схема галереи донного водозабора

Через решетку должен пропускаться расход

$$Q_{реш} = (1,25 \text{ ч } 1,5) \cdot Q_{кан}, \quad (12.1)$$

где $Q_{кан}$ – расход канала с учетом расхода, идущего на промывку отстойника, если он предусмотрен.

Плановые размеры решетки определяются из формулы

$$Q_{кан} = p \cdot \mu \cdot K_{зас} \cdot I_{реш} \cdot b_{реш} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_{ср}}, \quad (12.2)$$

где $p = \frac{s}{s + d}$ – коэффициент просветов;

s – зазоры между стержнями решетки;

d – толщина стержней решетки;

μ – коэффициент расхода, зависящий от уклона решетки (по Е. А. Замарину при $i = 0,1$ коэффициент $\mu = 0,6 \dots 0,65$, а при $i = 0,2$ коэффициент $\mu = 0,55 \text{--} 0,6$);

$K_{зас}$ – коэффициент засорения, определяемый опытным путем, можно принять $K_{зас} = 0,9$;

$I_{реш}$ и $b_{реш}$ – длина и ширина решетки;

$h_{ср}$ – средняя глубина воды посередине решетки.

Для определения $h_{ср}$ определяют первую и вторую критические глубины.

$$h_{1кр} = 0,47 \cdot q_2^{2/3}$$

где $q_1 = \frac{Q_{реш}}{I_{реш}}$.

В конце решетки устанавливают вторую критическую глубину

$$h_{2\text{кр}} = 0,47 \cdot q_2^{2/3},$$

где $q_1 = \frac{Q_{\text{реш}} - Q_{\text{кан}}}{I_{\text{реш}}}$.

$$h_{\text{ср}} = \frac{h_{1\text{кр}1} + h_{2\text{кр}}}{2} \cdot 0,81.$$

В формуле (12.2) две величины неизвестны – $I_{\text{реш}}$ и $b_{\text{реш}}$.

Вначале можно задать длину решетки, исходя из удельного расхода

$$I_{\text{реш}} = \frac{Q_{\text{реш}}}{Q_{\text{реш}}},$$

где $q_{\text{реш}} = 0,5 \dots 1,0 \text{ м}^3/\text{с}$.

При известной $I_{\text{реш}}$ определим $b_{\text{реш}}$.

Следует иметь в виду, что $b_{\text{реш}}$ больше 2,0–2,5 м не рекомендуется. Размеры решетки определяются при НПУ. При ФПУ проводят проверочный расчет и при излишнем расходе разность $Q_{\text{фор}} - Q_{\text{кан}}$ должна сбрасываться в нижний бьеф.

Вторая часть расчетов состоит в определении размеров галереи и ее уклонов. Разбивают галерею на равные участки и расчет ведут по формуле равномерного движения, относя все расчеты к среднему участку сечения.

В результате расчетов определяют уклон, площадь сечения галереи и скорость движения в ней.

Тема № 13 Отстойники

1. Общие сведения об отстойниках
2. Отстойники с периодической промывкой наносов
3. Отстойники с непрерывной промывкой наносов
4. Ирригационные отстойники
5. Расчет отстойников

1. Общие сведения об отстойниках

Изучение отстойников тесно связано с процессами эрозионной деятельности водного потока. В результате такой деятельности речной поток насыщается наносами, которые попадают в канал ирригационной сети и там осаждаются.

Поток воды, движущийся в русле водотока, способен перемещать наносы, под которыми понимают твердые минеральные частицы грунта, образующиеся в результате размыва берегов и дна русла водотока.

Различают наносы взвешенные и влекомые. Ту часть наносов, которая образуется в результате осаждения на дно водотока, называют донными. Строгого разграничения между различными видами наносов нет.

Исследования показывают, что в речном потоке больше взвешенных наносов – 90–95 %, а влекомых – 5–10 %. В то же время формирование русла идет за счет влекомых наносов. В оросительные системы при отборе воды из реки в каналы донные наносы не допускаются, а взвешенные наносы поступают в том количестве, которое несет поток в месте отбора воды в канал. Эти наносы состоят из частиц различного диаметра, и в большинстве случаев изменение его происходит с весьма малыми интервалами. Это заставляет разбивать наносы на фракции.

Скорость осаждения взвешенных наносов в спокойной воде называют гидравлической крупностью ω . Выражается в сантиметрах в секунду (см/с) или в миллиметрах в секунду (мм/с), реже – в метрах в секунду (м/с).

Гидравлическая крупность – это одна из основных характеристик взвешенных наносов. Она входит в расчетные формулы для определения геометрических размеров отстойников, а также служит определяющим параметром при определении транспортирующей способности потока воды.

Гидравлическая крупность зависит от размеров и формы частиц, их удельного веса, а также температуры воды, в которой происходит осаждение взвешенных наносов. Температура не оказывает влияния на частицы диаметром более 1,5 мм. Численное значение гидравлической крупности частиц можно определить по существующим формулам или таблицам.

Двухфазную систему, состоящую из механической смеси воды и наносов, называют гидросмесью, а при весьма больших содержаниях наносов – пульпой.

Содержание взвешенных частиц в единице объема воды называют мутностью. Ее измеряют при помощи приборов – батометров.

Предельное весовое количество наносов, перемещаемых потоком воды во взвешенном состоянии, называют транспортирующей способностью потока и обозначают $P_{\text{тр}}$. Выражается в тех же единицах, что и мутность.

Для оценки транспортирующей способности потока существует много эмпирических формул, вычисления по которым не всегда согласуются между собой.

Довольно часто пользуются формулами Е. А. Замарина, имеющими следующий вид:

$$\rho_{\text{тр}} = 0,022 \left(\frac{v}{\omega_0} \right)^{3/2} \sqrt{R \cdot i}$$

для фракций $0,002 < \omega_0 < 0,008$ м/с;

$$\rho_{\text{тр}} = 11 \cdot v \sqrt{\frac{R \cdot i \cdot b}{\omega_0}}$$

для фракций $0,0004 < \omega_0 \leq 0,002$ м/с,

где v – средняя скорость, потока;

R – гидравлический радиус;

i – гидравлический уклон;

ω_0 – средневзвешенная гидравлическая крупность;

$$100 \cdot \omega_0 = \sum \omega_i \cdot P_i;$$

P_i – процентное содержание по весу отдельных фракций взвешенных наносов;

ω_0 – средняя гидравлическая крупность отдельных фракций.

$$\omega_i = \frac{\omega_1 + \omega_2 + \sqrt{\omega_1 \cdot \omega_2}}{3},$$

где ω_1 и ω_2 – гидравлические крупности частиц для границ фракций.

Потоку с критической мутностью соответствует некоторая незаиляющая средняя скорость течения, при которой все взвешенные наносы перемещаются потоком. Определяется по формулам и таблицам.

В расчетах отстойников, связанных с их промывкой, необходимо знать объемную массу наносов.

Считается, что объемная масса отложившихся наносов в отстойниках колеблется в пределах $1,1-1,5$ кН/м³. Наиболее надежные данные получают опытным путем.

Перемещение наносов во взвешенном состоянии происходит благодаря вертикальной составляющей скорости в потоке воды. Эта скорость, которую называют взвешивающей (v_b), обеспечивает подъем твердых частиц с объемной массой более единицы.

Наносы перемещаются вверх, если взвешивающая скорость больше их гидравлической крупности: $v_b > \omega_0$. При $v_b < \omega_0$ наносы перемещаются вниз.

Взвешивающую скорость v_b можно определять по формуле В. Г. Глушкова:

$$v_b = (0,05-0,08)v,$$

где v – продольная скорость потока.

По формуле А. Г. Хачатряна

$$v_B = 0,065 (v - 0,05) \frac{\sqrt{n \cdot v}}{\sqrt[3]{R}},$$

где n – шероховатость русла.

Установлено, что для подъема частиц наносов со дна потока требуется, чтобы вертикальная составляющая скорости v_B^A была больше взвешивающей скорости v_B .

Осаждение наносов в отстойнике основано на создании такой продольной скорости, при которой взвешивающая скорость меньше гидравлической крупности наносов: $v_B < \omega_0$. Гидравлический смыв отложившихся наносов в отстойнике основан на создании такой взвешивающей скорости, при которой донные наносы становятся взвешенными.

Так как скорость в канале обычно меньше скорости в реке, взвешенные наносы частично осаждаются, происходит процесс заиления каналов и снижение пропускной способности. Для предотвращения заиления каналов устраивают отстойники, представляющие собой бассейны больших размеров, в которых при движении потока с малыми скоростями часть наносов осаждается и вода, как принято говорить, осветляется.

Отсюда и задача отстойников состоит в осветлении воды и выпуске ее в канал с мутностью, при которой оставшиеся наносы транспортируются во взвешенном состоянии.

Отстойники принято классифицировать по следующим основным признакам:

1) по способу удаления наносов – с механической очисткой, с гидравлической и комбинированной; наиболее совершенный способ удаления наносов – гидравлический. Здесь не требуются какие-либо механизмы, но применение его возможно только при условии создания скоростей, достаточных для перемещения гидромассы к месту ее выпуска;

2) по режиму гидравлической промывки – с периодической промывкой, с непрерывной промывкой;

3) по месту расположения отстойника – в составе речного гидроузла, в некотором удалении от него и внутрисистемные (рис. 13.1). В головных отстойниках осаждаются обычно крупные взвешенные наносы. Чтобы не допустить заиления распределительных каналов, устраивают вторую ступень ответвления – внутрисистемные отстойники. Не исключается и устройство третьей ступени.

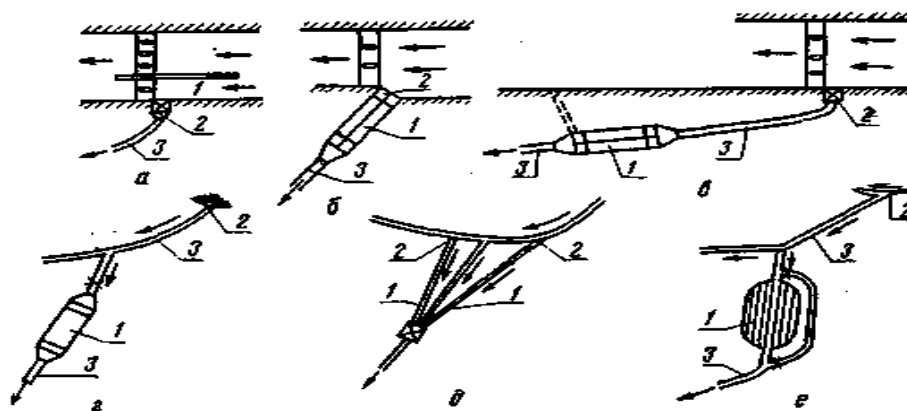


Рис. 13.1 – Расположение отстойников на оросительных системах:
a – в составе гидроузла в верхнем бьефе; *б* – в составе гидроузла на берегу; *в* – на канале вблизи гидроузла; *г* – на канале в значительном удалении от гидроузла; *д* – на канале при бесплотинном многоголовом водозаборе; *е* – на канале с использованием понижения местности; 1 – отстойники; 2 – водозабор; 3 – каналы

На канале с использованием понижения местности длина отстойников получается в зависимости от необходимой степени осветления воды, т. е. отношения мутности потока воды на выходе из отстойника к мутности потока на входе. В ирригационных отстойниках (для осаждения мелких частиц) их длина достигает 3–4 км и более.

Однокамерный отстойник представляет собой бассейн, последовательно присоединенный к каналу (рис. 13.2).

Недостаток однокамерных отстойников с периодической промывкой состоит в прекращении подачи воды в канал на время промывки или ремонта камеры. Если перерыв в подаче воды не допустим, параллельно отстойнику устраивают обводной канал.

Устройство двухкамерных отстойников позволяет обеспечить подачу воды потребителю в соответствии с графиком водопотребления. При промывке или ремонте одной камеры работает соседняя.

Многокамерные отстойники, как и двухкамерные, можно рассматривать как систему однокамерных отстойников, соединенных друг с другом и независимо работающих.

Число камер назначают, учитывая эксплуатационные условия и принимая во внимание стоимостные показатели. С увеличением числа камер возрастает стоимость. Наиболее экономичными являются двух- и трехкамерные отстойники.

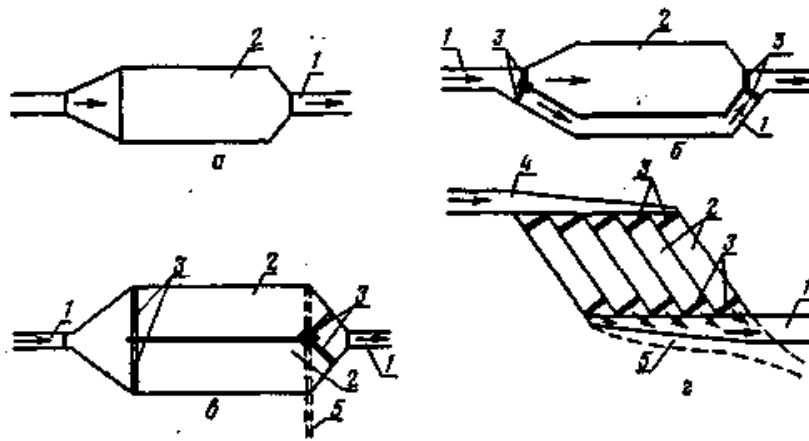


Рисунок 13.2 – Однокамерный и многокамерные отстойники:
а – однокамерный; *б* – однокамерный с обводным каналом;
в – двухкамерный; *г* – многокамерный; 1 – канал; 2 – камеры;
 3 – затворы; 4 – аванкамера; 5 – промывной канал

2. Отстойники с периодической промывкой наносов

Отстойники применяются для осаждения сравнительно крупных наносов – 0,2–0,25 мм и крупнее. Они располагаются, как правило, в гидроузле или на незначительном удалении от него. Отстойник с периодической промывкой работает в два такта. В первом такте происходит осаждение наносов, а во втором – их смыв. Очистку отстойников от наносов, как правило, производят гидравлическим способом. Отстойники могут быть с прямым и обратным уклоном.

Отстойники с прямым уклоном применяются чаще, конструкция их проще (рис. 13.3).

Отстойники с обратным уклоном сложнее, но они предпочтительнее в случае преобладания среди наносов частиц крупных фракций. При смыве наносов в таких отстойниках обычно применяют осветленную воду.

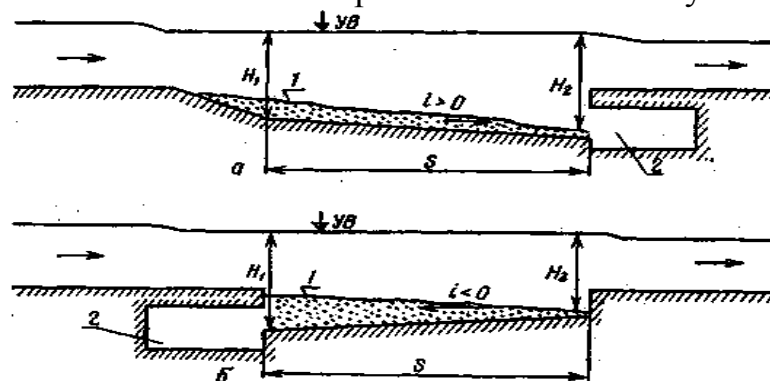


Рисунок 13.3 – Схемы отстойников (продольный разрез):
а – с прямым (положительным) уклоном; *б* – с обратным (отрицательным) уклоном; 1 – отложившиеся наносы; 2 – промывное отверстие

В конструктивном отношении отстойники, размещаемые на каналах, состоят из следующих частей (рис. 13.4).

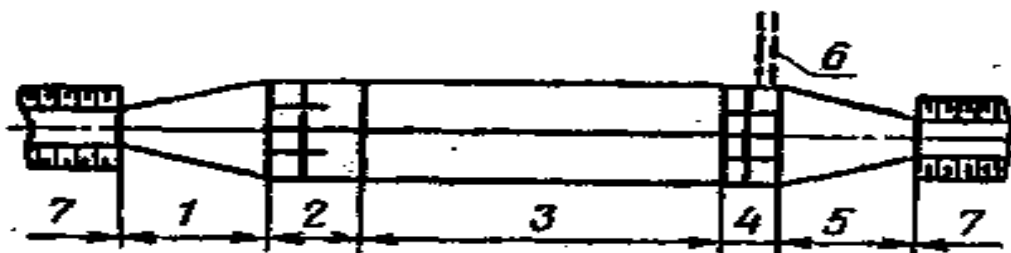


Рисунок 13.4 – Составные части отстойника:
 1 – верховой сопрягающий участок; 2 – верховой (входной) шлюз-регулятор; 3 – камеры отстойника; 4 – низовой (выходной) шлюз-регулятор; 5 – низовой сопрягающий участок; 6 – водосбросной тракт (пульпопровод); 7 – каналы

Все конструктивные элементы отстойника в местах примыкания друг к другу отделяются деформационными швами.

Для ремонта и периодического осмотра, для регулирования расхода во время подачи воды потребителю и промывки камер устраивают шлюзы-регуляторы в начале и конце камеры. Ширину шлюзов-регуляторов обычно принимают равной ширине камеры отстойника.

Расчетный режим работы камер отстойника на осаждение наносов основан на предположении, что в начале сечения камеры будет выравненная эпюра скоростей по вертикали и горизонтали. Для этого за затвором входного шлюза-регулятора ставят разбивочные решетки.

В отстойнике с периодической промывкой в общем объеме камеры можно выделить так называемый мертвый объем, в пределах которого происходит осаждение наносов. Его определяют как произведение площади камеры на среднюю высоту от дна до порога входного шлюза-регулятора. Камеры в многокамерных отстойниках отделяют друг от друга продольными стенками, располагая их выше уровня воды на 0,3–0,5 м. Поперечное сечение стенок может быть прямоугольное и трапецеидальное. В каждой камере происходит самостоятельное управление потоком при осаждении наносов и их промывке.

Для смыва наносов устраиваются промывной шлюз-регулятор, промывная галерея, продолжением которой служит промывной водовод. Порог промывного устройства выполняется заподлицо с дном камеры.

3. Отстойники с непрерывной промывкой наносов

Такие отстойники применяются для осаждения крупных наносов. Условия их применения такие же, как и с периодической промывкой. Особенность их работы состоит в том, что одновременно с промывкой происходит подача осветленной воды потребителю. Они не имеют мертвого объема и имеют меньшую длину (рис. 13.5).

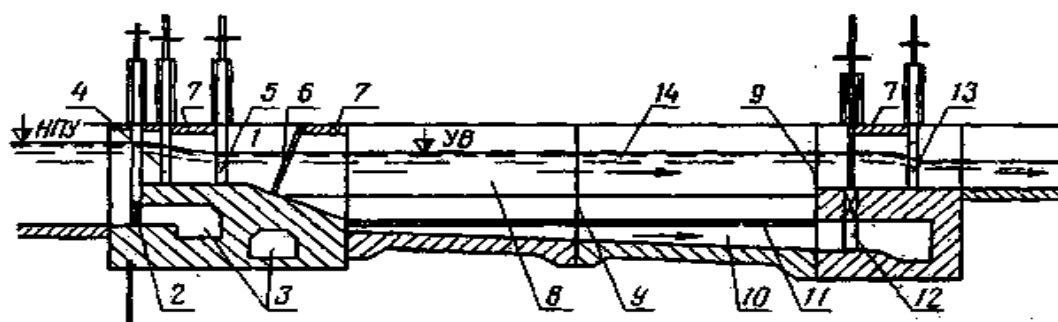


Рисунок 13.5 – Продольный разрез отстойника с непрерывной промывкой, расположенного в водозаборном узле:

1 – входной шлюз-регулятор; 2 – затворы, перекрывающие промывные отверстия; 3 – промывные отверстия; 4 – ремонтные затворы входного шлюза-регулятора; 5 – основные затворы; 6 – решетка; 7 – служебные мостики; 8 – камеры отстойника; 9 – деформационные швы; 10 – галерея; 11 – решетка, перекрывающая галерею; 12 – затворы промывного шлюза-регулятора; 13 – затворы выходного шлюза-регулятора; 14 – уровень воды в камере во время осаждения наносов

Так как наносы осаждаются между промывными отверстиями, то устраивают треугольные призмы (рис. 13.6).

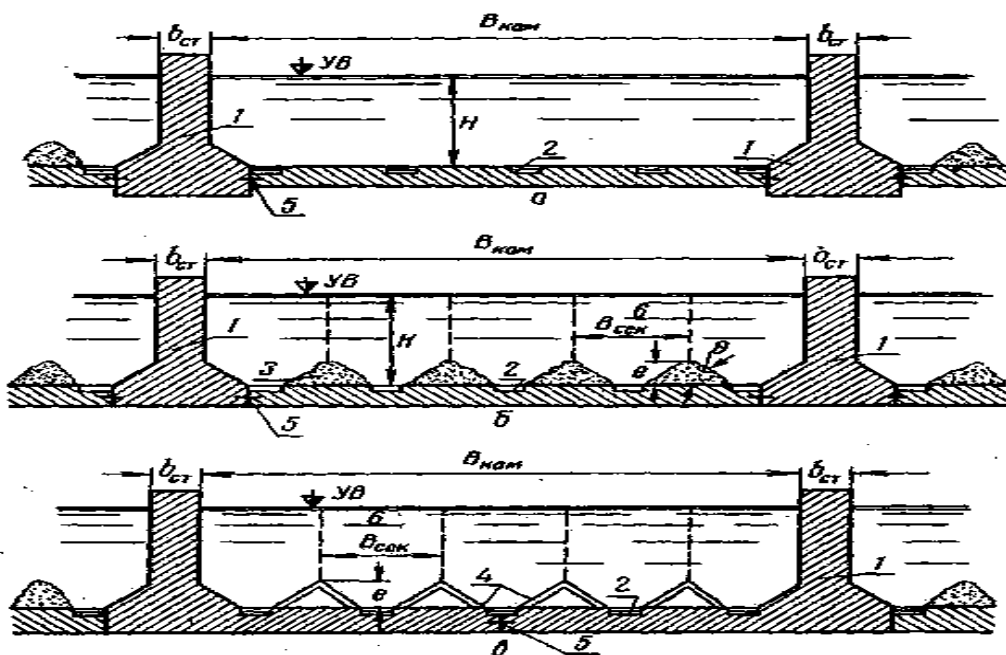


Рисунок 13.6 – Поперечное сечение камер отстойника с непрерывной промывкой:

a – камера свободна от наносов; б – камера с отложившимися наносами между продольными галереями; в – камера со сбросными треугольными призмами; 1 – продольные разделительные стенки камер; 2 – продольные галереи; 3 – наносы, отложившиеся между продольными галереями; 4 – сборные треугольные призмы между продольными галереями; 5 – деформационные швы; б – секция

Высоту их назначают в пределах 0,25–0,30 глубины воды в камере. Промывные устройства аналогичны устройствам в отстойниках с периодической промывкой.

4. Ирригационные отстойники

Ирригационные отстойники предназначены для осаждения мелких фракций взвешенных наносов до 70 %. Мелкие фракции – частицы $d \leq 0,1$ мм. Такие отстойники располагаются в голове системы или же их делают внутрисистемными.

Задача ирригационных отстойников состоит в осаждении избыточной мутности потока и выпуске в отводящий канал за отстойником потока, насыщенного до предела его транспортирующей способности.

Отложившиеся в ирригационных отстойниках наносы в большинстве случаев удаляются механическим способом. Гидравлическую промывку применяют довольно редко. Характерные особенности ирригационных отстойников состоят в их значительной длине. Ширину их назначают в зависимости от применяемых механизмов для очистки. Глубину воды назначают 1,5–3,0 м. Они представляют собой расширенный участок канала трапецеидального сечения с заложением откосов от 1,5 до 3,0.

Замкнутые естественные понижения местности, приспособленные для осаждения взвешенных наносов, называют озерными отстойниками. Их преимущество заключается в отсутствии затрат на удаление наносов. Резервные секции используют для разведения рыбы.

Отстойник системы Д. Я. Соколова (рис. 13.7) применяется для осаждения песчаных частиц при глубине воды в камерах до 5 м и скорости при осаждении наносов 0,2–0,4 м/с. Расход одной камеры составляет 3–4 м³/с, угол α – 35–40°.

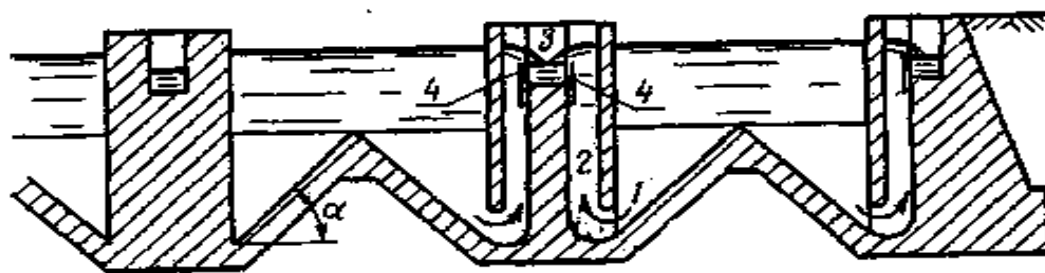


Рисунок 13.7 – Отстойник системы профессора Д. Я. Соколова:
1 – донные отверстия; 2, 3 – колодцы и лотки для отвода гидросмеси;
4 – затворы

Также применяются отстойники с сифонным рефулером и криволинейный отстойник И. К. Никитина.

5. Расчет отстойников

При проектировании отстойников выполняют следующие расчеты: шлюза-регулятора, камер отстойников, промывающих устройств и отводящего тракта.

Эти расчеты не зависят друг от друга, но выполняют их на основе общих данных.

Расчет отстойников с периодической промывкой ведут на расход $Q_{\text{кан}}$, поступающий в канал при средней скорости во время осаждения наносов $v_{\text{ср}} \approx 0,2 \dots 0,4$ м/с. Живое сечение отстойника

$$\omega_{\text{отс}} = \frac{Q_{\text{кан}}}{v_{\text{ср}}}.$$

Для прямоугольного отстойника при средней глубине $H_{\text{ср}} = 3 \dots 5$ м ширина его будет

$$\beta_{\text{отс}} = \frac{\omega_{\text{отс}}}{H_{\text{ср}}}.$$

Затем разбивают на число камер.

Длину камеры отстойника определяют следующим образом:

$$S_{\text{кан}} = \kappa \cdot H_{\text{ср}} \frac{v_{\text{ср}}}{\omega},$$

где $\kappa = 1,3 \dots 1,5$ – промежуток между промывкой;

ω – гидравлическая крупность фракций наносов.

При заданной промывной скорости $v_{\text{пр}}$ глубина воды в камере во время промывки будет

$$h_{\text{пр}} = \frac{Q_{\text{пр}}}{B_{\text{кан}} \cdot v_{\text{пр}}}.$$

При $h_{\text{пр}}$ вычисляем R и C и определяем уклон камеры

$$i = \frac{v_{\text{пр}}^2}{C^2 \cdot R}.$$

Глубина воды в начале камеры при отсутствии наносов равна

$$H_1 = H_{\text{ср}} - i \frac{S_{\text{кам}}}{2}.$$

Объем отложившихся наносов в камере к моменту ее промывки определяют по зависимости

$$V_1 = 0,001 \cdot \mu_p \cdot Q \cdot t,$$

Где t – время осаждения наносов;

μ – суммарная объемная мутность расчетных фракций и крупности.

Объем образовавшихся наносов менее расчетных фракций

$$v_2 = 0,001 \frac{Q \cdot t}{H_{\text{ср}}} (\mu_1 \cdot h_1 + \mu_2 \cdot h_2 + \dots + \mu_n \cdot h_n),$$

где $\mu_1, \mu_2, \dots, \mu_n$ – объемная мутность отдельной фракции;

h_1, h_2, \dots, h_n – глубина, из которой отдельные фракции осаждаются.

Значения их глубин:

$$h = S \frac{\omega}{v_{\text{cp}}}$$

где $v_{\text{cp}} = \frac{q}{H_{\text{cp}} - 0,5 \Delta H}$.

Суммарный объем

$$V = V_1 + V_2.$$

Время промывки в минутах определяется по зависимости

$$t_{\text{пр}} = \frac{16,7 \gamma_n - 0,6 v_{\text{мер}}}{(\rho_{\text{тр}} - \rho_0) Q_{\text{пр}}},$$

где ρ_0 – мутность потока воды, поступающей в камеру во время промывки;
 $\rho_{\text{тр}}$ – транспортирующая способность.

Тема № 14

Судоходные и лесопропускные пути и сооружения

1. Классификация водных путей.
2. Судоходные каналы.
3. Судоходные шлюзы.
4. Судоподъёмники.
5. Лесопропускные сооружения.

1. Классификация водных путей

Водные пути делят на морские (морья и океаны) и внутренние, которые в свою очередь подразделяются на естественные (реки и озера в естественном состоянии) и искусственные (судоходные каналы, шлюзованные реки и водохранилища).

По характеру использования водные пути делятся на судоходные, сплавные, судоходно-сплавные и судоходно-оросительные.

Судоходные каналы

по назначению разделяются на три основных типа:

- 1) соединительные для создания транзитного водного пути между отдельными судоходными реками или озерами;
- 2) обходные – для обхода препятствий, встречающихся на основном водном пути. Такими препятствиями могут быть порожистые участки рек, плотины и озера, если речные суда непригодны для озерного плавания;
- 3) подходные – обычно являются тупиками, играют роль подъездных путей и чаще всего устраиваются для соединения морских портов с судоходными реками или транзитными судоходными каналами.

В зависимости от условий плавания судоходные каналы бывают:

- 1) открытые (свободные) – обычно устраивают без шлюзов при соединении водных путей, имеющих незначительную разность уровней воды. Почти все обходные каналы открытого типа;
- 2) шлюзованные – сооружают при значительной разности уровней в бьефах соединяемых водных путей, а также для уменьшения объема земляных работ на водораздельных участках. Поэтому соединительные судоходные каналы обычно являются шлюзованными.

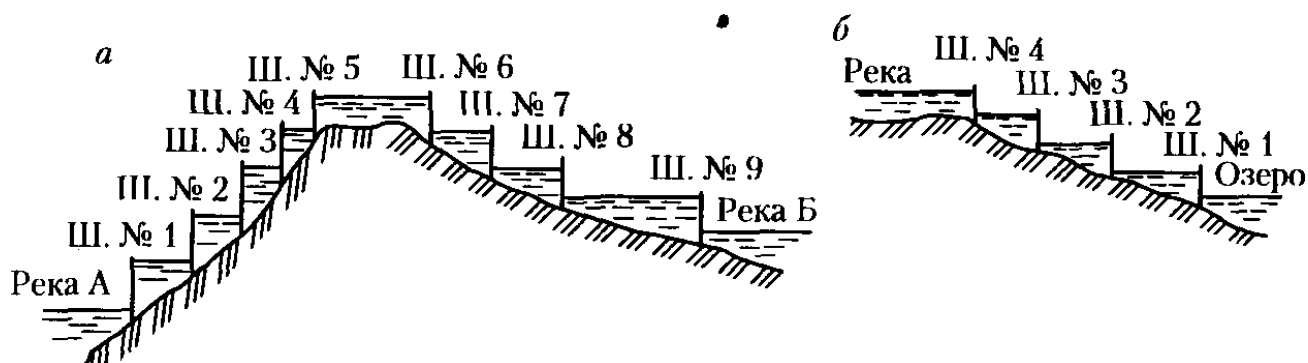


Рисунок 14.1 – Схемы шлюзованных каналов: а – двухсклонная; б – односклонная (Ш. – шлюз)

Шлюзование каналов применяют для создания новых и улучшения старых искусственных водных путей. Шлюзованные каналы имеют ряд преимуществ по сравнению с нешлюзованными (например, постоянство уровней и глубин в бьефах; отсутствие течения по судовому ходу и сравнительно малый объем земляных работ), но в то же время они обладают меньшей пропускной способностью и требуют возведения сложных гидротехнических сооружений для питания их водой (водохранилище на водоразделах, насосные станции и др.).

По характеру размещения шлюзов шлюзованные каналы бывают двухсклонными и односклонными (рис. 14.1).

2. Судходные каналы

Судходные каналы имеют ряд особенностей, которые определяются судходными требованиями: их строят чаще трапецеидального и полигонального сечений; они питаются проточной водой из рек и озер, грунтовыми водами, если ложе канала врезано ниже их уровня.

При проектировании габариты судходного канала определяются размерами судов (с учетом перспективы) или сцепок, а также допусками, которые зависят от категории водных путей.

При предварительных расчетах минимальная судходная глубина

$$h_{c.min} = 1,3S_{c.max},$$

где $S_{c.max}$ – наибольшая осадка судна на ходу.

Во время движения осадка судна больше (продольный наклон корпуса – дифферент), чем в состоянии покоя.

Другой важный параметр водного пути – ширина судового хода B_c – ширина канала на прямолинейном участке на уровне расчетной осадки судна $S_{c.max}$. Она должна быть не менее 2,6 габаритной ширины судна при двустороннем движении и 1,5 ширины при одностороннем движении.

У судходных каналов регламентирована также площадь поперечного водного сечения. Отношение ее к площади миделевого сечения* n (n – профильный коэффициент судходного канала) должно быть не менее 4 для путей I категории, 3,5 – для путей II категории, 3 – для путей III и IV категорий. При уменьшении указанного отношения энергетические затраты на движение судов возрастают.

На рис. 14.2 изображены минимальные границы судового хода на повороте канала. Радиус поворота должен быть $R > 3l_{ст}$, где $l_{ст}$ – длина расчетного судна или жестко счаленного состава судов (барж). Для прохода буксируемых гибко счаленных судов $R > 5l_{ст}$, где $l_{ст}$ – длина наибольшего самоходного судна. Размер уширения судового хода

$$\Delta B_c = 2 \cdot 0,35l_{ст}^2/R.$$

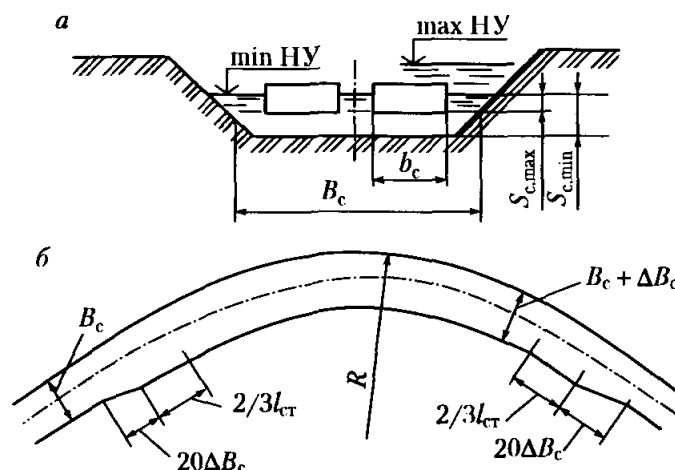


Рисунок 14.2 – Основные элементы судоходного канала:
 а – поперечное сечение с размещением корпусов двух судов; б – уширение криволинейного участка канала в плане

При движении суда (особенно скоростные) возбуждают волны, часто большой высоты. Для придания устойчивости откосы защищают одеждами (бетон, железобетон, камень и т.д.) либо канал в пределах уровня волнобоя расширяют, а откосы уполаживают. Вариант крепления выбирают на основе технико-экономического сравнения вариантов.

Опыт строительства и эксплуатации судоходных каналов показывает, что наиболее рациональной формой поперечного сечения является полигональная, более близкая по своей форме к естественному параболическому руслу.

3. Судоходные шлюзы

Судоходными шлюзами называются специальные гидротехнические сооружения, служащие для перемещения плавающего подвижного состава (судов, барж, плотов и др.) из одного бьефа в другой.

Судоходный шлюз (рис. 14.3) состоит из шлюзовой камеры 14, которая в концевых частях ограничивается головами 12, 15. В головах шлюзов размещаются шлюзовые ворота, которые отделяют камеры от верхнего или нижнего бьефа и в закрытом состоянии поддерживают разность уровней между верхним или нижним бьефом и камерой. В головах шлюзов располагаются также устройства для наполнения камеры водой и ее опорожнения.

К головам шлюзов примыкают подходные каналы 9, которые сопрягаются со шлюзом направляющими стенками – палами. С одной стороны подходных каналов на направляющих стенках размещаются причальные устройства для швартовки судов, ожидающих шлюзования. Камеры и головы шлюзов обычно состоят из днища и боковых стен, конструкции которых весьма разнообразны.

В месте расположения шлюза судоходная трасса должна иметь прямолинейный участок, включающий шлюз с его головами, причальные стенки и направляющие палы (см. рис.14.3) Для однокамерного шлюза обычно

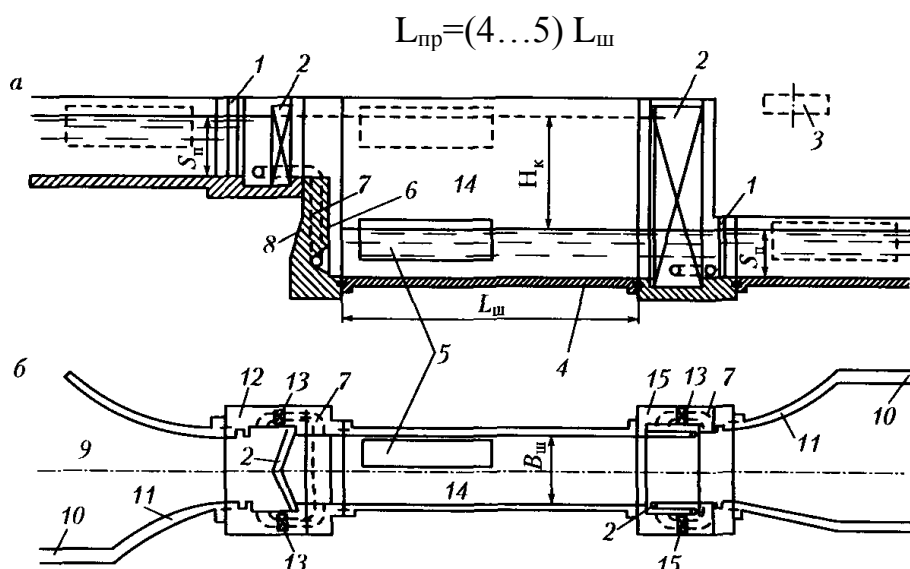


Рисунок 14.3 – Схема судоходного шлюза:

а – продольный разрез; б – план; 1 – пазы для ремонтных затворов; 2 – ворота;
 3 – возможное положение моста; 4 – дно камеры; 5 – шлюзующее судно; 6 – стенка падения;
 7 – водопроводные галереи; 8 – галерея; 9 – подходные каналы; 10 – причальные стенки;
 11 – направляющие палы; 12, 15 – верхняя и нижняя головы шлюза; 13 – затвор водопроводной галереи;
 14 – шлюзовая камера; H_k – напор на камеру; S_n – глубина на пороге (на короле); $L_{ш}$, $B_{ш}$ – соответственно длина и ширина шлюза

В пределах голов шлюза размещается механическое оборудование.

Ворота служат затворами, воспринимающими давление воды между бьефами. Они состоят из двух створок, вращающихся в шкафной части головы вокруг вертикальной оси. Однако есть и другие конструкции затворов в головах шлюзов. Ворота открываются и закрываются только при выровненных уровнях перед и за воротами.

В головах имеются пазы для перекрытия отверстий шлюза сверху и снизу ремонтными затворами.

В конструктивном отношении головы судоходных шлюзов представляют собой неразрезные пространственные сильноармированные железобетонные конструкции, состоящие из фундаментной плиты и боковых устоев. Фундаментная плита обычно жестко связана с устоями.

Конструкции верхних голов зависят от системы питания шлюзов и типов основных и ремонтных затворов. Если питание безгалерейное, то используют подъемно-опускные плоские и сегментные затворы. Уменьшение длины голов достигается применением плоских основных и ремонтных затворов. Обычно их применяют на верхних головах. Нижние головы подвержены весьма большим колебаниям уровней воды, и из-за этого их затворы обычно выполняют либо в виде высоких двустворчатых ворот (малые и средние напоры), либо в виде подъемно-опускных ворот (напоры более 30 м). Статические условия работы нижних голов более тяжелые.

Пропуск плавающего подвижного состава через судоходный шлюз называется **шлюзованием**. Шлюзование из верхнего бьефа в нижний происходит следующим образом:

III. при закрытых верхних и нижних воротах открывают затворы водопроводной галереи верхней головы, наполняют камеру до уровня верхнего бьефа, открывают верхние ворота, вводят судно в камеру и закрывают затворы водопроводной галереи и ворота верхней головы;

IV. открывают затворы водопроводной галереи нижней головы, опорожняют камеру и тем самым опускают шлюзуемое судно до уровня нижнего бьефа, затем открывают нижние ворота и выводят судно из камеры в нижний бьеф для дальнейшего следования.

Если следующее судно также идет из верхнего бьефа, то водопроводные галереи и ворота нижней головы закрывают и повторяют весь цикл операций шлюзования. Если же второе судно идет снизу вверх, то его вводят в камеру шлюза после выхода первого и выполняют последовательность действий в обратном порядке.

Если несколько шлюзований подряд проводят в одном направлении, т.е. сверху вниз или снизу вверх, такое шлюзование называется односторонним. Если же шлюзование происходит попеременно – то вверх, то вниз – его называют двусторонним или встречным. В отношении расходования воды встречное шлюзование наиболее выгодно, так как с помощью одной сливной призмы пропускаются два судна или караван судов.

Размеры наиболее выгодного для шлюзов данного водного пути расчетного судна или каравана судов устанавливают на основании технико-экономического сравнения различных вариантов этих караванов по минимуму капитальных затрат и эксплуатационных расходов.

Полезную длину камеры определяют по формуле

$$L_{ш} = \sum_1^R l_{ст} + (R + 1)\Delta l, \quad (14.1)$$

где $l_{ст}$ – сумма длин расчетных судов, составов или плотов, устанавливаемых при шлюзовании в кильватер;

R – число одновременно шлюзующихся судов;

Δl – запас в длине на интервалы между судами и конструкциями шлюза, м:

$$\Delta l = 1 + 0,015l_{ст}. \quad (14.2)$$

Ширина камеры должна быть не менее

$$B_{ш} = \sum B_{ст} + 2\Delta b, \quad (14.3)$$

где $\sum B_{ст}$ – сумма ширин одновременно шлюзующихся (рядом стоящих) судов и составов (с расчетной шириной);

Δb – запас по ширине камеры, его принимают в шлюзах на внутренних водных путях шириной до 10 м не менее 0,2 м, шириной 10...18 м – 0,4 м, шириной более 18 м – 0,5 м.

Глубина на пороге определяется от минимального расчетного судоходного уровня и должна быть не менее

$$S_{п} = (1,2 \dots 1,25)S_{с.мах}, \quad (14.4)$$

где $S_{с.мах}$ – наибольшая осадка расчетного судна (с грузом).

Вычисленные размеры округляют в сторону увеличения до регламентированных значений.

Пропускная способность шлюза зависит от количества грузов, которое одновременно может находиться в судах или на плотках в камере при

шлюзовании, и от числа шлюзований, которые могут быть выполнены за период навигации.

Число возможных шлюзований в сутки служит основным эксплуатационным показателем работы шлюза и зависит от длительности отдельных операций, выполняемых при шлюзовании.

Система питания, необходимая для наполнения и опорожнения камеры, – один из основных элементов камерного шлюза, определяющих его конструктивные и эксплуатационные условия.

Существуют различные системы питания судоходных шлюзов. Однако все проектируемые шлюзы должны наиболее полно отвечать трем основным требованиям:

1) наполнение и опорожнение камеры шлюза должно происходить в течение минимального времени;

2) должны соблюдаться необходимые гидравлические условия отстоя шлюзующихся судов в камере и в подходах к шлюзу;

3) строительная стоимость сооружения должна быть минимальной.

Гидравлические условия отстоя судов принято оценивать величиной усилий, возникающих в причальных тросах, причем эти усилия не должны превышать допускаемых значений для расчетных шлюзуемых судов.

По характеру поступления воды в камеру различают две основные системы питания – сосредоточенную и распределительную.

При *сосредоточенной* системе питания вода в камеру подается чаще всего через верхнюю голову в верхний конец камеры и при опорожении сбрасывается через нижнюю голову. Эта система питания хорошо изучена, в результате чего предложено много различных схем и конструкций, которые широко используются при строительстве судоходных шлюзов малых и средних напоров.

Однако сосредоточенная система питания, несмотря на широкое применение успокоительных устройств, при больших напорах и размерах камеры имеет ряд существенных недостатков, основными из которых являются медленное наполнение и опорожнение камеры и неудовлетворительные гидравлические условия отстоя судов.

Улучшить условия отстоя судов и сократить время наполнения камеры можно путем перехода к более современной, но более сложной, а следовательно, и более дорогой распределительной системе питания.

При *распределительной* системе питания водопроводные галереи устраивают по всей длине камеры и вода подается в камеру и выпускается из нее через большое число выпусков, сообщающихся с галереей. При этом галереи располагают либо в боковых стенах, либо в днище камеры.

4. Судоподъемники

В судоподъемниках суда из бьефа в бьеф перемещаются механизмами в наполненной водой камере или насухо. Опыт перевозки судов без воды невелик из-за значительных конструктивных трудностей при решении

вопросов опирания корпусов различных видов судов на элементы судовозной техники.

Судоподъемники подразделяются на вертикальные и наклонные. В вертикальных судоподъемниках вес судовозной камеры, воды и судна уравновешивается жесткими противовесами, давлением воды в закрытых (поршневых) камерах или поплавками. Для транспортирования можно использовать давление воды из верхнего бьефа, а также механические приводы.

Для строительства наклонных судоподъемников используют низовой откос плотины или пологий (1:7...1:10) береговой склон долины, по которым сооружают судовозные пути. По ним перемещается судовозная тележка, на которой установлена судовозная камера. Ввиду огромных масс и усилий подвижные элементы (тележки, камеры) делают парными или применяют противовесы.

Судовозная камера перемещается из нижнего бьефа в верхний и обратно приводными механизмами. Со стороны нижнего бьефа конструкции однотипны. Сопряжение с верхним бьефом имеет несколько конструкций.

При значительных колебаниях уровня воды в водохранилище применяют поворотную конструкцию. Вытянутая на гребень плотины камера вместе с тележкой с судном разворачивается на поворотном круге на 180° и опускается по судовозным путям по верховому откосу плотины до уровня воды в верхнем бьефе. Судно выплывает вперед кормой, а затем разворачивается.

При малом изменении уровня воды в верхнем бьефе (несколько метров) судно в судовозной камере вывозится в специальную камеру, расположенную на отметках уровня в верхнем бьефе. После остановки подвижных устройств въезд в камеру перекрывается, она заполняется водой из верхнего бьефа, и судно уходит вверх по реке.

5. Лесопропускные сооружения

На лесосплавных реках в составе гидроузлов строят сооружения для транспортирования в нижний бьеф сплаваемого леса. Одиночные бревна транспортируют с помощью бревноспусков (рис. 14.4).

Поперечное сечение бревноспусков трапецеидальное или прямоугольное. В зависимости от принципа работы лотки-бревноспуски устраивают с уклоном от 1:10 до 1:3. При изменении уровня воды в верхнем бьефе головную часть лотка делают подвижной. Для экономии воды поперечное сечение бревноспусков принимают минимальным; широко используют искусственную шероховатость из поперечных и сверх них продольных брусьев.

Ширина бревноспуска прямоугольного сечения

$$b = k \cdot d_{\text{ср}} + 2c, \quad (14.5)$$

где $d_{\text{ср}}$ – средний диаметр сплаваемых бревен; k – число бревен по ширине бревноспуска; c – боковой запас (0,1...0,15 м).

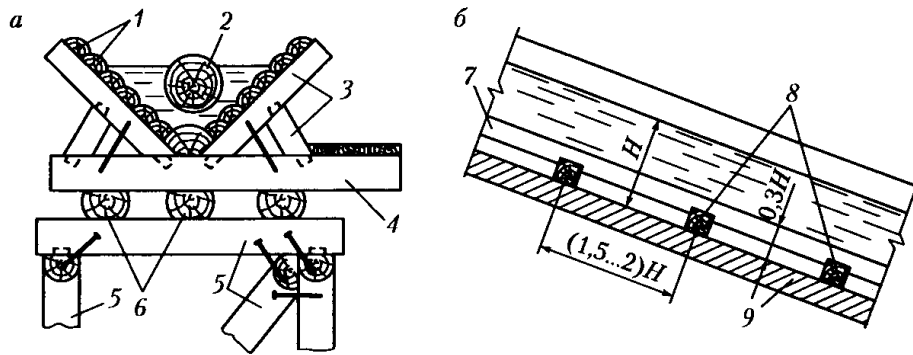


Рисунок 14.4 – Сплавные бревноспуски:

- а) конструкция из дерева; б) бетонный бревноспуск с усиленной шероховатостью;
 1– стенки лотка; 2 – сплавляемое бревно; 3 – подкосы лотка ($d = 8... 10$ см); 4 – ригель лотка ($d = 20$ см);
 5 – элементы свайной опоры ($d = 20$ см); 6 – продольные балки ($d = 20$ см); 7 – продольные брусья; 8 – элементы искусственной шероховатости; 9 – дно из бетона (или железобетона)

Гидравлический расчет лотков-бревноспусков подобен расчету быстротоков. Сплавпропускную способность бревноспусков ($\text{м}^3/\text{ч}$ древесины) определяют по формуле

$$N = 3600\varphi \cdot \omega \cdot v \cdot k, \quad (14.6)$$

где φ – коэффициент продольного заполнения бревнами, $\varphi=0,2...0,7$ в зависимости от числа бревен;

ω – площадь поперечного сечения бревен;

v – скорость течения воды в месте ввода бревен в лоток или скорость подачи бревен, м/с.

Наряду со сплавными бревноспусками, в которых бревна плывут, делают полусплавные и «мокрые» лотки. В полусплавных лотках глубина воды составляет не менее $0,2...0,3$ диаметра бревен, которые движутся, скользя по дну (уклон 1:3). Это делается для экономии воды.

Наибольшая экономия воды достигается при устройстве «мокрых» лотков. Слой воды на дне в них составляет $0,5... 1,5$ см (по существу, используется для смазки), уклоны – до $0,3...0,4$. Бревна движутся по направлению продольной составляющей силы под действием собственной массы.

Для пропуска плотов используют судоходные шлюзы, а при значительной части грузооборота в виде древесины делают плотоходы. Их конструкция проще и экономичнее судоходных шлюзов. Используется как принцип шлюзования, так и (для экономии воды) порционный пуск воды, при котором плот полуплывет- полускользит по водоскату. Ширина таких неуправляемых плотоходов должна быть больше размера плота по диагонали на $0,6...0,8$ м. Применяют также плотоходные лотки.

Тема № 15

Рыбохозяйственные гидротехнические сооружения

1. Типы и системы прудовых рыбоводных хозяйств.
2. Рыбопитомники карповых хозяйств.
3. Система водоснабжения рыбоводных прудов.
4. Рыбозащитные устройства и рыбозаградительные сооружения.
5. Сооружения рыбосборно-осушительной системы.
6. Рыбопропускные сооружения.

1. Типы и системы прудовых рыбоводных хозяйств

Прудовое рыбоводство – высокопродуктивная отрасль рыбного хозяйства, основанная на разведении и выращивании рыб в управляемых человеком условиях в специально созданных или приспособленных для этого водоемах.

Возможность управлять условиями существования разводимых рыб и совершенствовать их породные качества позволяет добиться высокой продуктивности прудового рыбного хозяйства, во много раз превосходящей рыбопродуктивность естественных водоемов (с 1 га площади культурного рыбоводного пруда можно получать ежегодно более 15 ц высококачественной рыбной продукции). Производственная и экономическая эффективность прудового рыбоводства обуславливается и тем, что постройка прудов тесно связана с правильным водоустройством сельскохозяйственных предприятий, которое способствует повышению эффективности сельского хозяйства. Многие пруды и другие небольшие водоемы могут быть использованы комплексно: как для рыбоводства, так и для других хозяйственных нужд (например, для получения электроэнергии, орошения полей и огородов, противопожарных целей и т.п.).

Устройство и расположение рыбоводных прудов для разведения и выращивания рыб зависит от технологических процессов, выполняемых в рыбоводном хозяйстве. Эти процессы, в свою очередь, зависят от биологии разводимых рыб, от требований этих рыб к их жизненной среде.

По своему назначению прудовые рыбоводные хозяйства делятся на два основных типа: тепловодные и холодноводные. К тепловодным относятся карповые хозяйства, к холодноводным – форелевые.

По выпускаемой продукции прудовые рыбоводные хозяйства подразделяются:

- на рыбопитомники – прудовые рыбоводные хозяйства для выращивания рыбопосадочного материала (мальков, сеголетков, годовиков);
- полносистемные прудовые рыбоводные хозяйства – служат для выращивания как рыбопосадочного материала, так и товарной рыбы;
- нагульные прудовые рыбоводные хозяйства – предназначены для выращивания товарной рыбы.

2. Рыбопитомники карповых хозяйств

В состав рыбопитомника входят следующие категории прудов: нерестовые, мальковые, выростные, зимовальные, маточные, карантинные и изоляторные (рис. 15.1).

Нерестовые пруды служат для нереста и выращивания мальков до пересадки их в выростные или мальковые пруды.

Мальковые пруды предназначены для выращивания мальков, пересаженных из нерестовых прудов.

Выростные пруды служат для выращивания сеголетков.

Зимовальные пруды служат для зимнего содержания сеголетков и производителей.

Маточные пруды служат для содержания производителей и ремонтного молодняка в летнее и зимнее время.

Карантинные пруды предназначены для выдерживания рыбы, завезенной из другого хозяйства, в течение определенного срока (карантина).

Изоляторные пруды служат для изоляции подозреваемых в заболевании или заболевших рыб.

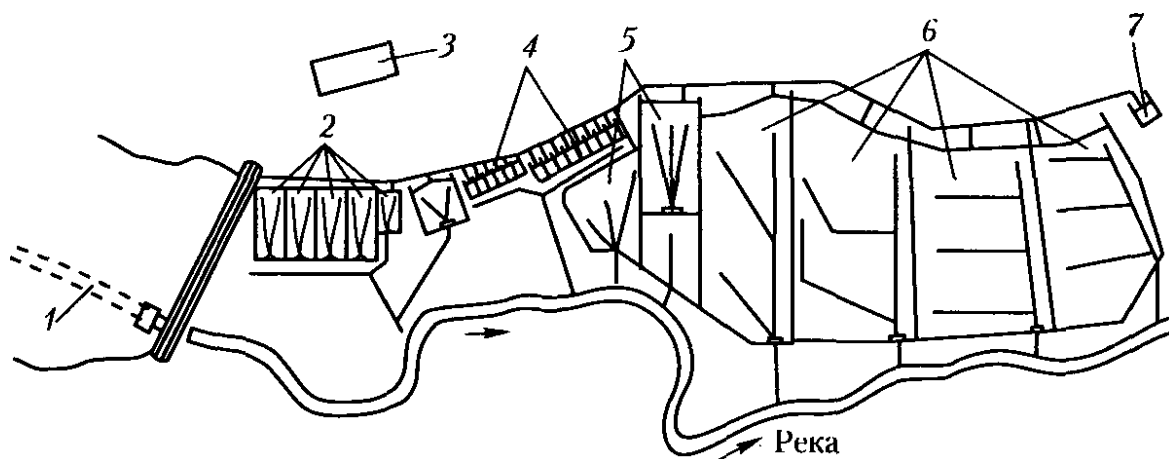


Рисунок 15.1 – Схема рыбопитомника с самотечным водоснабжением из головного пруда:

1 – головной пруд; 2 – зимовальные пруды; 3 – хозцентр; 4 – нерестовые пруды; 5 – маточные пруды; 6 – выростные пруды; 7 – карантинные пруды

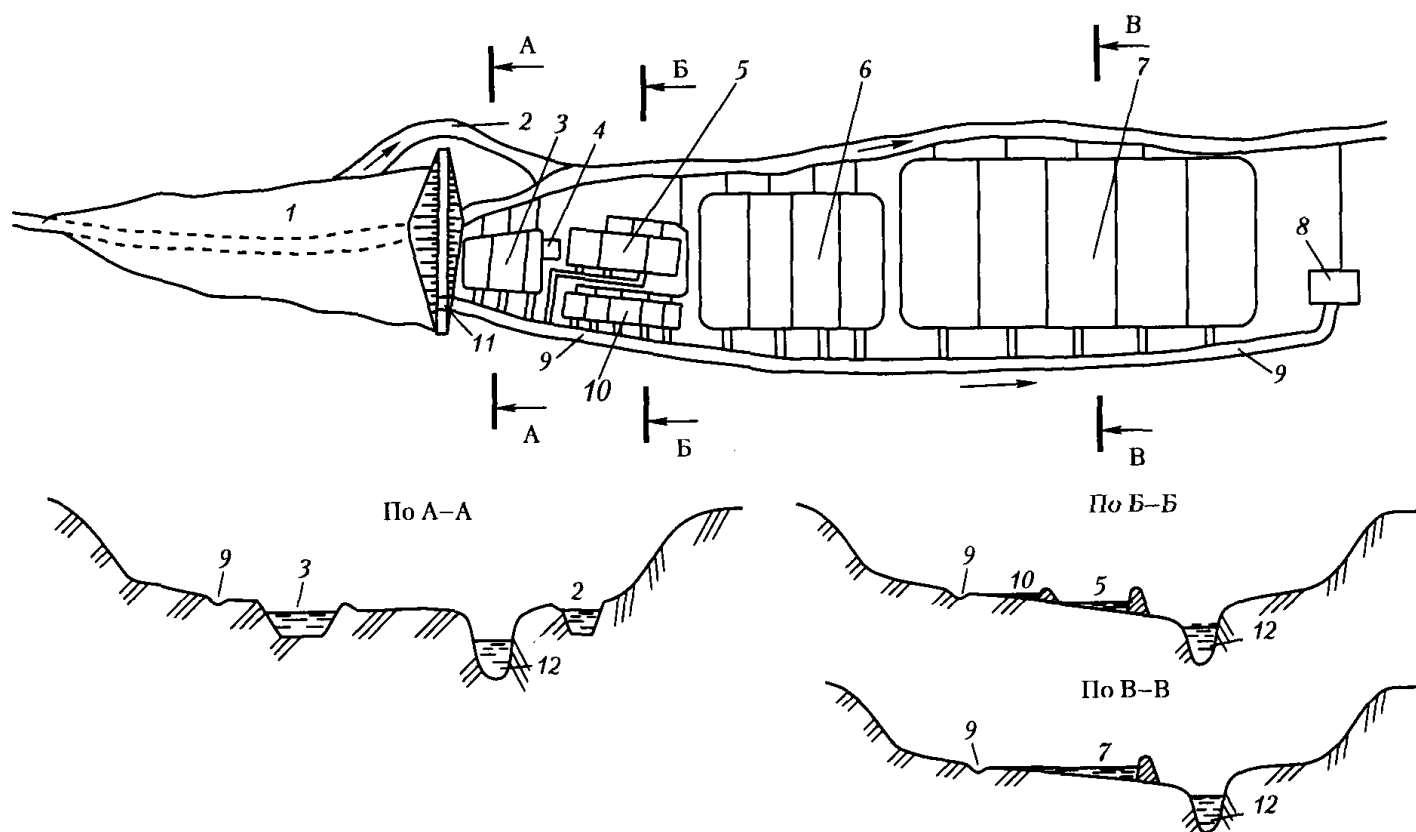


Рисунок 15.2 – Схема полносистемного рыбхоза с самотечным водоснабжением из головного пруда: 1 – головной пруд; 2 – паводковый водосброс; 3 – зимовальные пруды; 4 – садки; 5 – летние маточные пруды; 6 – выростные пруды; 7 – нагульные пруды; 8 – карантинный пруд; 9 – магистральный канал; 10 – нерестовые пруды; 11 – водозабор магистрального канала; 12 – река

Полносистемные хозяйства (рис. 15.2) дополнительно ко всем категориям прудов рыбопитомника имеют нагульные пруды и садки.

Нагульные пруды служат для выращивания товарной рыбы.

Садки для товарной рыбы служат для содержания товарного карпа с момента его вылова до весны.

В состав нагульного хозяйства входят только нагульные пруды и садки, которые были рассмотрены. Схема расположения прудов нагульного рыбководного хозяйства приведена на рис. 15.3.

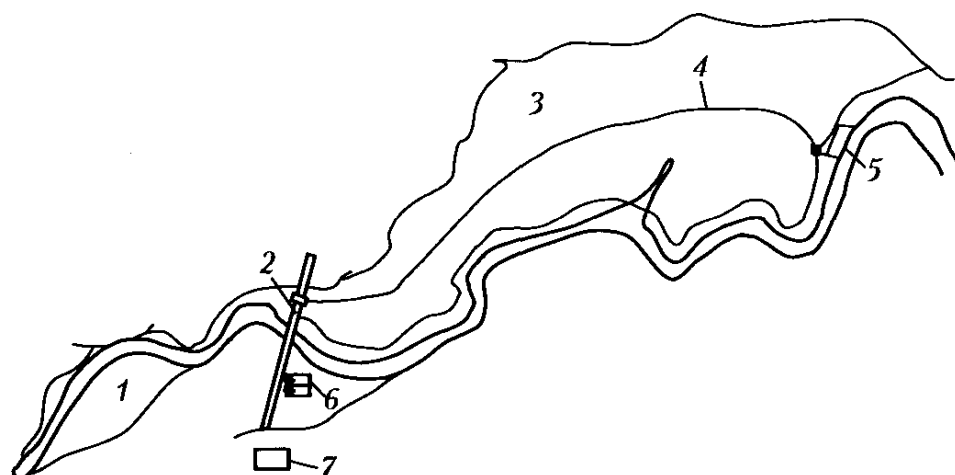


Рисунок 15.3 – Схема расположения нагульного рыбоводного хозяйства:
 1 – головной пруд; 2 – головная плотина; 3 – нагульный пруд; 4 – осушительная сеть пруда; 5 – рыбоуловитель; 6 – хозцентр; 7 – садки

Продолжительность (число лет) выращивания стандартной по весу товарной рыбы из оплодотворенной икринки называется оборотом прудового хозяйства.

По этому признаку хозяйства бывают с однолетним, двухлетним и трехлетним оборотом.

В нашей стране в основном все прудовые рыбоводные хозяйства имеют двухлетний и трехлетний обороты: в первый год выращивается рыбопосадочный материал, во второй и третий – товарная рыба.

3. Система водоснабжения рыбоводных прудов

Для водоснабжения прудов рыбопитомника, полносистемного и нагульного хозяйства могут быть использованы различные источники: реки, ручьи, каналы, озера, водохранилища, пруды, ключи и артезианские скважины. Основное требование – расход воды источника водоснабжения должен обеспечивать потребности хозяйства в воде в необходимом количестве.

Водоснабжение прудовых рыбоводных хозяйств может быть самотечное, механическое или комбинированное. Желательно, чтобы водоснабжение прудов было самотечное, так как эксплуатация таких хозяйств проще, надежнее и дешевле, чем хозяйств с механическим водоснабжением, это надо учитывать при выборе площадок под пруды.

Для самотечного водоснабжения прудов устраивается головной пруд или водозаборное сооружение на реке.

Головные пруды предназначены для водоснабжения рыбоводного хозяйства, в них создаются необходимые запасы воды в период весеннего паводка. Головной пруд строят выше всех прудов хозяйства, для чего русло реки или ручья перегораживают плотиной, образующей водоем, из которого по каналам или трубам осуществляется водоснабжение прудов. Для сброса излишних паводковых вод в комплексе гидроузла головного пруда устраивают сбросное сооружение, для подачи воды в пруды – водозаборное сооружение,

для полного спуска пруда – донный водоспуск. Желательно, чтобы отметка уровня воды в головном пруду обеспечивала самотечную подачу воды во все рыбоводные пруды; для этого уровень воды в нем должен быть выше, чем в других прудах.

Если головной пруд используется и как нагульный для выращивания товарной рыбы, то его ложе очищают от леса, кустарника и пней и устраивают рыбосборно-осушительную систему каналов.

При использовании головного пруда для выращивания товарной рыбы предусматривают также устройство верховины или каких-либо других решетчатых заграждений, предотвращающих уход рыбы из пруда в верховья реки.

Схема полносистемного хозяйства с водоснабжением из головного пруда приведена на рис. 15.4. На рис. 15.5 показана схема самотечного водоснабжения полносистемного хозяйства с пойменным размещением прудов. Пруды зимовальные 3, нерестовые 6, летние маточные 5, выростные 7 расположены непосредственно ниже плотины головного водохранилища 11, нагульные же пруды 1 находятся еще ниже по течению реки, дальше от головной плотины. Кроме того, один нагульный пруд образован обвалованием дамбой части широкой поймы территории головного водохранилища. Все нагульные пруды вынесены на пойму, поэтому паводки проходят только через водосброс головной плотины.

Водоснабжение и канализация прудов рыбхоза независимы, что дает возможность в любое время выключать из эксплуатации каждый пруд и мелиорировать его (исключая нагульный пятый, получающий воду из нагульного четвертого).

При **механическом водоснабжении** могут быть использованы реки, водохранилища и озера, на берегу которых устраивают насосную станцию с напорным трубопроводом (рис. 15.6).

При механическом сбросе вода обычно откачивается насосами из рыбоуловителей в реку (водоприемник). Для этого применяют передвижную насосную станцию, которая может быть использована для откачки воды из нескольких прудов.

Водоснабжение прудов может осуществляться также из артезианских скважин, но в очень ограниченных размерах. Артезианские (напорные) воды залегают в различных водоносных пластах (песках, песчаниках, известняках), перекрытых сверху и снизу водонепроницаемыми породами. Для водоснабжения рыбоводных прудов артезианской водой устраивается водозаборная скважина – вертикальная выработка, проходима буровым способом, стенки которой полностью или частично закреплены обсадными трубами. Глубина скважины зависит от глубины залегания водоносного пласта и его мощности.

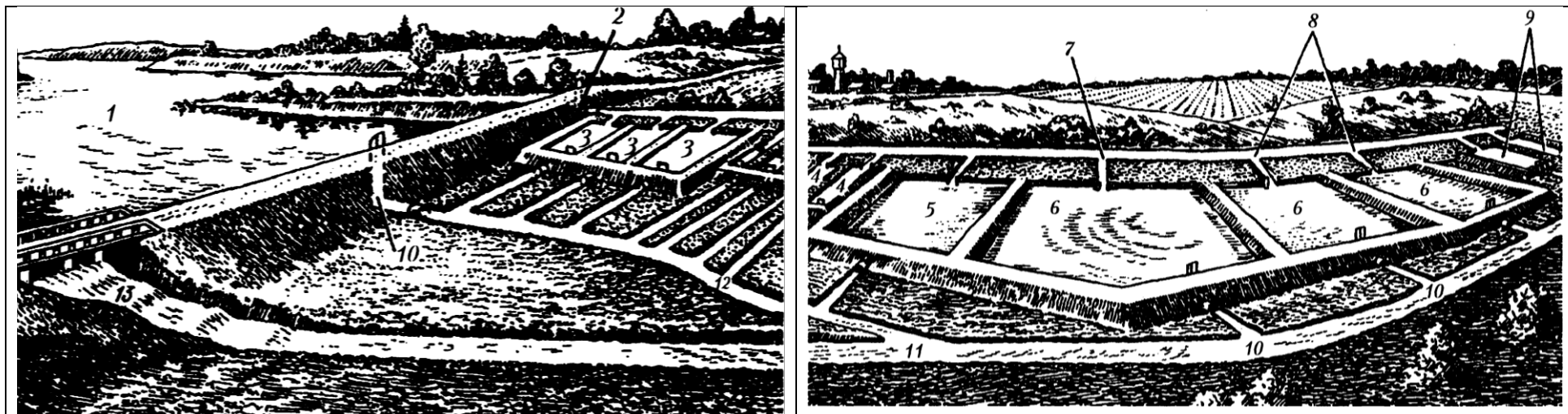


Рисунок 15.4 – Схема полносистемного рыбоводного хозяйства с водоснабжением из головного пруда:

1 – головной (нагульный и водоснабжающий) пруд; 2 – водоприемник; 3 – зимовальные пруды; 4 – нерестовые пруды; 5 – летний маточный пруд; 6 – выростные пруды; 7 – водоснабжающий канал; 8 – выпуски для наполнения прудов; 9 – карантинные пруды; 10 – донные водоспуски; 11 – водосбросной канал; 12 – сбросные канавы; 13 – водосброс

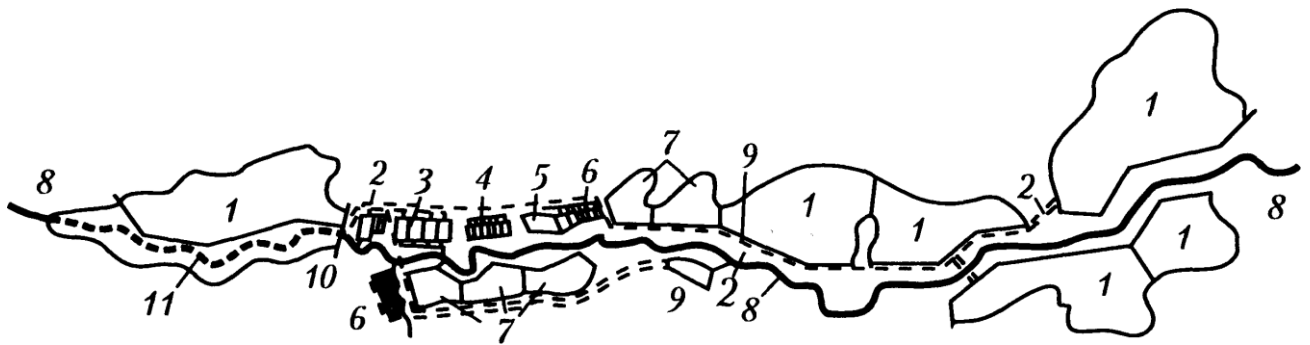


Рисунок 15.5 – Схема полносистемного хозяйства с самотечным водоснабжением из реки:
 1 – нагульные пруды; 2 – магистральный канал; 3 – зимовальные пруды;
 4 – опытные пруды; 5 – летние маточные пруды; 6 – нерестовые пруды; 7 – выростные пруды; 8 – река; 9 – карантинный пруд; 10 – плотина; 11 – головной пруд

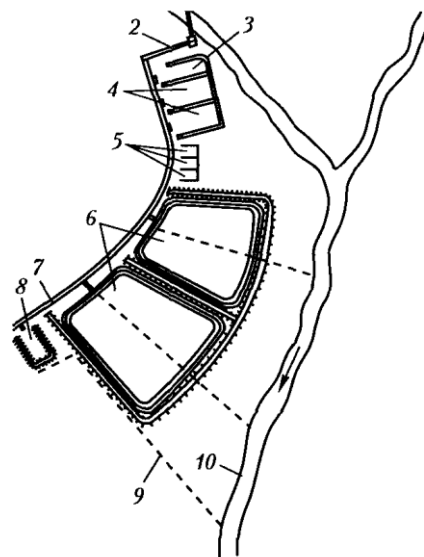


Рисунок 15.6 – Схема расположения рыбхоза с механическим водоснабжением:
 1 – насосная станция; 2 – напорный трубопровод; 3 – маточные пруды; 4 – зимовальные пруды; 5 – нерестовые пруды; 6 – выростные пруды; 7 – водоснабжающий канал;
 8 – карантинные пруды; 9 – сбросные каналы; 10 – река

Артезианские воды в рыбоводных хозяйствах обычно используются для водоснабжения зимовальных прудов (если нет другого источника). При водоснабжении из артезианских скважин необходимо установить дебит (поступление) воды, ее качество (химический состав) и температуру.

Водоснабжение прудов родниковой водой показано на рис.15.7. Родники 1, которые ранее вливались в реку отдельными ручейками, каптируются и их расходы, перехваченные собирающим каналом 3, направляются в согревательный пруд 4. Здесь при замедленном течении температура воды от согревания солнцем и от соприкосновения с теплым воздухом повышается. Далее она по магистральному каналу 7 поступает к рыбоводным прудам.

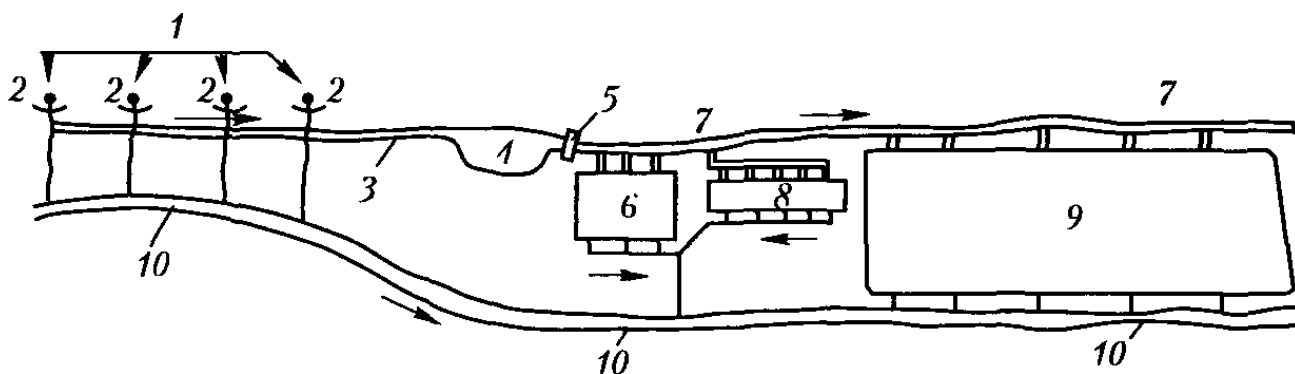


Рисунок 15.7 – Водоснабжение прудов из родников:

1 – зона родников; 2 – каптажи родников; 3 – собирающий канал; 4 – согревательный пруд; 5 – головной водозабор; 6 – зимовальные пруды; 7 – магистральный канал; 8 – нерестовые пруды; 9 – летние маточные и выростные пруды; 10 – река (водоприемник)

Подача воды из магистрального канала в рыбоводные пруды осуществляется с помощью специальных гидротехнических сооружений, называемых **водовыпусками**. Конструкция водовыпуска позволяет регулировать подачу воды из канала в пруд, т.е. пропускать расход воды, необходимый для заполнения пруда, в заданное время до расчетной отметки.

Водовыпуски бывают разных типов; их сооружают из различных строительных материалов, как правило, по действующим типовым проектам. Наиболее распространенными водовыпусками в рыбоводных прудовых хозяйствах являются открытые (типа шлюза-регулятора), лотковые и трубчатые. Открытые водовыпуски обычно устраивают бетонными, лотковые – из сборного железобетона, трубчатые – из асбестоцементных труб и сборного железобетона.

Открытый бетонный водовыпуск типа шлюза-регулятора (рис.15.8) представляет собой бетонный лоток 1, ограниченный со стороны канала и пруда порталными оголовками с открылками; расположенными под прямым углом к лотку. С входной стороны для регулирования подачи воды в пруд устанавливают шандоры 2 из досок или брусьев. Шандоры вставляют в пазы из швеллеров, вмонтированных в стенки водовыпуска. За шандорами через водовыпуск строят служебный мостик 3. Откосы и дно канала перед водовыпуском и за ним укрепляют одиночным мощением или бетонными плитами на песчано-гравийной подготовке.

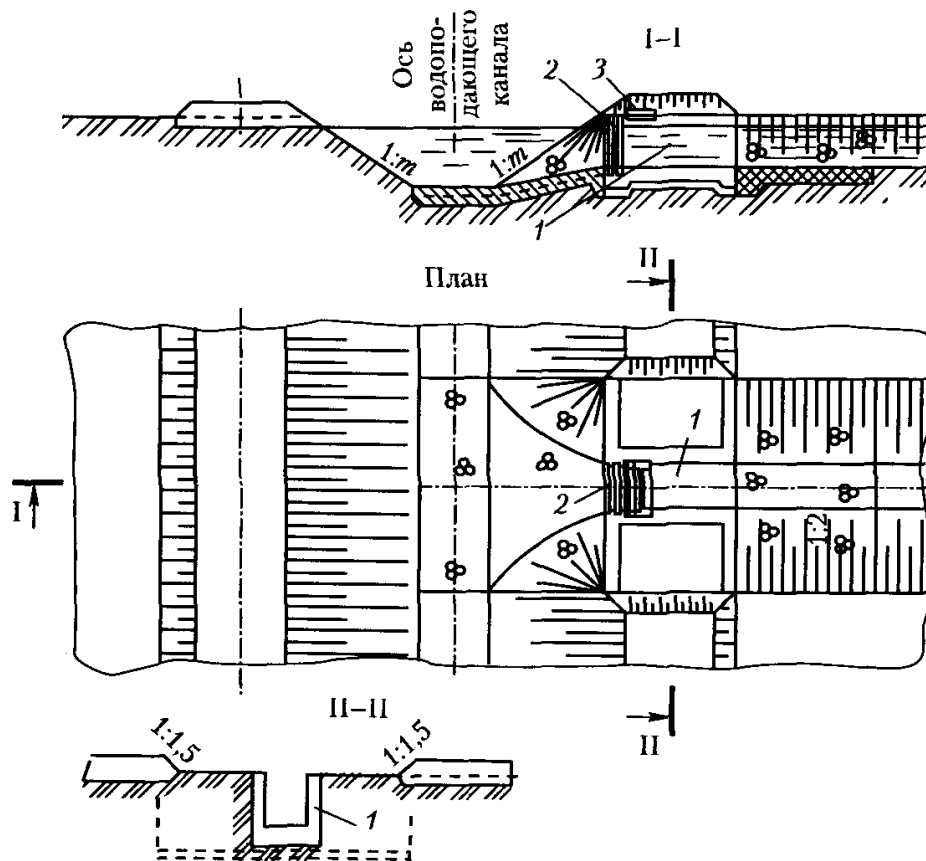


Рисунок 15.8 – Открытый бетонный водовыпуск:

1 – бетонный лоток; 2 – шандоры; 3 – служебный мостик

Трубчатые водовыпуски являются наиболее распространенным типом водовыпусков.

На рис. 15.9 представлена конструкция водовыпускного сооружения, разработанная институтом «Полесьегипроводхоз».

При выборе типа и назначении размеров отверстия водовыпуска следует исходить из конкретных условий: величин расхода и напора, характера прохождения канала по отношению к поверхности земли, наличия строительных материалов и действующих типовых проектов, а также экономической целесообразности данного типа.

Для насыщения воды кислородом используют специальные сооружения и устройства, которые называются **аэраторами**.

Аэраторы устанавливают в голове магистрального канала при подаче воды непосредственно в каждый отдельный пруд или в самом водоеме.

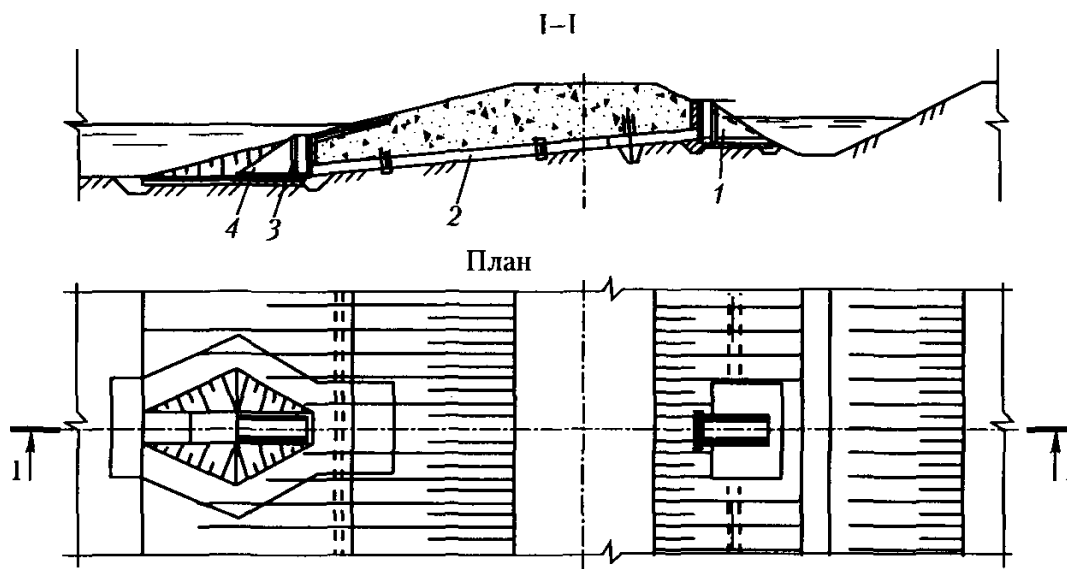


Рисунок 15.9 – Трубчатый водовыпуск из канала в пруд (ОАО «Полесьегипроводхоз»):
 1 – входной оголовок; 2 – труба; 3 – решетка-гаситель; 4 – выходной оголовок

4. Рыбозащитные устройства и рыбозаградительные сооружения

Рыбозащитные устройства

Рыбозащитные устройства входят в состав водозаборного сооружения, расположенного на водотоках (реках и каналах) и на рыбохозяйственных водоемах (прудах, озерах, водохранилищах, морях). Они препятствуют проникновению сорных рыб в рыбоводные пруды и защищают молодь рыбы от попадания в насосные установки и водозаборы водохозяйственных систем.

Рыбозащитные устройства подразделяют на следующие группы:

1. механические заграждения – препятствия на пути движения рыб. К этой группе относятся простейшие заграждения (плетни, решетки, фильтры из различных материалов), фильтрующие водозаборы; сетчатые заграждения (плоские сетки, плоские сетки с рыбоотводами и сетчатые барабаны);

2. гидравлические заграждения – струенаправляющие устройства, с помощью которых в водотоках создаются гидравлические условия для направления движения рыб у гидротехнических сооружений (запони и отбойные козырьки);

3. «физиологические» заграждения – устройства, задерживающие рыбу путем создания в воде электрических полей и завес из воздушных пузырьков.

Механические рыбозащитные устройства являются наиболее эффективными. Гидравлические и физиологические рыбозащитные устройства строят в тех случаях, когда по биотехническим и инженерным соображениям нецелесообразно применение механических рыбозащитных устройств.

Из первой группы рыбозащитных устройств применяют, в основном, следующие специальные фильтры: гравийные, гравийно-галечные, стеклянно-гравийные, каменно-щебеночные, из порозласта, состоящие из крупного наполнителя (гравия, керамзита и др.) и связующего – полиэтилена.

Участок канала в месте устройства фильтров для бесперебойного водоснабжения расширяют в 2-3 раза.

Гравийный фильтр. Поперек расширенного участка канала забивают два ряда кольев (на глубину не менее 0,5 м); колья каждого ряда заплетают плетнем. Промежуток между плетнями засыпают гравием с размером частиц 1...2 см.

Гравийно-галечный фильтр. Поперек расширенной части канала ставят три ряда плетневых стенок. Промежутки между первой и второй стенкой по течению воды заполняют галькой с размером частиц 3...5 см, между второй и третьей стенкой – гравием. Стенки ставят на расстоянии 0,5 м одна от другой. Иногда между второй и третьей стенкой засыпают крупнозернистый песок, тогда такой фильтр называют песчано-галечным.

Стелянно-гравийный фильтр. В промежутки между плетневыми стенками (на полную высоту фильтра) насыпают гравий с мелкобитым стеклом с таким расчетом, чтобы стекло заполняло все промежутки между гравием. Попадая в такой фильтр, мальки хищной и сорной рыбы травмируются стеклом и погибают. Этот фильтр задерживает также личинок и икру рыб.

Для устройства фильтров участок канала расширяют, перегораживают двумя стенками, расположенными на расстоянии 1,5 м одна от другой. Образованный отсек в зависимости от рода материала заполняют целиком или наполовину. Например, если строится каменно-щебеночный фильтр, то устраивают два отсека, первый (считая по течению воды) заполняют камнем, второй – щебнем.

Рыбозаградительные сооружения

Рыбозаградительные сооружения предотвращают уход рыбы из прудов во впадающие в них речки и ручьи, молоди и товарной рыбы из прудов в начальный период спуска прудов, а также препятствуют проникновению сорной рыбы в пруды.

К рыбозаградительным сооружениям относятся верховина и заградительные решетки.

Верховина – специальное гидротехническое сооружение, представляющее собой решетчатое заграждение постоянной или разборной конструкции, устроенное на шпунтовом ряду, бетонном или железобетонном основании, перекрывающее русло и часть поймы. У коренных берегов или при сопряжении с земляной перемычкой шпунт запускают в берега или откосы на 2...3 м.

Верховину устанавливают в верховьях русловых нагульных прудов, а также в головных прудах, используемых для нагула рыбы (при наличии постоянного притока воды), и на всех речках и ручьях, впадающих в пруд и имеющих постоянный расход воды.

Верховина не только предотвращает уход рыбы из прудов вверх по течению реки или ручья, но и предохраняет пруды от захода хищной и сорной рыбы из реки.

Чаще верховины устраивают из дерева, иногда из железобетона.

Деревянная верховина представляет собой свайную конструкцию, несущей частью которой являются маячные сваи диаметром 22 см, расположенные на расстоянии 2 м одна от другой (рис. 15.10). На сваи укладывают насадки толщиной 15 см, а по насадкам – настил из досок толщиной 5 см. Ниже поверхности земли по всей длине верховины между сваями забивают дощатый шпунт толщиной 7 см и глубиной 1,5...2,0 м. В пазы маячных свай вкладывают деревянные или металлические решетки. Целесообразно в сваях делать два ряда пазов для решеток, которые можно менять по мере загрязнения: в передний паз вставляют чистую решетку, а из заднего вынимают решетку для очистки.

Решетки можно делать деревянными из брусьев толщиной 3...4 см с расстоянием между ними 2...3 см или металлическими из прутьев диаметром 5 мм с расстоянием между ними 1,5 см. Отверстия решетчатых заграждений рассчитывают на пропуск летних паводковых расходов. После облова прудов решетки верховины снимают. Их снова устанавливают после прохода весеннего паводка перед зарыблением прудов.

Такой тип верховины может быть применен на водоемах глубиной до 2 м.

Общий вид деревянной верховины для малых прудов показан на рис.15.11.

Верховины из железобетона рекомендуется применять при глубине воды перед сооружением до 3 м.

при значительной протяженности канала и постоянном токе воды в период облова. Их располагают поперек основного канала для концентрации рыбы на отдельных его участках. Они являются затопливаемыми сооружениями со съёмными решетками.

Решетки донных водоспусков. В донных водоспусках кроме шандор и затворов предусматривается устройство решеток, которые преграждают путь рыбе из пруда во время спуска воды из него, для создания проточности при сбросе объема воды летних паводков и пр.

Решетка донных водоспусков представляет собой деревянную или металлическую рамку высотой 30...50 см. Рамку обтягивают сеткой или делают в ней вертикальную или горизонтальную решетку из обручного железа. Величина просветов в сетке зависит от категории пруда, в котором устанавливают донный водоспуск. Так, в нерестовых прудах отверстия в сетке равны 1 мм, в нагульных прудах просветы между полосами железа составляют 1 см.

Сетчатые заграждения используют для защиты молоди рыб от выноса ее в донный водоспуск при спуске воды и облове молоди, если облов производится без рыбоуловителя, а также при частичном сбросе воды из пруда. Сетчатое заграждение можно применять во всех летних прудах.

Сетчатое заграждение состоит из свай, служебного мостика, сетчатых съёмных рамок и уплотняющих досок основания сооружения. Сваи забивают по углам сооружения. Для напора воды 1,0 и 1,5 м сооружение в плане имеет вид четырехугольника, для напоров 2...2,5 м – шестигранника.

Сооружение устанавливают перед стояком донного водоспуска вплотную к его торцовым стенкам. Несущей конструкцией являются сваи. Сетчатые рамки вставляют в пазы стоек до начала спуска пруда. В рамки вставляют штампованные металлические сетки с отверстиями от 1 до 10 мм. Размер сеток с рамкой для четырехугольной схемы – 76 x 60 см, для шестигранной – 106 x 60 см.

5. Сооружения рыбосборно-осушительной системы

Рыбосборно-осушительные каналы

Рыбоводные пруды бывают залиты водой определенный отрезок времени. По окончании периода работы вода из рыбоводного пруда должна быть полностью спущена, а его ложе очищено. Для сбора воды с ложа и подвода ее к донному водоспуску, а также для полного ската рыбы на ложе пруда нарезают сеть рыбосборно-осушительных каналов. Расположение сети каналов на ложе прудов зависит от его рельефа: чем спокойнее рельеф, тем проще схема расположения каналов. При спокойном рельефе осушительную систему проектируют по схемам, показанным на рис. 15.12.

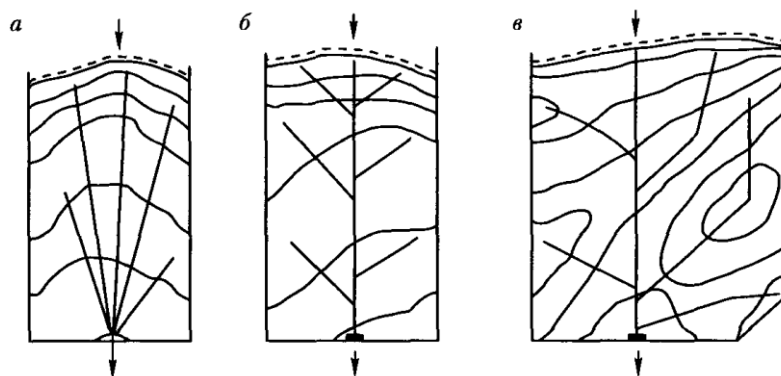


Рисунок 15.12 – Схемы расположения сети рыбосборно-осушительных каналов на ложе пруда: а – лучевое; б – елочное; а – при сложном рельефе

В схемах лучевого и елочного расположения каналов по середине пруда проходит центральный канал, расположенный почти перпендикулярно горизонталям. К центральному каналу со всех пониженных мест воду подводят боковые каналы-ответвления. Центральному каналу обычно придают уклон $0,002...0,003$. При елочном расположении каналов боковые каналы подводят к центральному каналу под углом $45...60^\circ$ и проводят их на расстоянии примерно 50 м один от другого.

При сложном рельефе схема расположения осушительных каналов может быть усложнена.

Размеры поперечного сечения рыбосборно-осушительной сети различны и зависят от категории пруда. Так, для головных и нагульных прудов глубину каналов назначают 1,0 м, ширину по дну – $0,5...1,0$ м, коэффициент заложения откосов – $1...1,5$. Для выростных прудов глубину каналов назначают 0,7 м, ширину по дну – $0,4...0,6$ м, коэффициент заложения откосов – $1...1,5$. Для зимовальных, нерестовых, мальковых и маточных прудов глубина каналов составляет 0,5 м, ширина по дну – $0,3...0,4$ м, коэффициент заложения откосов – $1...1,5$.

Сбросные каналы

Сбросные каналы служат для отвода воды из прудов. Они отходят от донного водоспуска или рыбоуловителя (если он предусмотрен проектом) и продолжают до водоприемника.

Сбросные каналы должны пропускать расчетный расход воды при сбросе его из прудов. Обычно сбросным каналам придают уклон порядка $0,002$ с таким расчетом, чтобы они не размывались. Если уклон получается значительно больше допустимого, на трассе сбросного канала устраивают сопрягающие сооружения – перепасы или быстротоки.

Размеры поперечного сечения сбросного канала определяют гидравлическими расчетами, используя формулы, применяемые при расчете водоподающих каналов.

Сбросные каналы часто имеют значительные размеры, поэтому при необходимости переезда через них предусматривают устройство различных сооружений (труб-переездов, акведуков, мостов).

Донные водоспуски

Донные водоспуски предназначены для полного опорожнения прудов, перемещения рыбы из прудов в рыбоуловители, регулирования уровней воды в прудах и обеспечения водообмена в прудах, особенно в зимовальных.

На русловых прудах донные водоспуски можно использовать как для полного спуска воды из прудов, так и для сброса паводковых вод.

Донные водоспуски располагают в самых низких местах водоема с таким расчетом, чтобы был обеспечен полный сброс воды как из пруда, так и из осушительной системы.

На рыбоводных прудах наиболее широкое распространение получили трубчатые водоспуски.

Следует отметить, что обычно водоспуски в нижнем бьефе сопрягают с рыбоуловителем. В башне водоспусков рыбоводных прудов устраивают решетки, препятствующие уходу рыбы из пруда при сбросе воды через сооружение. Для размещения решеток и шандор в башне водоспуска закладывают два ряда пазов. Высота башни сооружения зависит от напора, а ширина – от диаметра водопроводящей трубы.

Башня водоспуска обычно не имеет передней стенки, передний конец трубопровода заделывают в заднюю стенку.

Выходная часть представляет собой комплекс сооружений: водобойный колодец, рыбоуловитель (при необходимости) и укрепленную часть сбросного канала.

Водобойный колодец делают из монолитного или сборного железобетона, рыбоуловитель – той или иной конструкции, предусмотренной проектом.

От рыбоуловителя идет сбросной канал, который укрепляют одиночным мощением на гравийно-песчаной подготовке.

Донные водоспуски делают из бетона, монолитного или сборного железобетона с применением для водопроводящей части асбестоцементных, металлических, железобетонных, полимерных и других труб.

Размеры отдельных частей сооружения назначают в зависимости от того, какой расход воды должен быть пропущен через сооружение, в какое время и при каком напоре. Так как каждый пруд определенной категории отличается площадью, глубиной, сроками наполнения и сброса воды, то размеры донного водоспуска зависят от категории пруда, на котором его устанавливают. Так, донные водоспуски в нерестовых прудах должны быть рассчитаны на напор 1...1.5 м, в выростных, зимовальных, маточных, неглубоких и небольших пойменных нагульных прудах – 1.5...3 м, в нагульных русловых и головных – 3...5 м.

На рис. 15.13 и 15.14 приведены конструкции водоспусков, разработанные институтом «Полесьегипроводхоз».

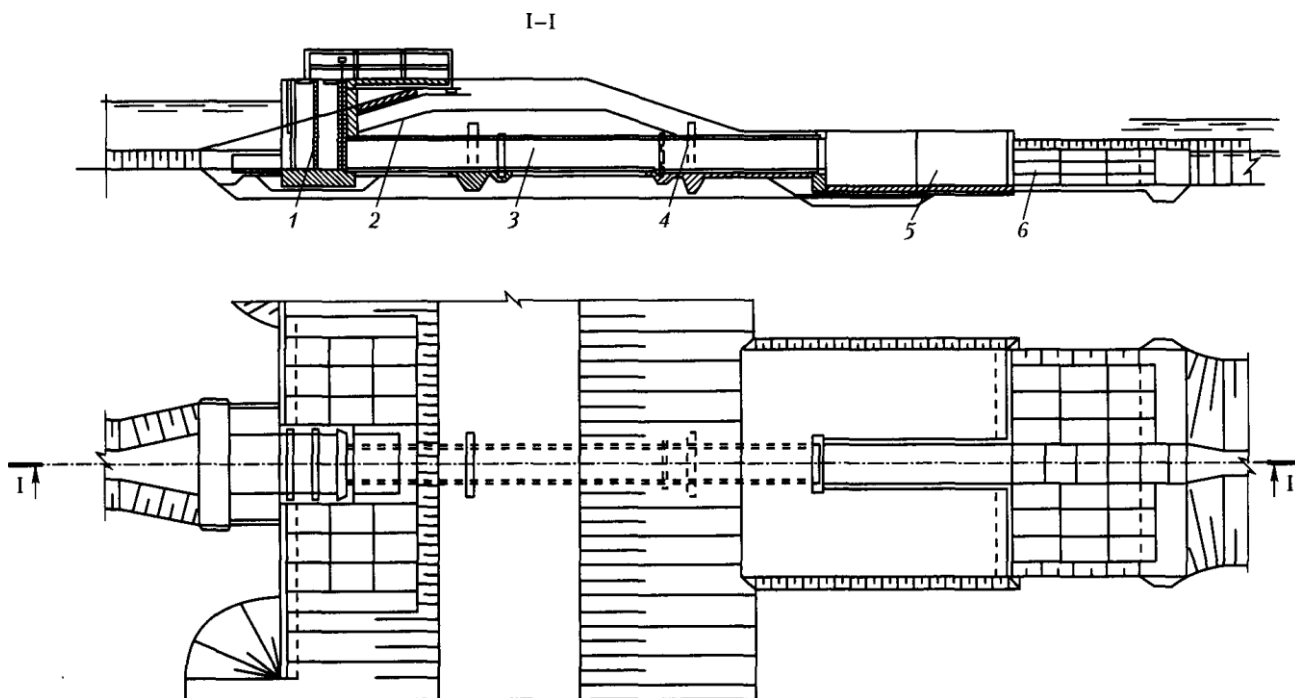


Рисунок 15.13 - Башенный водоспуск из пруда в пруд (ОАО «Полесьегипроводхоз»):
 1 – башня для размещения решеток и шандор; 2 – экран из полиэтиленовой пленки; 3 – труба; 4 – железобетонная диафрагма; 5 – рыбоуловитель; 6 – канал

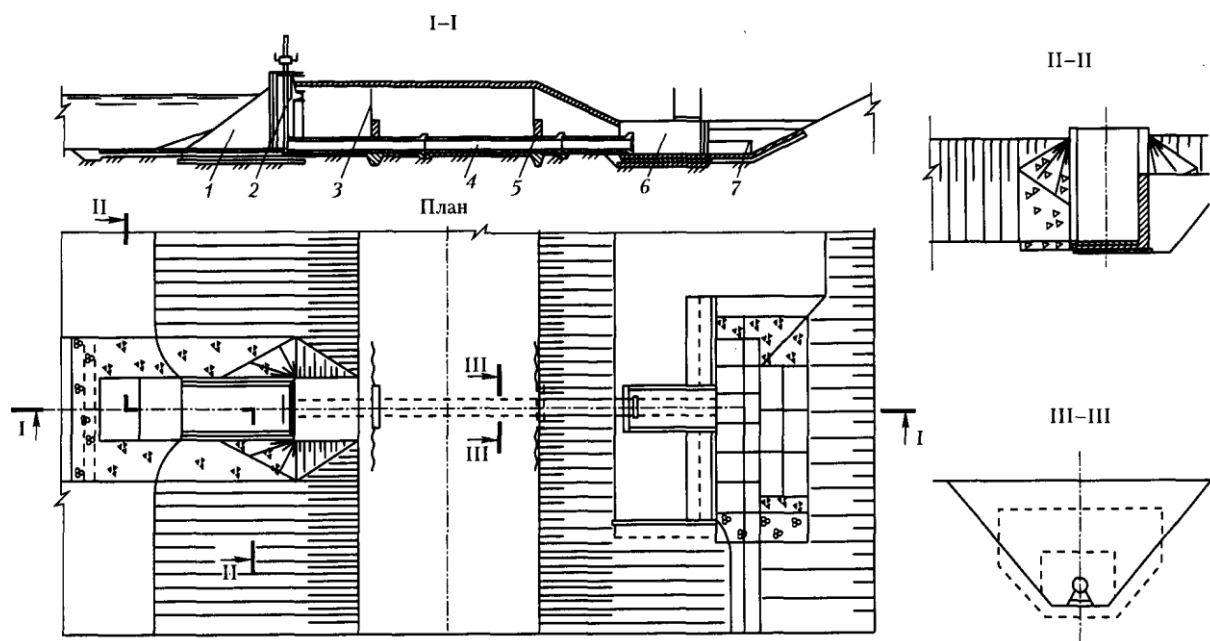


Рисунок 15.14 – Водоспуск из пруда в канал (ОАО «Полесьегипроводхоз»):
 1 – входной оголовок; 2 – затвор; 3 – экран из полиэтиленовой пленки; 4 – труба; 5 – железобетонная диафрагма; 6 – рыбоуловитель; 7 – канал

Рыбоуловители

Рыбоуловитель предназначен для концентрации, кратковременного хранения и вылова из пруда выращенной рыбы. Его располагают в нижнем бьефе за выходной частью водоспуска.

Рыбоуловитель представляет собой ряд гидротехнических сооружений и устройств: перегораживающее сооружение на сбросном канале с рыбозаградительными решетками, водовыпуск в рыбоуловитель, бассейн

(камера) рыбоуловителя, водоспуск из рыбоуловителя, подъемные механизмы, подъездные пути и др. Его строят ниже донного водоспуска выростных и нагульных прудов. Вблизи рыбоуловителя располагают площадку для механизмов и оборудования по облову, сортировке, взвешиванию и погрузке рыбы. Кроме того, предусматривают устройство и оборудование для обеспечения водообмена и аэрации.

Камеру рыбоуловителя обычно делают прямоугольной формы в плане и трапецеидального поперечного сечения.

Дно рыбоуловителя рекомендуется располагать на 0,8...1,2 м ниже донного водоспуска. Дно укрепляют бетонированием или железобетонными плитами, откосы засевают травой, одерновывают или крепят бетонными плитами. Материал для крепления дна и откосов канала выбирают на основании геологических условий, наличия местного строительного материала и размеров рыбоуловителя. В начале и конце рыбоуловителя располагают бетонные стенки с пазами для решеток и шандор, стенки могут устанавливаться на шпунтовые ряды или зубья.

Рыбоуловитель предназначен для приема всей рыбы, имеющейся в пруду, или ее части. В зависимости от этого устанавливают его размеры. Кроме того, необходимо знать, сколько времени рыба будет находиться в рыбоуловителе: при нахождении рыбы в рыбоуловителе менее одного месяца отношение массы рыбы к объему воды должно составлять 1:4, более одного месяца – до 1:7-1:10.

В рыбоуловителе постоянно должна быть расчетная глубина воды, равная 1 м.

6. Рыбопропускные сооружения

Назначение и типы рыбопропускных сооружений, предъявляемые к ним требования

При регулировании рек условия воспроизводства проходных и полупроходных рыб резко изменяются:

- преграждаются пути миграции проходных рыб на нерестилища, площади которых в верхнем бьефе сокращаются;
- вследствие изменения гидрологического режима реки изменяются температурный и уровенный режимы нижнего бьефа и водохранилищ, что влечет за собой гибель отложенной икры;
- происходит усыхание дельтовых протоков;
- повышается соленость воды устьевых участков;
- сокращаются паводковые расходы и не обеспечивается полное и своевременное обводнение нерестилищ полупроходных рыб в низовьях рек.

Для сохранения естественного воспроизводства проходных и полупроходных рыб в условиях зарегулированных рек необходимо обеспечить их пропуск из нижнего бьефа гидроузлов в верхний путем строительства рыбопропускных сооружений. При правильном проектировании и эксплуатации этих сооружений и при наличии нерестилищ

в верхнем бьефе численность проходных рыб сохраняется и даже может возрасти.

Все рыбопропускные сооружения подразделяют по способу перемещения рыб из нижнего бьефа в верхний на две основные группы:

- рыбоходы – сооружения, в которых создается постоянно действующий поток воды со скоростями течения, обеспечивающими рыбе самостоятельный проход из нижнего бьефа гидроузла в верхний;
- рыбоподъемники – сооружения, через которые рыба пропускается в верхний бьеф гидроузла при помощи подъемных механизмов или шлюзованием.

Для обеспечения нормальной работы рыбопропускных сооружений необходимо соблюдать следующие условия:

1) для привлечения рыбы к входу в рыбоход из верхнего бьефа в нижний необходимо подавать значительный расход воды, а скорости воды в этом месте должны быть равны скорости течения воды в реке. Вход в рыбоход следует располагать с таким расчетом, чтобы рыба могла легко его обнаружить;

2) скорость течения воды по рыбоходу следует назначать в зависимости от вида рыбы, идущей по рыбоходу (рыба должна иметь возможность ее преодолеть);

3) размеры отдельных конструктивных частей рыбоходов необходимо выбирать в зависимости от вида рыб, которые будут проходить по этому рыбоходу. Так, ширину и длину отдельных бассейнов (ступеней), уклон дна, расстояния между бассейнами для отдыха рыб, размеры вливных отверстий и т.д. следует назначать индивидуально в каждом конкретном случае;

4) при устройстве рыбоподъемников размеры подходного лотка и камер рыбоподъемника необходимо назначать с учетом исключения травмирования рыбы при подъеме ее из нижнего бьефа в верхний;

5) работа подъемных и других механизмов должна быть по возможности бесшумной, чтобы не отпугивать рыбу от сооружения.

Обеспечение интенсивного пропуска рыбы из нижнего бьефа в верхний во многом зависит от удачного расположения рыбопропускного сооружения в теле плотины и от его размеров. Размеры рыбопропускных сооружений зависят от напора, созданного плотиной, рельефа местности в створе плотины и конструктивных решений всего комплекса сооружений, входящих в состав гидротехнического узла.

Выбор типа рыбопропускного сооружения зависит от напора гидротехнического узла, в котором предполагается его строительство, а также вида и количества рыбы, которая должна быть пропущена через рыбопропускное сооружение. На гидротехнических узлах с напором до 30 м рекомендуется применять рыбоходы лестничного типа, при больших напорах лучше устраивать рыбоподъемники и рыбопропускные шлюзы, так как лестничные рыбоходы будут иметь большие размеры и, следовательно, дорого стоить.

Для пропуска лососевых рыб пригодны рыбоходы, в которых создаются условия, близкие к природным. Для пропуска осетровых и сельдевых рыб лучше применять рыбоподъемники и рыбопропускные шлюзы, так как крупным осетровым рыбам трудно подниматься по рыбоходу и преодолевать скорости во вливных отверстиях до 2 м/с; сельдевые же рыбы, идущие на нерест в больших количествах, будут травмироваться в рыбоходах.

Рыбоходы

Рыбоходы в основном представляют собой различного типа лотки и каналы со скоростями течения, не препятствующими проходу рыбы против течения. Скорости течения, преодолеваемые рыбой, различны для различных ее видов, поэтому максимальные их значения принимают в пределах, меньших чем те, которые, по экспериментальным данным, могут быть преодолены рыбой (табл. 15.1).

В зависимости от создаваемых скоростей течения рыбоходы делят на три группы:

- 1) с одинаковой средней скоростью течения по всей длине (по конструкции разделяются на обходные каналы и лотковые);
- 2) с разными скоростями на отдельных участках (по конструкции разделяются на прудковые и лестничные);
- 3) угреходы.

При невысоких плотинах с напором воды в водохранилище до 2 м рыбоходы устраиваются в виде канолой или ломкое.

Рыбоходным каналам придают уклоны для создания скоростей, не допускающих интенсивного размыва или заиления русла.

Для получения небольшого уклона при максимальной разнице горизонтов воды в верхнем и нижнем бьефах следует увеличить длину канала, поэтому устройство подобных рыбоходов весьма ограничено.

Таблица 15.1 – Скорости течения воды, преодолеваемые рыбой, м/с

Рыба	В равномерном потоке	Во вливных и входных отверстиях
Карповые	0,5...1,0	0,8...1,2
Осетровые	0,8-1,2	1,0-1,5
Лососевые	1,5-2,5	2,0-3,0

Рыбоходы в виде *свободных лотков* представляют собой открытые лотки прямоугольного сечения (деревянные, каменные и бетонные) (рис. 15.15).

Лотки с *неполными перегородками* (рис. 15.16.). Неполные перегородки расположены с разных сторон лотка. Перегородки отклоняют поток в разные стороны, что приводит к удлинению пути потока и сокращает длину лотка, уменьшает уклон и скорость потока. На суженых участках лотка скорости потока возрастают, но они не должны превышать максимально допустимые скорости для тех или иных видов рыб. Скорости в лотках достигают 0,8...2 м/с, глубина воды – 0,4...1,5 м.

Для привлечения рыбы в рыбоходный лоток в нижний участок направляют дополнительный расход воды (0,6...0,7 м³/с) из специального лотка. Такие лотки применяются при напорах от 2 до 8 м, в основном для лососевых рыб.

Лотки с повышенной шероховатостью. Шероховатость в лотке позволяет уменьшить скорость течения воды и увеличить наклон

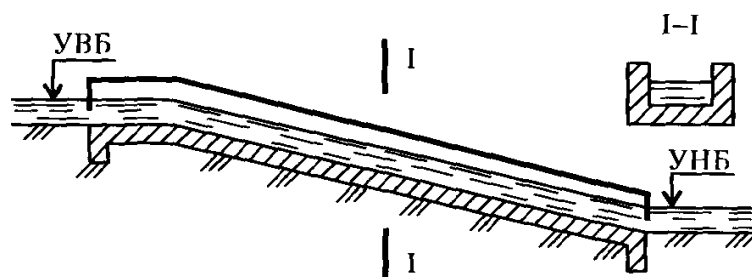


Рисунок 15.15 – Схема рыбоходного лотка

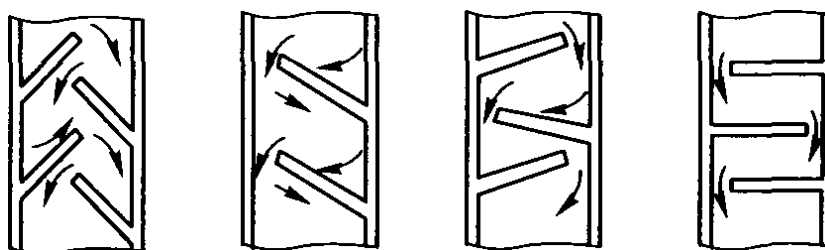


Рисунок 15.16 – Схема лоткового рыбохода с неполными перегородками лотка, сократив его длину.

Но в таких рыбоходах рыба не может передвигаться, так как образуется вихревое движение потока и рыба теряет ориентировку. Поэтому этот тип рыбоходов не получил распространения.

Лестничные рыбоходы аналогичны лоткам с неполными перегородками, с той лишь разницей, что рыбоход полностью разбит перегородками на ряд камер (рис. 15.17).

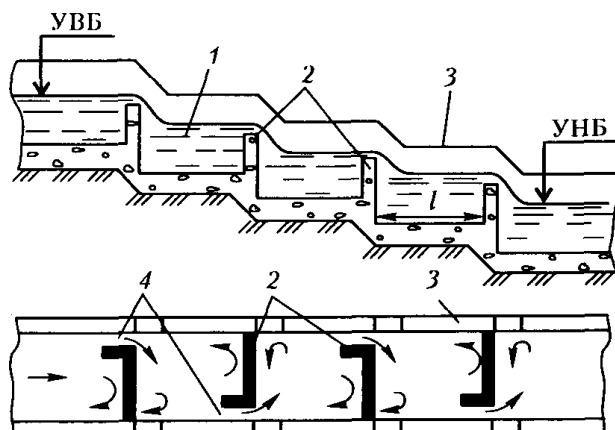


Рисунок 15.17 – Схема лестничного рыбохода:

1 – камеры; 2 – поперечные перегородки; 3 – продольные перегородки;
4 – вливные отверстия

Вода из камер переливается через перегородки, образуя водопады. Для передвижения рыбы по такому рыбоходу в перегородках устраивают вырезы – вплывные отверстия (вверху и внизу). Для облегчения движения рыбы у вырезов со стороны верхнего бьефа перпендикулярно к перегородке устанавливают щиты.

Гидравлический режим рыбохода зависит от поступающего расхода воды, который определяется отметкой уровня воды верхнего бьефа. Если уровень воды в верхнем бьефе подвержен значительным колебаниям, то в лоток будут поступать различные расходы, что может нарушить условия продвижения рыб по рыбоходу. Для обеспечения нормальной работы рыбохода необходимо использовать автоматические регуляторы, которые уравнивают амплитуду колебаний уровней верхнего бьефа и дают возможность постоянно пропускать воду по лотку. Напор воды между верхним и нижним бьефами колеблется от 2 до 31 м, ширина камер 2...9 м, длина 1,5...15 м, перепад между уровнями соседних камер составляет 0,13...0,75 м, расход воды, пропускаемый по рыбоходу, 0,5...7 м³/с.

Лестничные рыбоходы предназначены для пропуски в основном лососевых и пресноводных видов рыб. Эти рыбоходы получили широкое распространение. Они построены и успешно эксплуатируются на территории СНГ, в странах Европы и США.

Прудковые рыбоходы состоят из ряда бассейнов, расположенных последовательно один выше другого и соединенных между собой лотками (перекатами). В прудковых рыбоходах создают условия, аналогичные естественным. Их строят при плотинах напором до 10 м. Простейший прудковый рыбоход представляет собой бассейны, соединенные канавами с достаточным уклоном (рис. 15.18). Такие конструкции рыбоходов устраивают в прочных скальных грунтах. Если рыбоход расположен на низовом откосе земляной плотины, то в противофильтрационных целях дно и откосы бассейнов покрывают глиняным экраном, защищенным слоем щебня.

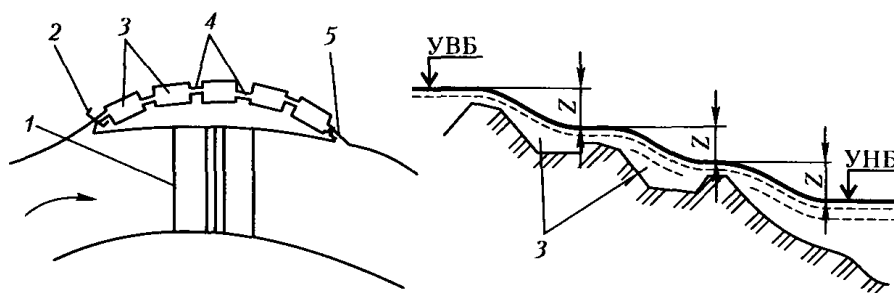


Рисунок 15.18 Схема прудкового рыбохода:

- 1 – плотина; 2 – выходной оголовок с затвором; 3 – прудки; 4 – соединительные каналы; 5 – устье рыбохода

Прудковые рыбоходы целесообразнее всего располагать на береговых участках, что позволяет возводить устои и бычки минимальных размеров. Бассейны (прудки) прямоугольной формы обеспечивают необходимое направление потока и лучшее гашение энергии. Соединительные лотки

следует выполнять по типу рыбоходов с неполными перегородками или лестничные.

Угреходы

Угреходы – сооружения типа рыбохода, обеспечивающие проход молоди угря вверх по реке. Молодые угри длиной 5...9 см и толщиной 2...3 мм в апреле – мае большими стаями поднимаются в реки, где живут в пресноводной воде до достижения половой зрелости.

Осенью (октябрь – декабрь) угорь спускается из рек в море.

Молодь угря, поднимающаяся вверх по реке, очень слаба и обычно двигается вдоль берега. Встречая на своем пути пороги, запруды, плотины и другие естественные или искусственные преграды, угри переползают через них даже если стенки этих преград отвесные. Угри легче преодолевают преграду, если она смочена водой, а ее стенки шероховаты.

Чтобы угрям было легче передвигаться через препятствие, на реках вблизи берега устраивают специальные сооружения – угреходы. Угреход представляет собой желоб или деревянный (бетонный) лоток, дно которого заполнено хворостом, мхом, гравием или галькой, поверх чего прибиты планки и стенки, предупреждающие скольжение материала, заполняющего желоб, в нижний бьеф, и устроены отверстия. Сверху желоб покрыт крышкой для затемнения и защиты угрей от вредителей. Нижний конец желоба расширяют и погружают в воду нижнего бьефа, а верхний – в верхний бьеф.

В плотинах небольшой высоты угреход представляет собой уложенные у берега пучки хвороста. При значительной высоте плотины угреходы выполняются в виде нескольких ступеней, горизонтальная часть которых имеет вид лотков, а вертикальная застилается вертикально или наклонно поставленными фашинами (рис. 15.19).

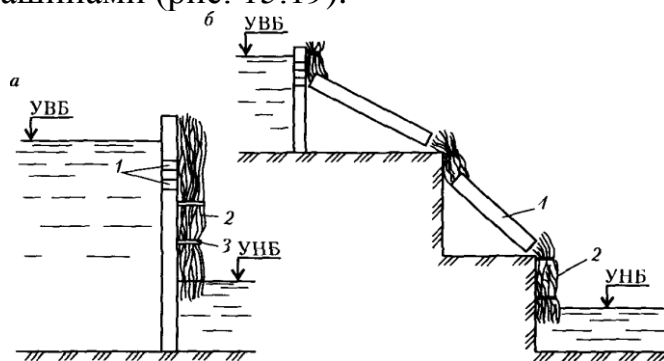


Рисунок 15.19 – Угреходы:

а – при малой высоте плотины; б – при значительной высоте плотины; 1 – отверстия для прохода угрей в верхний бьеф; 2 – пучки хвороста; 3 – скобы; 4 – лоток

Часто угреходы делают в виде наклонного деревянного лотка, соединяющего нижний и верхний бьефы, шириной 15...30 см. Лотки заполняют мелким галечником (20...25 мм в диаметре). Угорь по такому угреходу передвигается через отверстия в перегородаживающих стенках или сверху по гальке.

Рыбоподъемники применяют при напорах более 30 м. Они имеют большое преимущество перед рыбоходами – преодоление напора в них не связано с затратой собственной энергии рыб-мигрантов. Кроме того, благодаря соответствующему гидравлическому режиму и применению побудительных устройств, становится возможным осуществлять контроль за движением рыб, их видовым составом и численностью на всем протяжении рыбопропускного сооружения от момента входа рыб в рыбонакопитель до выхода их в водохранилище.

По принципу действия различают гидравлические и механические рыбоподъемники.

Тема № 16

Мероприятия по защите территорий от затопления и подтопления. Специальные гидротехнические сооружения

1. Дамбы.
2. Шпоры.
3. Прорези.
4. Защита водозаборных сооружений от льда, шуги и мусора.
5. Противозрозионные сооружения.
6. Противоселевые сооружения.

1. Дамбы

Дамбы – это обычно невысокие протяженные гидротехнические сооружения с профилем земляных плотин, омываемые с обеих сторон (безнапорные дамбы) или с одной стороны (напорные). Их располагают как в русле реки (для отторжения определенной части русла), так и на пойме.

По назначению дамбы бывают выправительные и обваловывающие.

Выправительные дамбы входят в состав сооружений на трассе выправления потока. Они непосредственно взаимодействуют с потоком, потому рабочие откосы их обычно крепят такими же конструкциями, что и размываемые берега.

Наименьшими бывают размывы у берегов и дамб при закреплении выправительной трассы по ширине устойчивого русла. При увеличении ширины выправительной трассы создаются условия поперечного свала потока и подхода к защитным креплениям под различными углами. В этом случае в местах прижима к облицовке сбойного течения глубина размыва может сильно возрасти.

При выправлении многорукавных неустойчивых русел (II, III и V типы) следует иметь в виду, что на участке выправительной трассы и выше нее произойдет общий размыв, поэтому глубины возможного местного размыва следует считать не от бытовых уровней, а с учетом их последующего понижения. В этих условиях часто бывает полезным строить в русле поперечные пороги-перепады. Они фиксируют уровни в реке; кроме того, горизонтальный верх их способствует выравниванию удельных расходов по ширине русла.

По гребню дамб устраивают проезд для выполнения ремонтных и аварийных работ, потому ширину его назначают не менее 4 м.

На берегу вблизи дамб и на дамбах создают запасы аварийных материалов. Одновременно с основной рабочей выправительной дамбой строят вспомогательные дамбы (от рабочей к берегу), которые называются траверсами. Они разделяют задамбовое пространство на участки с очертанием, близким к квадратам.

На время эксплуатации в задамбовом пространстве либо должна остаться проточная вода, удовлетворяющая санитарным требованиям, либо оно должно быть заcolmатировано наносами, замыто земснарядами или засыпано, чтобы

было пригодным для сельскохозяйственного или рекреационного использования.

Создание выправительных дамб на всей длине русла – весьма дорогое мероприятие. Следует изыскивать возможности выправления русла только по одному берегу (с использованием противоположного как элемента трассы), строить дамбы прерывистыми.

В условиях блуждающих русл со слабыми берегами хорошей конструкцией считаются опояски (рис. 16.1). Ширина потока в самой узкой части равна ширине устойчивого русла. В этом случае формируется русло с симметричным профилем и с наибольшими глубинами на оси.

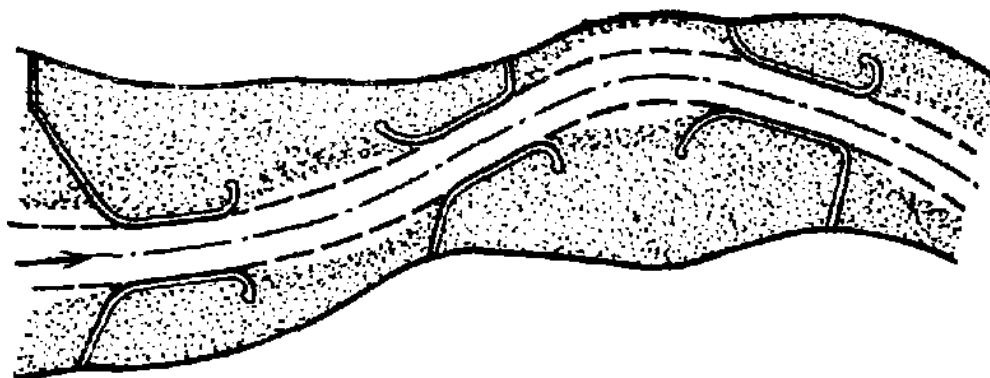


Рисунок 16.1 – Пример компоновки опоясков

Дамбы обвалования устраивают для защиты сельскохозяйственных земель, населенных пунктов и других объектов от затопления поверхностным потоком во время половодья.

Различают две разновидности их: дамбы при обваловании пойменных земель и дамбы в низовьях рек, где поверхность окружающей территории находится вровень с рекой или даже ниже. В низовьях и дельтах рек дамбы обвалования строят издавна, так как без них была бы немислимой хозяйственная деятельность (низовья Амударьи, Терека, Кубани, и др.). В этих условиях уже нет речных долин в обычном понимании, дамбы обвалования не к чему присоединять. Их строят вдоль реки, то есть они не замкнуты.

Такие дамбы располагают обычно в некотором удалении от главного русла; при этом предвальное пространство необходимо как для пропуска расходов в многоводные годы, так и для устранения угрозы внезапного размыва дамб потоком. В условиях блуждающих легкоразмываемых русл поток иногда за одно половодье смывает предвальную полосу поймы и создает угрозу размыва и прорыва дамбы.

Обычно редко идут на защиту дамбы от размыва. Экономически более целесообразно допустить размыв ее. Но для того чтобы устранить угрозу затопления защищаемой территории, своевременно строят вторую линию дамб.

Расстояние ее от первой линии определяется конкретными условиями: наибольшим размывом берега за одно половодье, топографией, расположением народнохозяйственных объектов и землепользованием. Оно может быть от

30...50 до 300...500 м. Одновременно с устройством второй линии дамб необходимо построить в межвальном пространстве и поперечные дамбы-траверсы (для локализации разлива воды при возможном разрушении первой линии дамб).

При обваловании реки и ограничении зоны ее разлива в половодье наилок в предвальном пространстве аккумулируется более интенсивно, поэтому через 5...10 лет гребень дамб обвалования необходимо поднимать.

В долинах рек ниже водохранилищ могут возникнуть прорывные волны, которые образуются при разрушении плотин. При этом по руслу движется передний вал с четко выраженным «лбом» волны, обладающим значительной разрушительной силой. Остальная часть долины затопляется потоком, который течет с обычными для половодья скоростями, поэтому имеется возможность с помощью дамб обвалования защитить от кратковременного, но значительного затопления населенные пункты и некоторые сельскохозяйственные угодья.

2. Шпоры

Шпоры – поперечные по отношению к течению потока или косо направленные сооружения, не перекрывающие его. Они подразделяются на защитные, выправительные и водозахватные.

Защитные шпоры, обычно короткие, предназначены для защиты от размыва берега, откосов земляных сооружений (дамб и низконапорных плотин).

Выправительные шпоры служат для удержания потока на трассе выправления. Длина их может быть различной, крепят же только головную часть, непосредственно взаимодействующую с потоком.

Водозахватные шпоры строят на реках с большой скоростью течения для привлечения к водозабору дополнительного расхода воды (обычно на горных и предгорных участках рек).

Часть шпоры, непосредственно воздействующая на поток, называется головой ее, а упирающаяся в берег (в специальную врезку) – корнем.

Это наиболее уязвимые части шпоры.

Шпоры могут быть *глухие* и *сквозные* (проницаемые, например, из сквозных железобетонных тетраэдров или свай-оболочек), *затопляемые* и при уровне высоких вод (УВВ) и постоянно *переливные*. На рисунке 16.2 изображена шпора наиболее простой конструкции, возведенная для защиты берега от размыва. Набегающий на откос поток направляется вдоль рабочего откоса. В зоне сбойного течения дно размывается. У хорошо построенной шпоры яма местного размыва удалена от головы шпоры на безопасное расстояние. Часто яма размыва формируется непосредственно у головы шпоры, и грунт, из которого она построена, сползает в яму размыва.

Опыт показал, что одну шпору делать нельзя: имея два уязвимых места – голову и корень, она может быть разрушена потоком; надо устраивать не менее трех шпор подряд (лишь в особо благоприятных условиях – две).

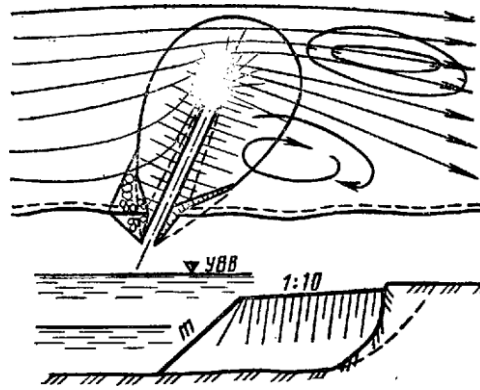


Рисунок 16.2 – Глухая шпора из грунта с облицованным рабочим откосом

Первую шпору делают малой длины, чтобы опасность ее разрушения была минимальной; вторую строят под защитой ее корня первой шпорой и, наконец, третью и все последующие рабочие шпоры возводят так, чтобы головы их были на запроектированной трассе выправления.

Расстояние между шпорами определяют в соответствии с расчетной схемой, пример которой для течения потока параллельно берегу приведен на рисунке 16.3. При первой возможности на участке строительства шпор надо делать поплавоочные съемки и вносить в основную расчетную схему коррективы. Расстояние между шпорами L определяется их рабочей длиной l_p и углом установки α . По исследованиям С.Т. Алтунина и И.А. Бузунова, угол растекания $\beta = 9^\circ$, поэтому $L_p = 6Zp l_p \sin \alpha$.

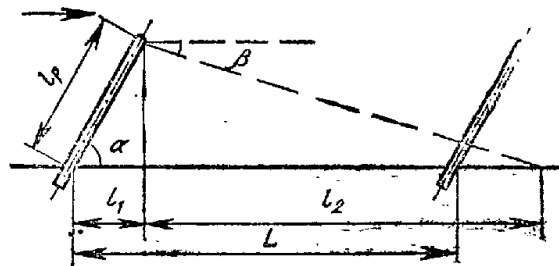


Рисунок 16.3 – Расчетная схема к определению расстояния между шпорами

Поскольку корень последующей шпоры должен быть защищен предыдущей шпорой, расстояние принимают:

$$L = 4 l_p \sin \alpha \quad (16.1)$$

Часто строят сквозные шпоры, например из железобетонных тетраэдров, сеток и т. д. Следует учитывать, что обилие в реках мусора (растительные остатки) изменит расчетную сквозность, отчего конструкции могут потерять устойчивость или оползут в яму размыва непредвиденной глубины.

3. Прорези

Часто объемы и интенсивность деформаций настолько велики, что защитить от разрушения берег и объекты, расположенные на нем, перечисленными методами и средствами затруднительно. Во многих случаях целесообразнее решить задачу с помощью строительства спрямляющей

прорези. Этот вид регуляционных работ получил особенно большое развитие в нижнем течении р. Амударьи. Для примера на рисунке 16.4 изображена ситуация, когда головной участок канала и сооружение на левом берегу находятся под угрозой разрушения потоком. При устройстве прорези (на рис. 16.4 показана штрихом) в нее полностью или частично устремляется поток, и берег у защищаемого объекта больше размываться не будет.

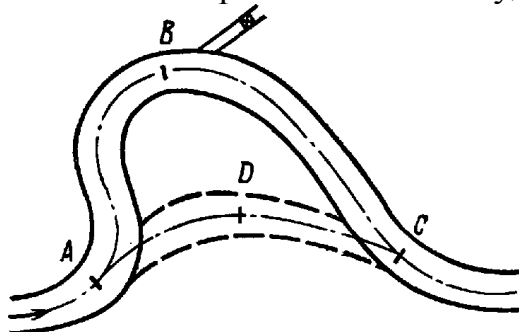


Рисунок 16.4 – Пример спрямления русла прорезью для устранения размыва беога у места водозабора

В песчаном русле (I, II и III типы) прорезь устраивают как пионерную траншею. Если соотношение длин отрезка ABC и ADC больше 1,5...2, то при разборке верховой перемычки (под защитой которой разрабатывается пионерная траншея) есть уверенность, что траншея будет в дальнейшем разработана потоком до сечения русла. При этом пропускная способность пионерного русла должна быть не менее 0,25...0,3 руслоформирующего расхода воды. Большое значение имеет также расположение входа: он должен обеспечивать благоприятный режим наносов на входе в прорезь.

В крупнозернистых грунтах (IV и V типы) пионерное русло развивается сначала интенсивно, затем формируется отмостка, препятствующая углублению, и оно размывается вширь. В таких грунтах трудно рассчитывать на эффект саморазмыва; более надежной оказывается разработка пионерного глубокого русла с пропускной способностью до 0,5 Q_p с частичным или полным (в зависимости от задачи) перекрытием старого русла.

4. Защита водозаборных сооружений от льда, шуги и мусора

Речные потоки, кроме наносов, транспортируют в больших объемах другие тела. Во время половодья в воде содержится много растительных остатков вплоть до пней и целых деревьев. В весенне-зимние месяцы значительные затруднения вызывают шугоход и ледоход. При тяжелом ледоходе в составе гидроузлов предусматривают одно или два специальных отверстия с увеличенной шириной для пропуска льдин. Размеры льдин устанавливают в результате гидрологических изысканий. При наличии особо крупных ледяных полей устраивают ледорезы, которые разрушают особенно крупные льдины до установленных размеров.

При значительной турбулизации речного потока даже во время сильных морозов не образуется поверхностный переохлажденный слой «легкой» воды (вода при 0° имеет меньшую плотность, чем при плюс 4°С), льдообразование

затрудняется и весь поток может переохладиться до минус 0,1 °С. В этих условиях кристаллы льда образуются во всей толще потока. Это и есть внутриводный лед – шуга. На разных реках эти льдинки бывают различных размеров и формы: в виде чечевицы, эллипсоидные, игольчатые. За одну волну похолодания (несколько суток) могут образоваться сотни тысяч, а на больших реках десятки миллионов кубометров шуги. Попадая на участки рек с уменьшенными скоростями течения, шуга «отстаивается», то есть всплывает к поверхности воды, смерзается в тутовые «ковры». На участках рек с уменьшенными скоростями (например, в верхних бьефах) шуга может накапливаться, смерзаться и забивать часть водного сечения. Образуется зажор, сопровождаемый повышением уровней, которые иногда бывают выше паводковых.

Запони

Запонями называются конструкции, отклоняющие поверхностные струи потока и предметы, находящиеся у поверхности воды, от защищаемого места, например водозаборного сооружения. Запонями можно отклонить поток шуги, пływущей у поверхности (шугоотбойные запони), пływущий у поверхности мусор и карчи (пни с корнями), а также отдельные бревна при лесосплаве россыпью (молем).

Главная деталь запони – отбойный козырек (рис. 16.5), или отбойный щит. Глубина погружения его должна предотвращать подныривание под его нижнюю кромку шуги, мусора, бревен.

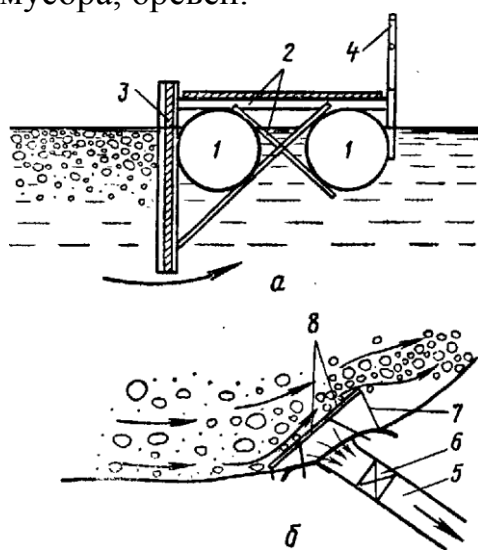


Рисунок 16.5 – Отбойная запонь:

a – поперечное сечение; *б* – схема установки для защиты бесплотинного водозабора; 1– плавающие элементы (в дачном случае отрезки стальных труб диаметром 600...800 мм); 2 – несущие конструкции; 3– пазовая конструкция (например, двутавр) с вложенным отбойным щитом; 4– ограждение; 5 – канал; 6 – водозаборный шлюз; 7– конструкции, удерживающие запонь; 8 – звенья запони.

Отбойную плоскость ставят под острым углом к потоку, и отбойный козырек не задерживает течение, а лишь отклоняет его (рис. 16.5, б). В зависимости от назначения глубину погружения козырька под воду принимают от 0,8 до 1,5 м.

Если водозаборное сооружение находится вблизи транзитной части потока реки, то защитить его от шуги и плавающего мусора (плавника) можно с помощью забральной стенки (рис. 16.6). Ее работа аналогична принципу действия отбойной стенки.

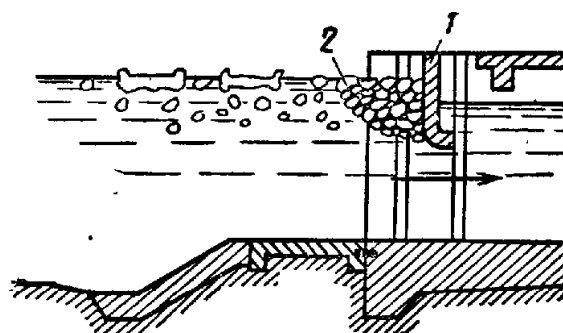


Рисунок 16.6 – Водозаборное сооружение с забральной стенкой: 1–забральная стенка; 2 – «клин» из остановленной шуги (или плавника).

Шугосбросы

Шугосбросами называют конструкции, собирающие шугу и отводящие ее в НБ, ниже створа водопропускного сооружения. В зависимости от интенсивности шугохода, расходов воды и других конкретных условий на каждом гидроузле подбирают наиболее рациональную технологию сброса шуги. Полезным бывает дополнительный подбор уровней для лучшего сосредоточения кристаллов шуги в поверхностном слое. Подбирают такую отметку порога водослива шугосброса, которая обеспечивает максимальный захват шуги с минимальными удельными затратами воды. Отметку переливного порога изменяют либо изменением наклона полотнища клапанного затвора (рис. 16.7,а), либо поворотом с помощью гидравлического привода цилиндрического лотка шугосброса А. Н. Гостунского (рис. 16.7,б), либо закладкой шандор в других конструкциях.

В шугосбросных лотках вода с шугой движется поперек основного течения потока, для чего дну длинных лотков (более .10 м) надо, придать уклон.

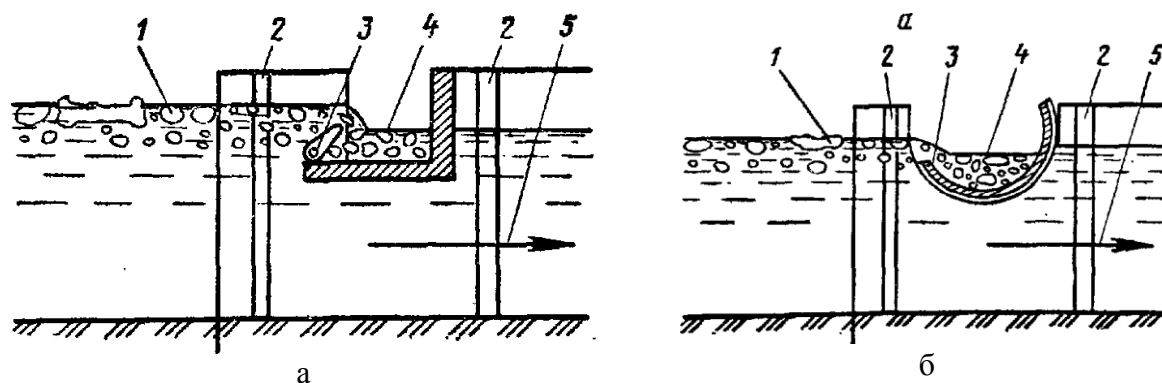


Рисунок 16.7 – Схемы шугосбросов: а – лоток с клапанным затвором; б – поворотный лоток А. Н. Гостунского; 1 – всплывшая шуга; 2–паз; 3– водосливной порог с переменной отметкой, через который захватывается шуга; 4 – поток с шугой в лотке; 5 – поток, освобожденный от шуги.

В каждом пролете лотки можно устанавливать ступенчато (со снижением по ходу) для обеспечения пропуска потока с переменным расходом воды из условия неподтопления шугоприемной кромки водослива (для сохранения равных условий приема шугового потока по длине лотка).

Для пропуска шуги и других немассивных ледовых образований 1...2 затвора водосбросных отверстий делают переливными (сдвоенный затвор, затвор, оборудованный сливным клапаном, и т. д.).

Сородерживающие решетки

Для задержания сора, транспортируемого потоком по всей глубине, на некоторых сооружениях (отстойники непрерывного действия с малыми отверстиями промывных каналов, рыбозащитные сетки, насосные станции, водовыпуски, водозаборы и т. д.) применяют решетки. Очистка их сложна; чем меньше просветы, тем больше сора собирает решетка. Поэтому требуется обосновать размер и вид задерживаемого сора по условиям защищаемого объекта.

Широко распространены стержневые решетки (бывают и сетчатые). В наиболее простом исполнении стержнями решетки могут быть полосы из листовой стали с поперечным сечением 10...20x100...150 мм. Стержень ставят ребром по течению. Просвет между стержнями выбирают по условию защиты объекта – от 30...40 до 200... 300 мм. Стержни решетки опираются на несущий каркас, обычно ригельного типа.

Решетка состоит из отдельных одинаковых взаимозаменяемых секций, устанавливаемых в пазы. Чистая решетка создает перепад уровней в несколько сантиметров и не испытывает значительных нагрузок. Но при частичной или полной забивке этот перепад может оказаться значительным.

Расчет конструкций решеток на прочность ведут на тяжелые условия работы, но напор не более 2 м.

Решетку обычно очищают решеткоочистной машиной с механическими граблями. В качестве рабочих органов применяют также различные захваты типа грейфера из стержней с пневматическим управлением; иногда решетки очищают багром вручную.

Кроме давления воды, решетки могут испытывать удары подплывающих предметов, например бревен, малых судов, льдин. Зимой решетки быстро обмерзают, особенно в условиях переохлажденной воды, однако в это время почти не бывает сора, поэтому на зиму решетки нужно вынимать. Если же есть необходимость оставлять их на зиму, то предусматривают обогрев решеток.

5. Противозерозионные сооружения

Эрозия – в переводе с латинского «разъедание». В гидротехнике под водной эрозией понимают разрушение почв и грунтов на поверхности водосборного бассейна и в русле реки (русовая эрозия). Сопротивление разрушающему воздействию воды зависит от механического состава почвогрунтов, их структуры, влажности, защищенности растительностью или растительными остатками.

Часть выпавшей в виде осадков воды стекает по поверхности земли. Особенно значителен сток ливневых и талых вод. При уклонах поверхности земли более 0,05 стекающая вода может вымывать с поверхности почвы отдельные частицы и транспортировать их в виде мутных потоков. При равномерном смыве частиц почвы или их агрегатов по всей площади происходит *поверхностная (склоновая) эрозия*.

Поверхности, формируемые текущей водой, всегда имеют наклон. Они пересекаются между собой, образуя внешние тупые углы в области водоразделов и внутренние углы по линиям тальвегов.

Пониженные части рельефа, примыкающие к тальвегам, называются ложбинами (площадь водосбора около 50 га), лощинами (до 500 га), суходолами (до 1500 га), долинами (5000 га и более).

Характерная особенность суходолов и долин – асимметрия склонов; солнечный склон более крутой. Из-за такого строения рельефа склоновый сток сосредоточивается у подошвы склона, то есть в тальвеге, и начинает движение по тальвегу ложбины, лощины и т. д. При этом расход воды возрастает.

Если эрозионная устойчивость грунта в тальвеге будет меньше эродирующей способности потока, то грунт размывается и уносится потоком. В этом случае эрозия называется *линейной*.

Поверхностная (склоновая) и линейная эрозии – основные поставщики наносов. В настоящее время в реки СССР ежегодно смывается в среднем 500... 600 млн. т почв и грунтов.

Следы склоновой эрозии на пашне прослеживаются сразу же после стока воды в виде элементарных промоин (следов ручейков), разрушения комьев на отдельные частицы почвы и переноса этих частиц в углубления и т. д.

Признак склоновой эрозии – мутная вода, стекающая в тальвег. Следы линейной эрозии сразу же заметны. Это рытвины в тальвеге.

Образование и развитие оврагов часто происходят из-за нерасчетливой хозяйственной деятельности. Чем ближе к тальвегу, тем более увлажнена почва, тем обильнее там растительность. Без вмешательства человека на дне ложбин и суходолов растет высокостебельная растительность, а часто кустарник и даже деревья. Многоствольная растительность замедляет течение потока, и во многих балках дно повышалось за счет накопления наносов со склонов.

При нарушении растительности кинетическая энергия потока возрастает и на дне суходола и балки может возникнуть промоина, разрастающаяся в овраг. Верх промоины и оврага выглядит обычно как уступ, который называется вершиной или отвершком оврага. Эта вершина после каждого цикла стока талых и ливневых вод перемещается вверх по тальвегу, усиливая эрозию на новых площадях. Овраги не только отнимают землю, но и иссушают ее, мешают работе механизмов по наиболее целесообразным схемам. Закрепление оврагов – одна из очень актуальных задач.

Противоэрозионный комплекс включает организационно-хозяйственные, агротехнические, лесомелиоративные мероприятия и гидротехнические сооружения. Последние применяют в основном для закрепления растущих

оврагов и создания в оврагах противоэрозионных прудов, а в балках – лиманов.

Чтобы овраги не разрастались, их вершины и отвершки надо закреплять постоянными сооружениями (рис. 16.8). Закрепление вершины оврага можно осуществить по двум схемам: задержанием потока воды специальным валом и сбросом ее в овраг с помощью сопрягающего сооружения (труба, лоток, перепад, быстроток) или строительством вблизи вершины запруды с водосбросным сооружением.

У сооружений и по тальвегу сажают кустарник ивы (черенками «под лом»).

После закрепления вершины и от вершков овраг не будет расти в длину. Но текущая по нему вода будет по-прежнему размывать дно, подмывать склоны, то есть эрозионное воздействие потока будет продолжаться. Поэтому одновременно с вершиной надо крепить и дно оврага.

Смысл крепления сводится к уположению дна оврага и уменьшению скорости течения потока. Это достигается устройством закрепленных ступеней или созданием больших гидравлических сопротивлений путем обсадки дна и склонов оврага многостебельными кустарниками и травами.

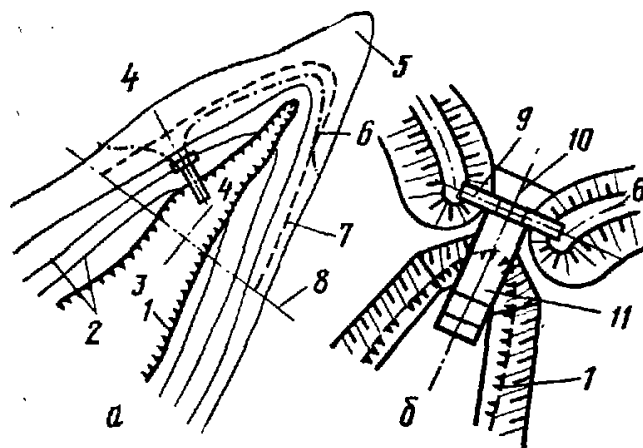


Рисунок 16.8 – Варианты закрепления вершин оврагов:

a – с помощью водозадерживающего вала или запруды; *б* – сопряжение быстротоком; 1 – бровка оврага; 2 – горизонталь; 3 – ось водосбросного сооружения; 4 – сопрягающее сооружение по схеме консольного сброса; 5 – тальвег; 6 – ось водозадерживающего вала; 7 – урез при наполнении прудка водой; 8 – ось запруды (второй вариант закрепления); 9 – диафрагма сбросного сооружения; 10 – понур; 11 – быстроток.

6. Противоселевые сооружения

Селевой поток – это внезапно возникающий в горах кратковременный, обильно насыщенный наносами поток.

Он проходит по руслам горных рек. Нарастание расходов в реке происходит в течение нескольких минут, а часто селевой поток движется внезапно, как и прорывная волна, с четко выраженным передним валом, обладающим огромной разрушительной силой.

Его движение сопровождается сильнейшим шумом. Селевые потоки образуются не на всех горных, а только на селеносных реках.

Несмотря на приведенные общие признаки, селевые потоки по природе образования и характеристикам сильно отличаются друг от друга, что следует учитывать при разработке проектов противоселевых сооружений. Селевой поток на малой реке – явление с повторяемостью один раз в 5... 15 лет.

На средних реках селевые потоки наблюдаются чаще, так как они приходят то с одного, то с другого притока.

По месту воздействия противоселевые мероприятия делятся на *склоновые* и *русловые*. Склоновые имеют задачу предотвратить образование селевой массы и включают террасирование склонов, строительство нагорных и водоотводных каналов, подпорных улавливающих стенок, а также дренажа склонов для повышения их устойчивости.

Русловые предназначены для защиты каких-то объектов от воздействия селевого потока. Они делятся на четыре группы: селезадержание, селеотвод, селепропуск, руслоукрепление.

Селезадержание в значительной мере снижает угрозу проявления селевых потоков. Оно осуществляется созданием селехранилищ, временным подпором уровней во время прохождения селя сквозными сооружениями, организацией боковых камнеудерживающих площадок, устройством копаней – наносоуловителей.

На рисунке 16.9 показана глухая плотина селехранилища. Водосбросом служит туннель, разработанный в скальном грунте в обход плотины (или труба в основании плотины с башней при входе). Обычные расходы воды пропускаются через туннель. При прохождении селевых потоков с большими расходами уровни повышаются и перед плотиной формируется зона подпора, в которой и задерживаются крупнозернистые включения. По мере завала наносами нижней части селехранилища его наносозадерживающая и трансформирующая способность уменьшается. Включение в работу следующей зоны селехранилища осуществляется прикрытием нижней головы туннеля; в работу вступает входной портал, расположенный выше. При полном заполнении селехранилища плотину наращивают или строят новое селехранилище.

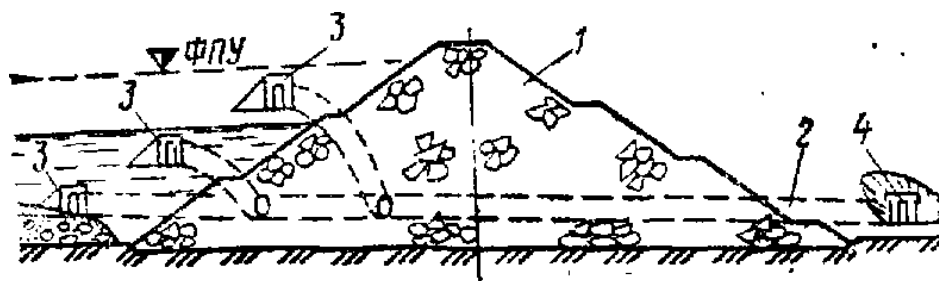


Рисунок 16.9 – Гидрозел селехранилища с каменно-набросной (или завальной) плотиной и туннельным водосбросом: 1 – грунтовая плотина; 2 – водосбросный тракт; 3 – вход в водосброс; 4 – выход.

Такие сооружения дорогие, поэтому для задержания и переформирования селевых потоков предложено много сквозных конструкций.

Селеуловитель М. С. Гагошидзе (рис. 16.10, а) представляет собой жесткую решетку из железобетонных стоек и ригелей. Размеры клеток: по глубине потока и ширине—2...4 м, по длине—4...8 м. В обычное время поток течет между стоек, которые не оказывают существенного сопротивления. При прохождении селя значительная часть элементов сквозной преграды оказывается в потоке и перед сооружением формируется зона подпора, в которой и задерживаются крупные включения селевого потока.

Сквозную конструкцию, приведенную на рисунке 16.10, б, собирают из одного типоразмера железобетонных балок, имеющих на концах отверстия.

Этими отверстиями балки надевают на трубы. Поскольку на одни и те же трубы надевают балки разных направлений, то вся конструкция получается сквозной. Для необходимой устойчивости конструкцию развивают в ширину.

Работа ее аналогична предыдущей.

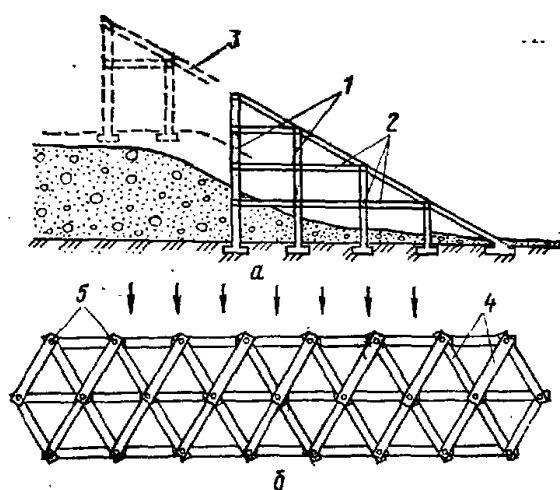


Рисунок 16.10 – Решетчатые (сквозные) селезадерживающие сооружения:
а – наклонный селеуловитель М. С. Гагошидзе; *б* – селеуловители конструкции ЗакНИГМИ (план); 1 – колонны; 2 – горизонтальные ригели; 3 – возможная достройка в перспективе; 4 – унифицированная железобетонная балка; 5 – стальные трубы.

Обе они удовлетворительно задерживают наиболее крупные включения селевых потоков, однако могут быть разрушены быстродвижущимся фронтом связных селевых потоков. Поэтому М. С. Гагошидзе для защиты от связных селевых потоков сквозных сооружений предложил делать тросовые конструкции селереза и селезаграждения, которые рекомендуется устанавливать перед железобетонными конструкциями. Тросовая конструкция (сетка из тросов) эластична и в значительной мере смягчает первый удар селевого потока. Задержанный между двумя сетками объем камня является как бы буферным сооружением. При подъеме уровня селевой поток теряет скорость в зоне подпора, то есть на подходе к сооружению. Имеются и другие конструкции селезадерживающих сооружений.

Для защиты от затопления селевым потоком или уже трансформированным в селехранилище потоком применяют *селеотвод*. Это мероприятие выполняется обычно ниже выхода речки из гор, в пределах

конуса выноса. Обычные расходы воды направляют из множества русел по какому-то одному на конусе выноса, а также забирают в канал.

На пути потока воды есть ограничивающие сооружения, и как только селевой поток с большими расходами подойдет к району этих сооружений, то ограничения в пропускной способности приведут к подъему уровней, прорыву оставленной грунтовой перемычки и к направлению селевого потока на место запланированной аккумуляции селевой массы. Это осуществляется с помощью специальных защитных дамб, специального (ловчего) селевого канала или комбинации канала и дамбы, которая при строительстве служит кавальером грунта. Канал рассчитывают из условия недопущения осаждения в нем селевых выносов; откос дамбы, в зависимости от скоростей течения и глубины селевого потока, может быть с креплением и без него. Концевой участок селеотводящего тракта делают из условия плавного растекания потока и предотвращения подпора уровня в канале осевшими наносами.

Тема № 17

Исследование гидротехнических сооружений

1. Задачи моделирования.
2. Принцип подобия.
3. Подобие при моделировании гидротехнических сооружений.
4. Применение критерия Фруда при моделировании потоков.
5. Выбор масштаба модели.

1. Задачи моделирования

При исследовании гидравлических явлений широко применяют эксперимент, который позволяет изучить еще не выполненные сооружения, а также проверить теоретические и технические предпосылки, положенные в основу проектирования. При экспериментальных исследованиях прибегают к способу моделирования, т. е. стремятся воспроизвести явления, подобные натуре в том или ином масштабе.

Все крупные сооружения, которые построены или строятся в СНГ и за границей, обязательно исследованы или исследуются в гидравлических (гидротехнических) лабораториях.

В лабораториях изучают самые разнообразные вопросы применительно к гидроузлам и отдельным их сооружениям, например гидравлически рациональные компоновки гидроузлов, предотвращающие попадание наносов в водозаборы, обеспечивающие благоприятные гидравлические режимы в русле на подходах к судоходным сооружениям, отсутствие опасных размывов НБ и т. д., рациональные конструкции устройств креплений НБ; кавитацию и вибрацию элементов сооружений (в том числе затворов); русловые процессы и влияние на них регуляционных сооружений; фильтрацию в основании сооружений и берегах; напряженное состояние и несущую способность различных бетонных плотин и их оснований (в том числе с различными тектоническими нарушениями) при статических, динамических (сейсмических) и температурных воздействиях и многие другие.

Лабораторно-модельный метод имеет преимущество перед методом натуральных наблюдений, так как позволяет установить влияние отдельных факторов, обуславливающих явление в целом, и проверить теоретические предпосылки, положенные в основу расчета сооружений. Таким образом, сооружение или его элементы, которые трудно рассчитать теоретическим путем, могут быть исследованы на моделях. Изучение явления на моделях в лаборатории позволяет вносить поправки в теоретические и расчетные формулы и устанавливать эмпирические зависимости между различными элементами изучаемых явлений.

2. Принцип подобия

Для того чтобы по данным лабораторных исследований прогнозировать с достаточной достоверностью соответствующие характеристики работы

сооружения в натуре (например, значения скоростей потока в НБ, напряжений в теле плотины и др.), надо знать *законы подобия*, на основе которых проектируют модели и делают пересчет в натуру результатов опытов, полученных на модели.

Как следует из теории подобия, подобными называются явления, протекающие в геометрически подобных системах, в которых происходят процессы одинаковой физической природы и одноименные величины (линейные размеры, скорости течения и др.) имеют постоянное отношение между собой.

В соответствии с этим для двух рассматриваемых систем (например, для природы и модели) должны быть постоянными *масштабные коэффициенты* (или *константы подобия*) α , то есть отношения соответствующих одноименных величин:

Гидравлические явления с достаточной для практики точностью подчиняются закону механического подобия. Гидравлические процессы будут механически подобны, если в них будет налицо геометрическое, кинематическое и динамическое подобие.

Геометрически подобными потоками (явлениями) будут такие потоки, у которых существует постоянное отношение (λ) между соответствующими линейными размерами их; в этом случае будем иметь следующие зависимости:

отношение длин

$$\frac{l_H}{l_M} = \lambda;$$

отношение площадей

$$\frac{F_H}{F_M} = \lambda^2; \quad (11.1)$$

отношение объемов

$$\frac{W_H}{W_M} = \lambda^3,$$

где λ – геометрический линейный масштаб модели, указывающий, во сколько раз размеры модели меньше натуральных.

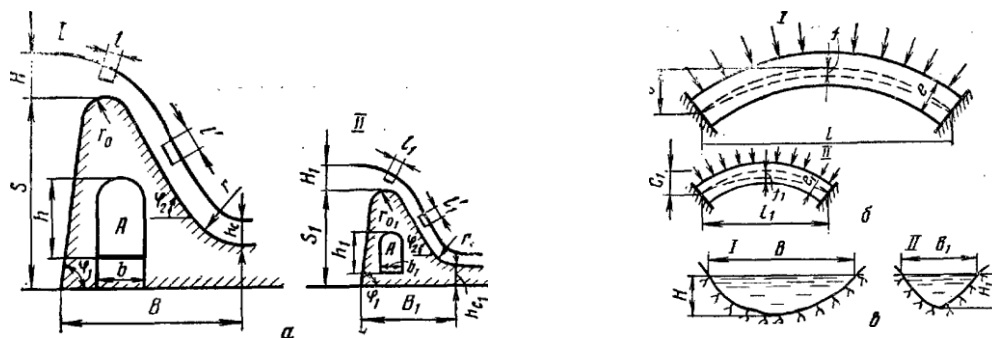


Рисунок 17.1 – Схемы к изучению геометрического и кинематического подобия систем: I – натура, II – модель.

Кинематически подобными потоками (явлениями) будут такие, у которых зависимость между промежутками времени ($dT_H:dT_M = \lambda_T$, где λ_T –

масштаб времени) остается постоянной во все время движения, при сохранении геометрического подобия тел.

Значение λ_T получим из определения скоростей (v) и ускорений (I): для натуральных условий

$$v_H = \frac{dL_H}{dT_H}; \quad (11.2)$$

$$I_H = \frac{d^2L_H}{dT_H^2};$$

для модели

$$v_M = \frac{dL_M}{dT_M}; \quad (11.33)$$

$$I_M = \frac{d^2L_M}{dT_M^2};$$

где dL – отрезок пути, пройденного за промежуток времени dT .

Из геометрического подобия следует:

$$\frac{dL_H}{dL_M} = \lambda, \text{ или } dL_H = dL_M \lambda; \quad (11.4)$$

$$dT_H = dT_M \lambda_T.$$

Подставляя значения геометрического подобия тел в выражения (2) и (3) скорости и ускорения, соответственно получим:

$$v_H = v_M \frac{\lambda}{\lambda_T}; \quad (11.5)$$

$$I_H = I_M \frac{\lambda}{\lambda_T^2}.$$

Для *динамического подобия* необходимо, чтобы все силы, одинаковые по природе, действующие на любую пару сходственных элементов, отличались друг от друга только постоянными масштабами:

$$\frac{P_H}{P_M} = \lambda_p, \quad (11.6)$$

где λ_p – масштаб сил.

Отношение сил можно заменить соответственным отношением произведений массы (M) на ускорение (I):

$$\lambda_p = \frac{P_H}{P_M} = \frac{M_H I_H}{M_M I_M} = \lambda_M \frac{\lambda}{\lambda_T^2}. \quad (11.7)$$

Выражая отношение масс $\frac{M_H}{M_M}$ через отношение произведений объема тела на его плотность ρ , имеем:

$$\lambda_M = \frac{M_H}{M_M} = \frac{w_H \rho_H}{w_M \rho_M}, \quad (11.8)$$

где λ_M – масштаб масс.

Для одной и той же жидкости $\rho_H = \rho_M$, тогда выражение (11.8) переписется в следующем виде:

$$\lambda_M = \frac{M_H}{M_M} = \frac{w_H}{w_M} = \lambda^3. \quad (11.9)$$

Такое же отношение будем иметь и для сил, зависящих от силы тяжести g :

$$\lambda_P = \frac{P_H}{P_M} = \frac{M_H g_H}{M_M g_M} = \lambda^3, \quad (11.10)$$

где g_H и g_M – ускорения силы тяжести (для одной и той же жидкости они равны между собой).

Подставляя значения λ_M и λ_P в выражение (11.7), получим:

$$\lambda^3 = \lambda^3 \frac{\lambda}{\lambda_T^2},$$

откуда

$$\lambda_T = \sqrt{\frac{\lambda^3 \lambda}{\lambda^3}} = \sqrt{\lambda}. \quad (11.11)$$

Следовательно, промежуток времени наблюдения для природы (T_H) выразится:

$$T_H = T_M \lambda_T = T_M \sqrt{\lambda}. \quad (11.12)$$

Подставляя значение λ_T в выражение скорости (11.5), получим:

$$v_H = \frac{v_M \lambda}{\lambda_T} = v_M \frac{\lambda}{\sqrt{\lambda}} = v_M \sqrt{\lambda}. \quad (11.13)$$

Значения отношений промежутков времени ($\frac{T_H}{T_M} = \sqrt{\lambda}$) и скоростей (11.13) можно получить из формул механики для падения тел:

$$v_H = \sqrt{2gH_H}, \quad H_H = \frac{gT_H^2}{2};$$

$$v_M = \sqrt{2gH_M}, \quad H_M = \frac{gT_M^2}{2},$$

Где g – ускорение силы тяжести;

H – высота падения.

Из отношения скоростей получим:

$$\frac{v_H}{v_M} = \frac{\sqrt{2gH_H}}{\sqrt{2gH_M}} = \sqrt{\frac{H_H}{H_M}} = \sqrt{\lambda}; \quad (11.14)$$

$$v_H = v_M \sqrt{\lambda}.$$

Из отношения высот падения получим:

$$\frac{H_H}{H_M} = \frac{gT_H^2}{2} : \frac{gT_M^2}{2} = \frac{T_H^2}{T_M^2},$$

откуда

$$T_H = T_M \sqrt{\frac{H_H}{H_M}} = T_M \sqrt{\lambda}. \quad (11.15)$$

Заменяя в формуле (11.7) значение массы выражением ρW , ускорения – выражением $\frac{L}{T^2}$, $\frac{v_H}{v_M} = \frac{L_H T_M}{L_M T_H}$, получим:

$$\frac{P_H}{P_M} = \frac{M_H L_H}{M_M L_M} = \frac{p_H W_H L_H T_M^2}{p_M W_M L_M T_H^2} = \frac{p_H L_H^3 L_H T_M^2}{p_M L_M^3 L_M T_H^2} = \frac{p_H L_H^2 v_H^2}{p_M L_M^2 v_M^2}. \quad (11.16)$$

Это выражение показывает, что в динамически подобных системах соответствующие силы должны относиться друг к другу, как произведение

квадрата соответствующих длин, квадрата соответствующих скоростей и первой степени соответствующих плотностей. Приведенная формулировка представляет собой закон подобия Ньютона. Выражение (11.16) может быть представлено в виде

$$\frac{P_H}{\rho_H L_H^2 v_H^2} = \frac{P_M}{\rho_M L_M^2 v_M^2}. \quad (11.17)$$

Эти соотношения не имеют размерности.

Безразмерные числа, значения которых являются условием подобия природы и модели, называются критериями подобия.

В масштабных множителях выражение (11.16) может быть приведено к следующему виду:

$$\lambda_p = \lambda_p \lambda^2 \lambda_v^2, \text{ или } \frac{\lambda_p}{\lambda_p \lambda^2 \lambda_v^2} = 1. \quad (11.18)$$

Индексы при масштабном множителе λ указывают на отношение соответственных элементов подобия.

Выражение (11.18) есть закон подобия Ньютона в масштабных множителях.

3. Подобие при моделировании гидротехнических сооружений

Условия гидродинамического подобия модели и природы требуют равенства на модели и в природе отношения всех сил, под действием которых протекает явление. Однако вследствие физических особенностей действующих сил выполнить это условие практически невозможно. Поэтому стремятся установить частные условия подобия на основе отношения сил, преобладающих в данном явлении, для чего устанавливают критерии и условия подобия.

Подобие потоков при преобладающем значении сил тяжести. Если пренебречь действием сил вязкости и силами трения по смоченному периметру при истечении через водосливы, то, исходя из механического подобия двух потоков, проходящих через сооружение и его модель, геометрически подобную натуре, получим соответственные соотношения между скоростями, расходами, временем, силами, энергией и работой на модели и в натуре.

При исследовании движения жидкости на модели преобладающими над силами сопротивления будут силы тяжести. Заменяя силу тяжести жидкости P для природы и модели произведением объемного веса на объем (γW), будем иметь отношение

$$\lambda_p = \frac{P_H}{P_M} = \frac{\gamma_H W_H}{\gamma_M W_M} = \lambda_\gamma \lambda^3, \quad (11.19)$$

где

$$\frac{\gamma_H}{\gamma_M} = \lambda_\gamma \lambda^0.$$

При одинаковом объемном весе жидкостей имеем:

$$\lambda_p = \frac{P_H}{P_M} = \lambda^3. \quad (11.20)$$

Принимая во внимание уравнение (11.18), получим:

$$\lambda_v \lambda^3 = \lambda_p \lambda^2 \lambda_v^2.$$

Выражая λ_v через $\lambda_p \lambda_g$, будем иметь:

$$\frac{\lambda_v^2}{\lambda_g \lambda} = 1, \quad (11.21)$$

где λ_g есть отношение $\frac{g_H}{g_M}$.

Произведя замену масштабных множителей в уравнении (11.21) соответственными отношениями величин, получим:

$$\frac{v_H^2}{v_M^2} = \frac{g_H l_H}{g_M l_M},$$

или

$$\frac{v_H^2}{g_H l_H} = \frac{v_M^2}{g_M l_M}. \quad (11.22)$$

Выражение (11.22) есть критерий гравитационного подобия, который называют также числом Фруда и обозначают Fr .

Таким образом, два потока, находящиеся под действием сил тяжести, будут динамически подобными в том случае, если числа Фруда равны для сходственных точек обоих потоков, т. е.

$$Fr_H = Fr_M.$$

Так как ускорения силы тяжести воды для модели и природы равны ($g_H = g_M$), то получим:

$$\frac{v_H}{v_M} = \sqrt{\frac{l_H}{l_M}} = \sqrt{\lambda}. \quad (11.23)$$

Произведя замену масштабных зависимостей отношениями соответствующих величин, получим, так же как и выше:

$$v_H = v_M \sqrt{\lambda}.$$

Из отношения (11.21) следует, что при $\lambda_g = 1$; $\lambda_v = \lambda^{0.5}$.

Отношение расходов в натуре и на модели находится по следующей зависимости:

$$\frac{Q_H}{Q_M} = \frac{v_H \omega_H}{v_M \omega_M} = \sqrt{\lambda} \lambda^2 = \lambda^{2.5}. \quad (11.24)$$

Масштабная зависимость для времени может быть выражена в следующем виде:

$$\lambda_T = \frac{\lambda}{\lambda_v} = \frac{\lambda}{\lambda^{0.5}} = \lambda^{0.5}. \quad (11.25)$$

Таким образом, на основании сказанного получаем следующие формулы соотношений различных величин, характеризующие подобие потоков на модели и в натуре, при условии пренебрежения силами вязкости жидкости и силой трения по смоченному периметру:

$$\begin{aligned} l_H &= l_M \lambda; \\ F_H &= F_M \lambda^2; \\ W_H &= W_M \lambda^3; \\ I_H &= I_M; \\ v_H &= v_M \sqrt{\lambda}; \\ Q_H &= Q_M \sqrt{\lambda^5}; \end{aligned} \quad (1.26)$$

$$\begin{aligned}
T_H &= T_M \sqrt{\lambda}; \\
P_H &= P_M \lambda^3; \\
N_H &= N_M \sqrt{\lambda^7}; \\
A_H &= A_M \lambda^4; \\
P_H l_H &= P_M l_M \lambda^4.
\end{aligned}$$

Пользуясь этими формулами, можно результаты опытов на модели переносить в натуру. Однако следует помнить, что это приближенные расчеты, вследствие указанных выше допущений.

Подобие потоков, находящихся под действием силы сопротивления. Режим движения потока, как показали опыты, зависит от вязкости жидкости μ , плотности ее ρ , средней скорости течения v и геометрических размеров русла l (в случае круглой трубы от диаметра d).

Характеристикой потока является комплекс следующих величин: μ, ρ, l, v . Из этих величин может быть составлена безразмерная величина такой структуры:

$$\frac{vl}{\frac{\mu}{\rho}} = \frac{vl}{\nu} = Re = idem, \quad (11.27)$$

где ν – кинематический коэффициент вязкости, равный $\frac{\mu}{\rho}$.

Это безразмерное число называется числом Рейнольдса и обозначается Re . Подобие потоков, находящихся под воздействием силы внутреннего трения, определяется равенством значений числа Рейнольдса. В зависимости от того, какая величина принимается за линейный размер, обозначению Re придается тот или другой индекс. Для круглой трубы $Re = \frac{vd}{\nu}$, при гидравлическом радиусе $Re_R = \frac{vR}{\nu}$, для глубины канала $hRe_h = \frac{vh}{\nu}$ и т. д.

Значение числа Рейнольдса, соответствующее переходу от турбулентного режима к ламинарному, называют критическим числом Рейнольдса $Re_{кр}$.

Для круглых труб $Re_{dкр} = \frac{vd}{\nu} = 2320$, для открытых русел $Re_{Rкр} = \frac{vR}{\nu} = 580$.

Если число Рейнольдса меньше значения $Re_{dкр} = 2320$ и $Re_{Rкр} = 580$, то режим потока будет устойчиво ламинарным. Если же оно больше упомянутых критических значений, то режим потока – турбулентный.

Так, например, при $R = 1,5$ м, скорости $v = 0,80$ м/с, кинематическом коэффициенте вязкости $\nu = 0,01$ см²/с число Рейнольдса будет равно:

$$Re_R = \frac{vR}{\nu} = \frac{80 \cdot 150}{0,01} = 1,2 \cdot 10^6.$$

Это указывает на то, что движение потоков в основном имеет турбулентный режим. Равенство чисел Рейнольдса в натуре и на модели требует следующей зависимости между скоростями:

$$\frac{v_H l_H}{\nu_H} = \frac{v_M l_M}{\nu_M}. \quad (11.28)$$

При равенстве кинематических коэффициентов вязкостей в натуре и на модели получим:

$$\frac{v_H}{v_M} = \frac{1}{\lambda}. \quad (11.29)$$

Зависимость между расходами в этом случае будет выражена следующим образом:

$$\frac{Q_H}{Q_M} = \frac{v_H \omega_H}{v_M \omega_M} = \frac{1}{\lambda} \lambda^2 = \lambda. \quad (11.30)$$

Условия подобия модели и натуры для одинаковой среды по Фруду и Рейнольдсу могут быть представлены следующими отношениями:

Отношение величин	Критерий подобия	
	<i>Fr</i>	<i>Re</i>
$\frac{v_H}{v_M}$	$\sqrt{\lambda}$	$\frac{1}{\lambda}$
$\frac{Q_H}{Q_M}$	$\lambda^{2,5}$	λ
$\frac{T_H}{T_M}$	$\lambda^{0,5}$	λ^2
$\frac{P_H}{P_M}$	λ^3	λ
$\frac{N_H}{N_M}$	$\lambda^{3,5}$	λ^{-1}
$\frac{A_H}{A_M}$	λ^4	λ

Из данной таблицы следует, что каждый из действующих параметров (сил) требует своего критерия подобия.

Моделирование по Рейнольдсу (*Re*) в практике исследований гидротехнических сооружений имеет гораздо меньшее значение, чем моделирование по Фруду, так как при турбулентном движении воды, всегда имеющем место в гидротехнических сооружениях, трение и вязкость имеют второстепенное значение.

Подобие потоков при воздействии нескольких сил. При двух одновременно действующих силах (тяжести и трения) механическое подобие модели возможно, если на модели будет применена другая жидкость, чем в натуре, причем

$$\frac{\nu_H}{\nu_M} = \lambda^{1,5}, \quad (11.31)$$

т. е. кинематический коэффициент вязкости жидкости на модели должен быть в $\lambda^{1,5}$ раза меньше, чем кинематический коэффициент вязкости жидкости в натуре. В практике применяют одну и ту же жидкость, поэтому достигнуть полного механического подобия на модели и в натуре в этом случае невозможно.

Опыт моделирования гидротехнических сооружений показывает, что действующие силы при движении потока в разной степени влияют на режим потока. В связи с этим при моделировании обычно принимают те критерии подобия, которые отвечают действию главной силы. Например, при моделировании водосливных плотин исходят из критерия подобия по Фруду,

так как в этом случае основной является сила тяжести. Действия же других сил учитывают особо.

Движение потока происходит обычно под действием как сил тяжести, так и сил внутреннего трения (сопротивления). Если силу трения, отнесенную к единице поверхности, обозначим через τ , смоченный периметр – через χ , длину участка – через l , то получим выражение силы сопротивления в общем виде:

$$P = \tau \chi l;$$

отношение их в натуре и на модели:

$$\frac{P_H}{P_M} = \frac{\tau_H \chi_H l_H}{\tau_M \chi_M l_M},$$

в масштабных множителях:

$$\frac{P_H}{P_M} = \lambda_P = \lambda_\tau \lambda_\chi \lambda_l. \quad (11.32)$$

Приравнявая отношение сил трения к отношению сил тяжести (уравнение (11.18)), получим:

$$\lambda_P \lambda^2 \lambda_v^2 = \lambda_\tau \lambda_\chi \lambda_l. \quad (11.33)$$

Заменяя масштабные множители их значениями и разделив обе части равенства на χ , получим:

$$\frac{p_H R_H v_H^2}{\tau_H l_H} = \frac{p_M R_M v_M^2}{\tau_M l_M}. \quad (11.34)$$

Выражение (11.34) будет иметь одно и то же значение в подобных потоках, ввиду чего его можно считать критерием подобия сопротивления:

$$\frac{\rho v^2}{\tau} \cdot \frac{R}{l} = idem.$$

Сила трения τ является функцией скорости, плотности, коэффициента вязкости, гидравлического радиуса и шероховатости. Это можно записать следующим образом:

$$\tau = f(v, \rho, \mu, R \text{ и } \Delta),$$

где Δ – шероховатость.

Выражая τ через $\gamma R l$ и подставляя в уравнение (34), получим:

$$\frac{\rho v^2}{\tau} \cdot \frac{R}{l} = \frac{\rho v^2 R}{\gamma R l} = \frac{v^2}{g l} = idem. \quad (11.35)$$

Это выражение представляет собой критерий подобия потоков, находящихся под воздействием сил сопротивления, и выражает отношение числа Фруда к гидравлическому уклону.

Заменяя величины масштабными множителями, получим:

$$\frac{\lambda_v^2}{\lambda_g \lambda_l} = 1, \quad (11.36)$$

откуда

$$\lambda_v = \sqrt{\lambda_g \lambda_l}.$$

Так как ускорение силы тяжести остается постоянным для модели и натуре, т. е. $\lambda_g = 1$, то $\lambda_v = \sqrt{\lambda_l}$.

Подставляя в это выражение соответственные значения величин вместо масштабных значений их, получим:

$$v_H = v_M \sqrt{\lambda \lambda_I}. \quad (11.37)$$

Расход в масштабных множителях будет иметь следующий вид:

$$\lambda_Q = \lambda_\omega \lambda_v = \lambda^2 \sqrt{\lambda \lambda_I} = \lambda^{2,5} \lambda_I^{0,5}. \quad (11.38)$$

Отсюда отношение расходов природы и модели будет:

$$\frac{Q_H}{Q_M} = \lambda^{2,5} \lambda_I^{0,5}. \quad (11.39)$$

Следовательно, моделирование по критерию подобия сопротивления включает и моделирование по критерию подобия сил тяжести.

Когда гидравлический уклон модели равен гидравлическому уклону в природе, то критерий подобия по силе сопротивления $\left(\frac{v_H^2}{gl_H}\right)$ обращается в критерий подобия по силе тяжести $\left(\frac{v_H^2}{gl_H} = \frac{v_M^2}{gl_M}\right)$. В этом случае величину скорости, расхода и время в природе определяют по уравнениям (11.26).

4. Применение критерия Фруда при моделировании потоков

Область применения критерия Фруда при моделировании потоков может быть установлена, если будут определены условия равенства $I_H = I_M$, или

$$\frac{I_H}{I_M} = \lambda_I = 1. \quad (11.40)$$

1. *Моделирование турбулентных потоков.* Из формулы Шези гидравлический уклон будет:

$$I = \frac{v^2}{C^2 R},$$

где C – скоростной множитель.

При моделировании по Фрудру при $\lambda_I = 1$ получим $\frac{v^2}{R} = idem$, в масштабных множителях $\frac{\lambda_v^2}{\lambda_R} = 1$. Тогда при $I_H = I_M$ имеем:

$$C_H = C_M. \quad (11.41)$$

Выражая по Н. Н. Павловскому $C = \frac{R^y}{n}$, где n – коэффициент шероховатости русла в природе, масштабная зависимость коэффициента шероховатости выразится $\lambda_n = \lambda^y$, т. е. коэффициент шероховатости модели меньше в λ^y раз коэффициента шероховатости природы.

При $C = \sqrt{\frac{8g}{\delta}}$ получим:

$$\delta_H = \delta_M, \quad (11.42)$$

т. е. коэффициенты гидравлического сопротивления в подобных потоках должны быть одинаковы.

Коэффициент гидравлического сопротивления для турбулентных потоков в зоне квадратичного сопротивления $\delta = f\left(\frac{\Delta}{R}\right)$. Вследствие равенства $\delta_H = \delta_M$ получим:

$$\frac{\Delta}{R} = idem, \quad (11.43)$$

где $\frac{\Delta}{R}$ – относительная шероховатость русла.

Таким образом, моделирование по Фрудру при равенстве $I_n = I_m$ возможно при полном геометрическом подобии и соблюдении условий, выраженных равенствами:

$$\lambda_n = \lambda^y \text{ и } \frac{\Delta}{R} = idem.$$

Если при геометрическом подобии соблюдаются вышеприведенные условия, то масштабные множители для расхода, скорости, времени и других величин определяются по зависимостям, указанным при моделировании по критерию подобия силы тяжести (11.26).

В том случае, когда подобие коэффициента шероховатости на модели неосуществимо, то зависимость между величинами (скорости, расхода и др.) определяется по уравнениям (11.37) и (11.39).

Если в уравнении $\frac{v^2}{gl}$ исключить гидравлический уклон, заменив его величиной $I = \frac{v^2}{c^2 R}$, то получим зависимость $\frac{c^2 R}{gl} = idem$, которая в масштабных значениях получит следующее выражение:

$$\frac{\lambda_c^2 \lambda_R}{\lambda_g \lambda_l} = 1. \quad (11.44)$$

Это выражение так же, как и выражение $\frac{v^2}{gl}$, можно считать критерием гидравлического подобия потоков.

При геометрическом подобии модели получаем $C_n = C_m$. Отсюда вытекает, что при геометрически подобных потоках они будут гидродинамически подобными, если будет существовать зависимость $\lambda_n = \lambda^y$ или $\frac{\Delta}{R} = idem$.

Но так как трудно осуществить подобие коэффициента шероховатости и относительной шероховатости по вышеуказанным зависимостям, то отсюда следует, что трудно достигнуть и гидродинамического подобия потоков.

Гидродинамическое подобие может быть достигнуто, если будет осуществлено подобие средних скоростей, расходов, уклонов свободной поверхности и т. д. по зависимостям (11.37) и (11.39).

При геометрическом искажении масштаба модели основной зависимостью подобия потоков будет следующее выражение:

$$\frac{\lambda_c^2 \lambda_R}{\lambda_g \lambda_l} = 1.$$

2. Для моделирования ламинарных потоков, прежде всего, установим, при каких условиях гидравлические уклоны природы и модели равны. Гидравлический уклон для ламинарного потока может быть выражен формулой

$$I = \frac{32\mu v}{\gamma d^2} = \frac{2\nu v}{gR^2}. \quad (11.45)$$

В масштабных множителях это выразится:

$$\lambda_I = \frac{\lambda_\nu \lambda_v}{\lambda_g \lambda_R} = \frac{\lambda_\nu \lambda_v}{\lambda_g \lambda^2}. \quad (11.46)$$

При $\frac{I_H}{I_M} = 1$ масштаб кинематического коэффициента вязкости будет:

$$\lambda_v = \frac{\lambda_g \lambda^2}{\lambda_v}. \quad (11.47)$$

Принимая ускорения силы тяжести равными на модели и в натуре ($\lambda_g = 1$), кинематический коэффициент вязкости в масштабных значениях выразится:

$$\lambda_v = \frac{\lambda^2}{\lambda_v}.$$

Но так как при $\lambda_l = 1$

$$\lambda_v = \sqrt{\lambda}, \quad (11.48)$$

то кинематический коэффициент вязкости жидкости на модели должен быть в $\lambda^{1.5}$ раза меньше кинематического коэффициента вязкости в натуре. Такое условие почти не осуществимо при моделировании, так как жидкость берется на модели такой же вязкости, как в натуре, поэтому $\lambda_v = 1$. В этом случае при моделировании ламинарных потоков гидравлические уклоны на модели и в натуре будут разные. Скорости и расходы для этих условий определяют по зависимостям:

$$v_H = v_M \sqrt{\lambda \lambda_l}; \quad Q_H = Q_M \lambda^{2.5} \lambda_l^{0.5}.$$

Более простые зависимости можно получить из уравнения

$$\frac{v^2}{gl} = idem,$$

подставив в него $I = \frac{2v\nu}{gR^2}$. После этого получим:

$$\frac{1}{2} \frac{vR}{\nu} \cdot \frac{R}{l},$$

или $Re \frac{R}{l} = idem. \quad (11.49)$

Это условие подобия в масштабных множителях будет иметь следующий вид:

$$\lambda_{Re} \frac{\lambda_R}{\lambda_l} = 1. \quad (11.50)$$

Так как для ламинарного потока коэффициент гидравлического сопротивления $\delta = \frac{const}{Re}$ (или $\frac{64}{Re}$), то для подобных потоков $\delta_H = \delta_M$.

Зависимость $Re = idem$ в масштабных множителях будет иметь вид

$$\frac{\lambda_v \lambda_R}{\lambda_v} = 1,$$

тогда

$$\lambda_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_R}.$$

Если кинематические коэффициенты вязкости на модели и в натуре равны ($\lambda_v = 1$), то

$$\lambda_v = \frac{I}{\lambda_R}. \quad (11.51)$$

Для геометрически подобных потоков будем иметь $\lambda_R = \lambda$ и $\lambda_v = \frac{I}{\lambda}$, что значит:

$$v_H = \frac{l}{\lambda} v_M. \quad (11.52)$$

Из этого выражения следует, что скорость на модели должна быть в λ раз больше скорости в натуре.

Масштабная зависимость между расходами будет:

$$\lambda_Q = \lambda_\omega \lambda_v = \frac{l}{\lambda} \lambda^2 = \lambda, \quad (11.53)$$

или

$$Q_H = Q_M \lambda. \quad (11.54)$$

Это значит, что расход на модели будет в λ раз меньше расхода в натуре.

Исходя из изложенных критериев, в таблице помещены масштабные множители для одинаковой среды при геометрическом подобии потоков.

Обозначение величин	Критерии подобия			
	гравитационного ($Fr = idem$)	сопротивления		
		турбулентный поток		ламинарный поток
		$I_M = I_m$ $C_M = C_m$ $\lambda_M = \lambda_m$	$I_M \neq I_m$ $C_M \neq C_m$ $\lambda_M \neq \lambda_m$	
Скорость	$\lambda^{0,5}$	$\lambda^{0,5}$	$\lambda^{0,5} \lambda_l^{0,5}$	λ^{-1}
Расход	$\lambda^{2,5}$	$\lambda^{2,5}$	$\lambda^{2,5} \lambda_l^{0,5}$	λ
Время	$\lambda^{0,5}$	$\lambda^{0,5}$	$\lambda^{0,5} \lambda_l^{0,5}$	λ^2
Ускорение	λ^0	λ^0	λ_l	λ^{-3}
Сила	λ^3	λ^3	$\lambda^3 \lambda_l$	λ^0
Давление	λ	λ	$\lambda \lambda_l$	λ^{-2}
Работа	λ^4	λ^4	$\lambda \lambda_l$	λ
Мощность	$\lambda^{3,5}$	$\lambda^{3,5}$	$\lambda^{3,5} \lambda_l^{1,5}$	λ^{-1}

5. Выбор масштаба модели

Масштаб модели выбирают, исходя из следующих условий подобия гидравлического режима потока:

1) если в натуре поток турбулентный, то и на модели поток должен быть турбулентным, т. е. $Re > Re_{кр}$.

Минимальный допустимый масштаб модели в этом случае определяют по следующей зависимости:

$$Re_{кр} < \frac{v_M R_M}{\nu_M} = \frac{1}{\nu} \cdot \frac{v_H R_H}{\sqrt{\lambda \lambda}}. \quad (11.55)$$

В результате опытных исследований наименьший масштаб модели может быть принят по формуле

$$\lambda_{мин} = (30 \div 50) \sqrt[3]{v_H^2 R_H^2}; \quad (11.56)$$

2) если поток в натуре спокойный ($Fr < 1$) или бурный ($Fr > 1$), то таким же он должен быть и на модели. При моделировании по Фрудру это условие всегда обеспечивается;

3) подобие в отношении шероховатости русла должно быть выдержано. При моделировании шероховатости исходят из подобия сопротивлений на

модели и в натуре. Для выбора типа шероховатости на модели используют условие $C_n = C_m$ или равенство коэффициентов гидравлического сопротивления $\delta_n = \delta_m$ природы и модели. Имея зависимости для δ в виде формул или кривых

$$\delta = \frac{2gRi}{v^2}, \text{ или } \delta = f\left(Re, \frac{\Delta}{R}\right),$$

можно, исходя из равенства коэффициентов природы и модели, подобрать нужную шероховатость модели, предварительно вычислив число Re , которое при моделировании по критерию сопротивления и Фруда равно:

$$Re_m = \frac{Re_n}{\lambda^{3/2}}. \quad (11.57)$$

Когда не удастся подобрать шероховатость модели по условию $\lambda_n = \lambda^y$ или $C_n = C_m$, то в этом случае для вычисления масштабных множителей для расхода и скорости следует пользоваться формулами (11.37) и (11.39):

$$\lambda_v = \sqrt{\lambda\lambda_l} \text{ и } \lambda_Q = \lambda^{2,5}\lambda_l^{0,5};$$

4) если имеет место разрыв сплошности потока в натуре, то разрыв сплошности потока должен быть и на модели.

Достигнуть разрыва сплошности потока на модели, если он существует в натуре, можно только путем моделирования атмосферного давления. Подобие модели натуре будет сохраняться до тех пор, пока в натуре вакуум не достигнет предельного значения, т. е. пока не наступит разрыв сплошности потока. Моделирование за пределами достижения предельного значения вакуума невозможно без моделирования атмосферного давления.

2 Практический раздел

Электронные методические указания для выполнения практических работ по дисциплине «Гидротехнические сооружения»

5 семестр

[Практическая работа 1](#) Фильтрационный расчет флютбета с одной шпунтовой стенкой (метод коэффициентов сопротивлений)

[Практическая работа 2](#) Фильтрационный расчет флютбета приближенным методом фильтрации (методом удлиненной контурной линии)

[Практическая работа 3](#) Расчет фильтрации через однородную плотину на водонепроницаемом основании

[Практическая работа 4](#) Расчет фильтрации через однородную плотину на водопроницаемом основании

[Практическая работа 5](#) Расчет фильтрации через плотину с ядром

[Практическая работа 6](#) Расчет устойчивости откосов грунтовых плотин

6 семестр

[Практическая работа 1](#) Составление эскиза плоского металлического затвора, определение толщины обшивки и посадочного усилия

[Практическая работа 2](#) Расчет сооружений на мелиоративных каналах

[Практическая работа 3](#) Водохозяйственные расчеты

[Практическая работа 4](#) Построение топографических характеристик пруда

[Практическая работа 5](#) Проектирование и расчет водоподпорной плотины

[Практическая работа 6](#) Проектирование и расчет водозаборного сооружения

[Практическая работа 7](#) Подбор и привязка линейных гидротехнических сооружений на мелиоративных каналах

[Практическая работа 8](#) Конструирование и расчеты отстойников

[Практическая работа 9](#) Проектирование и расчеты судоходного шлюза

[Практическая работа 10](#) Проектирование и расчет сетчатого рыбозащитного сооружения

[Перечень лабораторных работ по дисциплине «Гидротехнические сооружения»](#)

[Требования к оформлению курсового проекта по дисциплине «Гидротехнические сооружения»](#)

**Электронные методические указания для выполнения
практических работ по дисциплине «Гидротехнические сооружения»**

5 семестр

**Практическая работа №1
Фильтрационный расчет флютбета методом
коэффициентов сопротивлений**

Цель работы: выполнить фильтрационный расчет флютбета методом коэффициентов сопротивлений.

Общие указания. Метод коэффициентов сопротивления – это дальнейшее развитие известного метода фрагментов Н.Н Павловского. Он был предложен Р.Р. Чугаевым в 1953 – 1955 гг. и разработан во Всесоюзном научно-исследовательском институте гидротехники (ВНИИГ) имени Б.Е. Веденеева. Сущность его состоит в том, что область фильтрации с резко изменяющимся движением фильтрационного потока приближенно заменяется областью фильтрации с плавно изменяющимся движением и принимается в виде трубы с элементами подземного контура сооружения, характеризующимися коэффициентами местных сопротивлений ξ_L , пропорционально которым распределяются фильтрационные потери напора. Чтобы главные параметры фильтрационного потока (фильтрационное давление, максимальные выходные градиенты напора, расход фильтрации) могли быть рассчитаны при такой замене с приемлемой точностью, вводится понятие активной зоны фильтрации, характеризующейся глубинами $T'_{ак}$, $T''_{ак}$, $T'''_{ак}$, причем $T'_{ак}$, $T''_{ак}$, $T'''_{ак}$ – соответственно глубина активной зоны фильтрации по напору, по выходному градиенту и по расходу.

Активной зоной фильтрации является глубина, за пределами которой на параметры фильтрационного потока (фильтрационное давление W , гидравлический градиент I и фильтрационный расход q) положение водоупора уже не оказывает своего влияния. В общем случае каждому из перечисленных параметров фильтрационного потока (W , I и q) соответствует своя глубина активной зоны $T'_{ак}$, $T''_{ак}$, $T'''_{ак}$, причем $T''_{ак} \approx 2T'_{ак}$, а $T'''_{ак} = T_d$ или, в крайнем случае, $T'''_{ак} \approx 3 T'_{ак}$.

Рассматриваемый метод разработан для плоской схемы фильтрации. Он позволяет решить следующие основные задачи:

1) построить эпюру противодавления W на флютбет сооружения, найти остаточный напор $h_{ос}$ на нижнем конце низового (выходного) зуба, и, следовательно, определить средний гидравлический градиент I на упомянутом элементе контура;

2) рассчитать максимальный выходной градиент фильтрации $I_{вых}$ в плоскости дна нижнего бьефа;

3) определить фильтрационный расход.

Для решения вышеперечисленных задач дополнительно необходимо выполнить следующие:

- 1) установить положение поверхности расчетного водоупора $T_{\text{расч}}$;
- 2) определить на основании найденных величин $T_{\text{расч}}$, численные значения коэффициентов сопротивления ξ_i для отдельных элементов подземного контура.

Определение поверхности залегания расчетного водоупора. В общем случае отметка поверхности расчетного водоупора $T_{\text{расч}}$ не совпадает с глубиной залегания действительного водоупора $T_{\text{д}}$. Как правило, трем различным параметрам фильтрационного потока (противодавлению W , выходному гидравлическому градиенту $I_{\text{вых}}$ и расходу фильтрации q) соответствуют три различные расчетные глубины залегания водоупора: $T'_{\text{расч}}$, $T''_{\text{расч}}$ и $T'''_{\text{расч}}$, причем $T'_{\text{расч}} \neq T''_{\text{расч}} \neq T'''_{\text{расч}}$, $T_{\text{расч}}$ и $T_{\text{д}}$ всегда измеряются по вертикали от поверхности водоупора до наиболее высоко расположенной точки подземного контура (обычно до дна канала). Глубины залегания расчетных водоупоров определяются следующим образом.

При построении эпюры фильтрационного давления (противодавления):

$$\text{а) если } T_{\text{д}} \leq T'_{\text{ак}}, \text{ то } T'_{\text{расч}} = T_{\text{д}}; \quad (1.1)$$

$$\text{б) если } T_{\text{д}} > T'_{\text{ак}}, \text{ то } T'_{\text{расч}} = T'_{\text{ак}}. \quad (1.2)$$

При определении максимального выходного градиента в плоскости дна нижнего бьефа:

$$\text{а) если } T_{\text{д}} \leq T''_{\text{ак}}, \text{ то } T''_{\text{расч}} = T_{\text{д}}; \quad (1.3)$$

$$\text{б) если } T_{\text{д}} > T''_{\text{ак}}, \text{ то } T''_{\text{расч}} = T''_{\text{ак}}. \quad (1.4)$$

С известным приближением принимается, что $T''_{\text{ак}} \approx 2T'_{\text{ак}}$.

При определении расхода всегда исходят из действительной глубины залегания водоупора, т.е. $T'''_{\text{расч}} = T_{\text{д}}$.

При $T \geq 2,5l_0$, что эквивалентно бесконечности залеганию водоупора, можно принять $T'''_{\text{расч}} = 3T'_{\text{ак}}$.

Определение глубины активной зоны фильтрации по напору.

Глубина активной зоны фильтрации $T'_{\text{ак}}$ определяется по следующим формулам:

а) для распластанного подземного контура

$$\text{при } \frac{l_0}{S_0} \geq 5, \quad T'_{\text{ак}} = 0,5l_0, \quad (1.5)$$

где l_0 и S_0 – проекция подземного контура сооружения на горизонтальную и вертикальную оси;

б) для промежуточной схемы подземного контура

$$\text{при } 3,4 \leq \frac{l_0}{S_0} \leq 5, \quad T'_{\text{ак}} = 2,5S_0; \quad (1.6)$$

в) для заглубленного подземного контура

$$\text{при } 1 \leq \frac{l_0}{S_0} \leq 3,4, \quad T'_{\text{ак}} = 0,8S_0 + 0,5l_0; \quad (1.7)$$

г) для весьма заглубленного подземного контура

$$\text{при } 0 \leq \frac{l_0}{S_0} \leq 1, \quad T'_{\text{ак}} = S_0 + 0,3l_0. \quad (1.8)$$

Общий порядок расчета по методу коэффициентов сопротивления.

Гидротехнический расчет методом коэффициентов сопротивления выполняется в следующей последовательности:

1) составляют расчетную схему подземного контура, в процессе чего отбрасывают отдельные конструктивные детали, элементы, практически не влияющие на параметры фильтрационного потока. В результате получают подземный контур, состоящий из вертикальных и горизонтальных путей фильтрации;

2) определяют вертикальную S_0 и горизонтальную l_0 проекции подземного контура и по отношению l_0/S_0 устанавливают активную зону фильтрации и расчетное положение водоупора в зависимости от того, какой параметр фильтрационного потока будет в дальнейшем определяться, т. е. либо потери напора (для эпюры фильтрационного давления), либо максимальный выходной градиент, либо расход фильтрации;

3) расчетный подземный контур разбивают на отдельные элементы. Следует отметить, что согласно рассматриваемому методу любой подземный контур может быть разбит на три типовых отдельных элемента, характеризующихся соответствующими коэффициентами сопротивлений ξ_i :

а) **входной $\xi_{вх}$ и выходной $\xi_{вых}$** элементы подземного контура 1 – 2 и 8 – 10 (см. рис. 1.3);

б) **внутренний шпунт $\xi_{ш}$ или вертикальный уступ $\xi_{ус}$** (при $S = 0$, 3 – 5, 6 – 7);

в) **горизонтальные элементы контура $\xi_{гор}$** 2-3, 5-6 и 7-8;

Численные значения коэффициентов сопротивления при плоской задаче фильтрации для всех выделенных элементов контура не зависят от направления фильтрационного потока, т.е. при геометрическом подобии области фильтрации можно записать, что $\xi_{вх} = \xi_{вых}$;

4) определяют численные значения коэффициентов сопротивления при соответствующем расчетном положении водоупора;

5) зная величину коэффициентов сопротивления ξ_i , рассчитывают все основные параметры фильтрационного потока (потери напора на отдельных элементах подземного контура h_i для построения эпюры фильтрационного давления, максимальный выходной градиент $I_{вых}$ и фильтрационный расход).

Определение численных значений коэффициентов сопротивления.

1. *Внутренний шпунт* (рис. 1.1, а) или уступ

$$\xi_{ш} = \frac{a}{T_1} + 1,5 \frac{S}{T_2} + \frac{0,5S/T_2}{1 - 0,75S/T_2}. \quad (1.9)$$

где a – высота уступа;

S – глубина шпунта;

T_1 и T_2 – заглубления расчетного водоупора под подошвой сооружения соответственно перед шпунтом и за шпунтом; всегда $T_1 > T_2$, причем $T_1 = T_2 + a$.

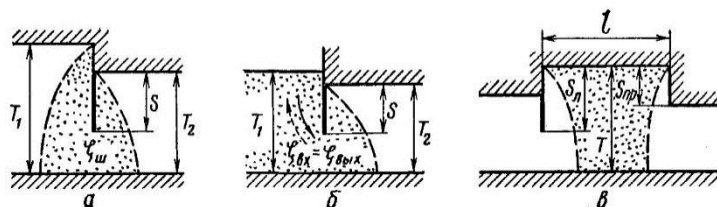


Рисунок 1.1 – Расчетные элементы подземного контура и фрагменты основания: а – внутренний шпунт или вертикальный уступ; б – входной (выходной); в – горизонтальный

Зависимость (1.9) применяется при условии, когда $0,8 \geq \frac{S}{T_2} \geq 0$.

При отсутствии шпунта, т.е. $S = 0$, определяют коэффициент сопротивления уступа:

$$\xi_{yc} = \frac{a}{T_1}. \quad (1.10)$$

Если же уступ отсутствует ($a = 0$), то в формуле (1.9) $T_1 = T_2 = T$.

2. *Входной и выходной элементы подземного контура.* К значению коэффициента шпунта $\xi_{ш}$ или уступа ξ_{yc} добавляется значение коэффициента сопротивления на чистый вход или выход (поворот потока, рис. 1.1, б).

Тогда $\xi_{вх} = \xi_{вых} = \xi_{ш} + 0,44$.

Если же $S = 0$, остается только уступ и $\xi_{вх} = \xi_{вых} = \xi_{yc} + 0,44$.

Когда же $S = 0$ и $a = 0$, имеет место так называемый плоский вход или выход и $\xi_{вх} = \xi_{вых} = 0,44$, т.е. входной и выходной элементы обращаются в точку. Это значение ($\xi_i = 0,44$) считается коэффициентом сопротивления чистого поворота фильтрационного потока на 90° .

3. *Горизонтальные элементы подземного контура.*

При длине горизонтального элемента l между двумя шпунтами глубиной S_1 и S_2 (рис. 1.1, в) при условии, когда

$$l > 0,5(S_1 + S_2), \quad (1.11)$$

коэффициент сопротивления горизонтального участка определяется по формуле

$$\xi_{гор} = \frac{1 - 0,5(S_1 + S_2)}{T}. \quad (1.12)$$

Когда $S_1 = S_2 = 0$, то $\xi_{гор} = l/T$. При $l \leq 0,5(S_1 + S_2)$ $\xi_{гор} = 0$.

Это указывает на то, что *при проектировании подземного контура, а точнее при предварительном назначении глубин шпунтов S_1, S_2 и расстоянии между ними l , следует учитывать условие (1.11).*

Построение эпюры фильтрационного давления. Построение эпюры фильтрационного давления ведут в следующей последовательности:

- 1) принимают расчетную схему, как было указано ранее;
- 2) определяют расчетное положение водоупора по напору;

3) разбивают подземный контур на отдельные элементы и определяют численные значения коэффициентов сопротивления;

4) вычисляют сумму всех коэффициентов сопротивления, $\sum_{i=1}^n \xi_i$;

5) для каждого элемента подземного контура прямо пропорционально численным значениям их коэффициентов сопротивления определяют потери напора h_i по формуле

$$h_i = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} \cdot \xi_i, \quad (1.13)$$

где H – напор на сооружении;

ξ_i – коэффициент сопротивления i -го элемента подземного контура;

$\sum_{i=1}^n \xi_i$ – суммарный коэффициент сопротивления всего подземного контура.

Следует отметить, что $\sum_{i=1}^n h_i = H$;

б) по известным потерям напора на каждом элементе подземного контура h_i строят эпюру фильтрационного давления на подошву водобойной части сооружения W_ϕ и при необходимости эпюру взвешивающего давления $W_{взв}$.

Определение градиентов в плоскости дна нижнего бьефа. В месте выхода фильтрационного потока в нижний бьеф, в точке примыкания водобоя к рисберме (точка 10 на рис. 1.3), будет максимальный выходной градиент $I_{\text{вых}}$. Исходя из величины этого градиента, ведут расчет поверхностной суффозии и проектируют обратные фильтры, покрывающие дно нижнего бьефа.

Для определения его численного значения прежде всего необходимо найти глубину залегания расчетного водоупора по выходному градиенту $T''_{\text{расч}}$, в соответствии с которой вычисляются значения коэффициентов сопротивления отдельных элементов контура и их сумма $\sum_{i=1}^n \xi_i$. Величина максимального выходного градиента $I_{\text{вых}}$ рассчитывается по формуле С. Н. Нумерова:

$$I_{\text{вых}} = \frac{H}{T_1} \cdot \frac{1}{\alpha \sum \xi_i}, \quad (1.14)$$

где α – коэффициент, определяемый в зависимости от отношений S/T_1 и T_2/T_1 по формуле:

$$\alpha \approx \sqrt{\sin \left[\frac{\pi}{2} \left(\frac{S}{T_1} - \frac{T_2}{T_1} + 1 \right) \right]}, \quad (1.15)$$

T_1 и T_2 – соответственно глубины водоупора справа и слева от шпунта глубиной S .

Коэффициент α можно также определить и по графику, приведенному на рис. 1.2.

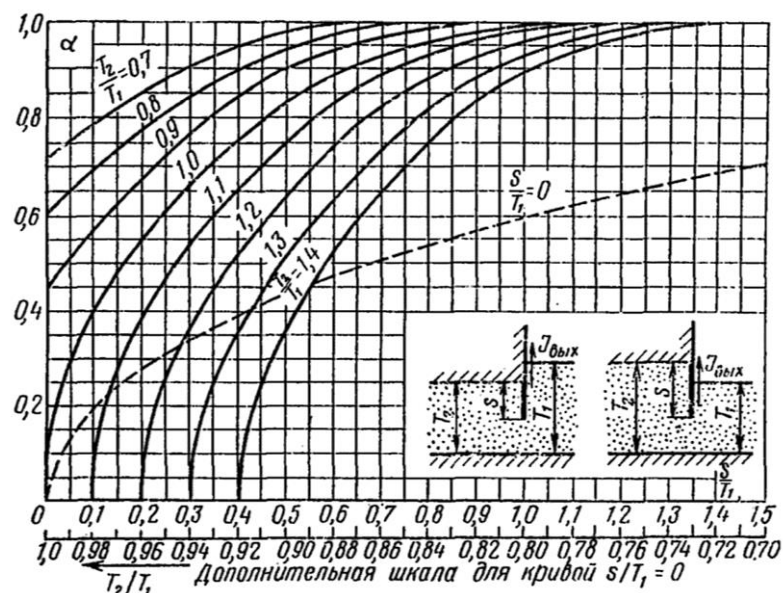


Рисунок 1.2 – График для определения коэффициента α

При расположении водоупора на большой глубине, когда $T''_{расч} = T''_{ак}$, в формулу (1.14) вводят коэффициент 1,1. В обратном случае она дает несколько заниженные значения, т.е.

$$I_{вых} = 1,1 \frac{H}{T_1} \cdot \frac{1}{\alpha \sum_{i=1}^n \xi_i} \quad (1.16)$$

Определение фильтрационного расхода. В соответствии с методом коэффициентов сопротивления величину удельного фильтрационного расхода определяют по формуле

$$q = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \xi_i} \cdot K, \quad (1.17)$$

где $\sum_{i=1}^n \xi_i$ – суммарный коэффициент сопротивления, определенный при $T'''_{расч} = T_d$ или $3T'_{ак}$;

K – коэффициент фильтрации грунта основания, м/сут.

В основу метода, разработанного Р. Р. Чугаевым, положено допущение о линейном изменении напора по длине подземного контура с учетом более эффективных потерь на вертикальных путях фильтрации при входе и на выходе. Этот метод позволяет построить эпюру напоров и определить градиенты на отдельных участках контура (входе, выходе и по длине между ними). При определении напоров расчет ведут при $T'_{расч}$, а выходного градиента при $T''_{расч}$ с использованием виртуальной длины подземного контура $L_{вир}$, определяемой по зависимости:

$$L_{вир} = L_d + 2 \cdot 0,44 T'_{расч}. \quad (1.18)$$

Графически виртуальная длина получится, если в обе стороны от концов действительной длины развернутого подземного контура отложить отрезки, равные $0,44 T'_{расч}$. Этими отрезками учитывают потери напора на входных и выходных участках контура.

Эпюру напоров вначале строят на виртуальной длине (линия А'В), а затем ее в пределах действительной длины на входных и выходных вертикальных участках исправляют (рис. 1.4). Во входной части исправление сводится к следующему. Из точки А', отвечающей действующему напору, проводят горизонтальную линию до пересечения с вертикалью, опущенной из точки 1. После этого точку 1' соединяют с точкой 2', лежащей на прямой А'В. В концевой части исправление сводится к проведению наклонной линии 8' – 10, где точка 8' лежит на прямой А'В'.

После такой перестройки ординаты эпюры напоров на действительной длине контура будут находиться на ломаной линии 1' – 2' – 8' – 10.

Градиент напора вдоль горизонтальных участков контура определяют по формуле

$$I_{г.к} = \frac{H}{L_d + 0,88 T'_{расч}}. \quad (1.19)$$

Максимальный выходной градиент можно с приближением определить так:

$$I_{вых} = \frac{h_{вых}}{l_{вых}}, \quad (1.20)$$

где $l_{вых}$ и $h_{вых}$ – соответственно длина концевого вертикального участка контура и потеря напора на этой длине. На эпюре напоров (рис. 1.4) это будет участок 8 – 10, ордината 8 – 8', но вычисленная при $T''_{расч}$.

Оценка общей фильтрационной прочности грунта в области фильтрации согласно нормативным требованиям выполняется по средним градиентам напора.

Условие общей фильтрационной прочности – осредненный градиент фильтрации по контакту водонепроницаемой части подземного контура $I_{ср}$ не должен превышать допустимых величин, установленных на основании обобщения многолетнего опыта строительства и эксплуатации гидросооружений, т.е.

$$I_{ср} \leq \frac{I_{к}^{ср}}{K_H}, \quad (1.21)$$

где $I_{ср}$ – осредненный градиент в расчетной области фильтрации, определяемый по (1.14);

$I_{к}^{ср}$ – осредненный расчетный критический градиент фильтрации (принимается по табл. 1.1 в зависимости от вида грунта основания);

K_H – коэффициент надежности, учитывающий степень ответственности, капиталность и значимость последствий при наступлении предельных состояний (принимается по табл. 1.2).

Таблица 1.1 – Значения критического среднего градиента напора для основания плотины (ТКП 45-3.04-150 – 2009)

Грунт	$I_{кр}$
Песок:	
мелкий	0,32
средней крупности	0,42
крупный	0,48
Супесь	0,60
Суглинок	0,80
Глина	1,35

Таблица 1.2 – Расчетные значения коэффициента надежности K_H

Класс	I	II	III	IV
K_H	1,25	1,20	1,15	1,10

Пример расчета.

Исходные данные для расчета: флютбет шлюза-регулятора приведен на рис. 1.1, а; грунт в основании сооружения – песок средней крупности с $\eta = 8$; коэффициент фильтрации песка $k_f = 5$ м/сут; плотность твердых частиц грунта $\gamma_s = 26,09$ кН/м³ (2,66 тс/м³); плотность грунта $\gamma_{гр} = 15,13$ кН/м³.

1. Заданный подземный контур упрощают, т.е. схематизируют, в нем должны быть только вертикальные и горизонтальные пути фильтрации, а основание разбито на фрагменты, как это показано на рис. 1.3, б.

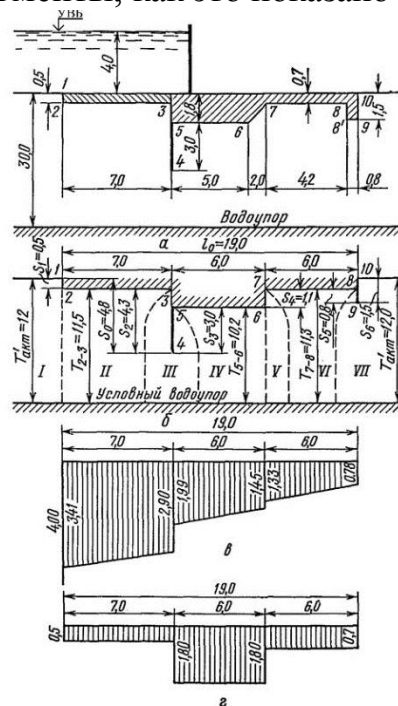


Рисунок 1.3 – К расчету флютбета по методу коэффициентов сопротивлений:
 а – заданная геометрическая схема флютбета; б – схематизированный контур флютбета;
 в – эпюра фильтрационного противодавления; г – эпюра взвешивающего противодавления

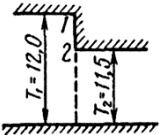
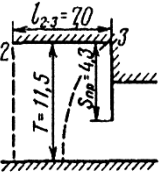
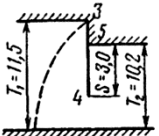
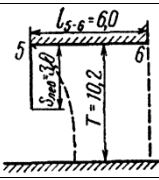

Необходимо заметить, что подземный контур и фрагменты основания будут одинаковы для подсчета коэффициентов сопротивлений по напору, выходному градиенту и фильтрационному расходу. Переменной величиной будет $T_{рас}$.

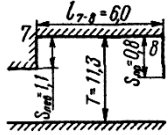
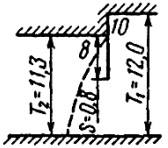
Проекции схематизированного подземного контура равны: горизонтальная $l_0 = 19,0$ м, вертикальная $S_0 = 4,8$ м, их отношение $l_0/S_0 = 3,96$. Активная зона по напору (формула 1.6) $T'_{акт} = 2,5S_0$, отсюда $T'_{акт} = 2,5 \cdot 4,8 = 12,0$ м. Так как $T_d = 30,0 > T'_{акт} = 12,0$ м, расчет ведем при $T'_{рас} = T'_{акт} = 12,0$ м. Активная зона по выходному градиенту принимается $T''_{акт} = 2 T'_{акт}$ или $T''_{акт} = 2 \cdot 12,0 = 24,0$ м. Так как $T_d = 30 > T''_{акт} = 24,0$, расчет ведем при $T''_{рас} = T''_{акт} = 24,0$ м, фильтрационный расход определяем при $T'''_{рас} = T_d = 30,0$ м.

2. Схематизированный подземный контур имеет 7 элементов: входной (I), шпунтовый (III), уступ (V), три горизонтальных (II, IV, VI) и выходной (VII) (см. рис. 1.3).

Коэффициенты сопротивления по напору при $T'_{рас} = T'_{акт} = 12,0$ м для каждого элемента вычислены по формулам и сведены в табл. 1.3.

Таблица 1.3 – Коэффициенты сопротивлений для отдельных участков контура при активной зоне по напору

Участки контура	Фрагменты	Расчетные формулы и значения коэффициентов сопротивлений
1	2	3
Входной 1 – 2		$\zeta_{вх} = \frac{T_1 - T_2}{T_1} + 0,44 ;$ $\zeta_{вх} = \frac{12,0 - 11,5}{12,0} + 0,44 = 0,48$
Горизонтальный 2 – 3		$\zeta_{гор2-3} = \frac{l_{2-3} - 0,5 \cdot (s_{лев} + s_{пр})}{T} ;$ $\zeta_{гор2-3} = \frac{7,0 - 0,5 \cdot (0 + 4,3)}{11,5} = 0,42$
Шпунтовый 3 – 5		$\zeta_{ш} = \frac{T_1 - T_2}{T_1} + 1,5 \cdot \frac{s}{T_2} + \frac{0,5 \cdot \frac{s}{T_2}}{1 - 0,75 \cdot \frac{s}{T_2}} ;$ $\zeta_{ш} = \frac{11,5 - 10,2}{11,5} + 1,5 \cdot \frac{3,0}{10,2} + \frac{0,5 \cdot \frac{3,0}{10,2}}{1 - 0,75 \cdot \frac{3,0}{10,2}} = 0,74$
Горизонтальный 5 – 6		$\zeta_{гор5-6} = \frac{l_{5-6} - 0,5 \cdot (s_{лев} + s_{пр})}{T} ;$ $\zeta_{гор5-6} = \frac{6,0 - 0,5 \cdot (3,0 + 0)}{10,2} = 0,44$
Уступ 6 – 7		$\zeta_{уст} = \frac{T_1 - T_2}{T_1} ;$ $\zeta_{уст} = \frac{11,3 - 10,2}{11,3} = 0,10$

<p>Горизонтальный 7 – 8</p>		$\xi_{гор7-8} = \frac{l_{7-8} - 0,5 \cdot (s_{лев} + s_{пр})}{T}$ $\xi_{гор7-8} = \frac{6,0 - 0,5 \cdot (1,1 + 0,8)}{11,3} = 0,45$
<p>Выходной 8 – 10</p>		$\xi_{вых} = \xi_{ш} + 0,44 = \frac{T_1 - T_2}{T_1} + 1,5 \cdot \frac{s}{T_2} +$ $+ \frac{0,5 \cdot s}{T_2} + 0,44;$ $1 - 0,75 \cdot \frac{s}{T_2}$ $\xi_{вых} = \frac{12,0 - 11,3}{12,0} + 1,5 \cdot \frac{0,8}{11,3} + \frac{0,5 \cdot 0,8}{11,3} +$ $+ 0,44 = 0,64$

Сумма всех коэффициентов сопротивления

$$\sum \xi = 0,48 + 0,42 + 0,74 + 0,44 + 0,10 + 0,45 + 0,64 = 3,27.$$

3. По формуле (1.13), в которой $H/\sum \xi$ величина постоянная и для данного примера равна 1,22, определяем потери напора в каждом элементе подземного контура. Они равны: на вход (I) $h_{вх} = 1,22 \cdot 0,48 = 0,59$ м; на шпунтовой стенке (III) $h_{ш.с} = 1,22 \cdot 0,74 = 0,91$ м; на горизонтальном участке (II) $h_{2-3} = 1,22 \cdot 0,42 = 0,51$ м; на горизонтальном участке (IV) $h_{5-6} = 1,22 \cdot 0,44 = 0,54$ м; на горизонтальном участке (VI) $h_{5-6} = 1,22 \cdot 0,45 = 0,55$ м; на уступе (V) $h_{уст} = 1,22 \cdot 0,10 = 0,12$ м; на выходе (VII) $h_{вых} = 1,22 \cdot 0,64 = 0,78$ м.

Эпюры фильтрационного и взвешивающего давлений показаны соответственно на рис. 1.3, в, г.

4. Силу противодействия на 1 м длины сооружения определяем, как площадь соответствующей части эпюры, умноженную на плотность воды.

Сила фильтрационного противодействия на водобой

$$W_{\phi} = \left(\frac{0,78 + 1,33}{2} \cdot 6 + \frac{1,45 + 1,99}{2} \cdot 6 \right) 9,81 = 163,34 \text{ кН (16,65 тс)}.$$

Сила взвешивающего противодействия на водобой $W_B = (0,7 \cdot 6 + 1,80 \cdot 6) \cdot 9,81 = 147,15$ кН (15,0 тс).

Суммарная сила противодействия будет $163,34 + 147,15 = 310,49$ кН (31,65 тс).

Собственный вес флютбета при $\gamma_6 = 23,54$ кН/м³ $G = (5 \cdot 1,8 + 2 \cdot 1,25 + 4,20 \cdot 0,7 + 0,8 \cdot 1,5) 23,54 = 368,16$ кН (36,82 тс).

Коэффициент запаса устойчивости водобоя на всплытие

$$k_s = \frac{368,16}{310,49} = 1,18.$$

Допускаемый коэффициент запаса $k_d = 1,10$.

Так как $k_d = 1,10 < k_s = 1,18$, устойчивость флютбета обеспечена.

5. Коэффициенты сопротивлений при $T''_{рас} = T''_{акт} = 24,0$ м подсчитаны по тем же формулам, что и при определении напоров, результаты вычислений их приведены ниже:

Участок контура	Вход (I)	Горизонтальный (II)	Шпунтовый (III)	Горизонтальный (IV)	Уступ (V)	Горизонтальный (VI)	Выход (VII)	$\Sigma\zeta$
ζ	0,43	0,21	0,33	0,20	0,06	0,20	0,46	1,89

Максимальный выходной градиент по уровню дна нижнего бьефа определяют по формуле (1.14), при этом $\alpha = 0,33$ берут по графику (см. рис. 1.2):

$$I_{\text{вых}} = \frac{4}{24 \cdot 0,33 \cdot 1,89} = 0,27$$

Оценку общей фильтрационной прочности грунта основания водорегулирующего сооружения в месте выхода фильтрационного потока в нижний бьеф выполняем по условию (1.21). Для этого определяем осредненный расчетный критический градиент напора I_k по табл. 1.1 в зависимости от грунта основания (песок средней крупности) и равный 0,42, а коэффициент надежности K_H – по табл. 1.2, который для сооружений IV класса равен 1.10.

Тогда выражение $\frac{1}{K_H} I_{\text{кр}} = \frac{0,42}{1,10} = 0,38$

а $I_{\text{вых}} = 0,27$, $0,27 < 0,38$.

Следовательно, в зоне выхода фильтрационного потока в нижний бьеф, фильтрационная прочность грунта обеспечивается.

6. Удельный фильтрационный расход, проходящий в основании сооружений, определяем по формуле (1.17):

$$q = 5 \frac{4}{1,79} = 11,17 \text{ м}^2/\text{сут},$$

где $\Sigma\zeta = 1,79$, вычислена при действительном значении водоупора, т.е. $T'''_{\text{рас}} = T_d = 30,0$ м (вычисления ζ опущены).

Практическая работа №2

Фильтрационный расчет флютбета приближенным методом фильтрации (методом удлиненной контурной линии)

Цель работы: выполнить фильтрационный расчет флютбета методом удлиненной контурной линии.

Общие указания. В основу метода, разработанного Р. Р. Чугаевым, положено допущение о линейном изменении напора по длине подземного контура с учетом более эффективных потерь на вертикальных путях фильтрации при входе и на выходе. Этот метод позволяет построить эпюру напоров и определить градиенты на отдельных участках контура (входе, выходе и по длине между ними). При определении напоров расчет ведут при $T'_{\text{расч}}$, а выходного градиента при $T''_{\text{расч}}$ с использованием виртуальной длины подземного контура $L_{\text{вир}}$, определяемой по зависимости:

$$L_{\text{вирт}} = L_d + 2 \cdot 0,44 T'_{\text{расч}}. \quad (2.1)$$

Графически виртуальная длина получится, если в обе стороны от концов действительной длины развернутого подземного контура отложить отрезки, равные $0,44 T'_{\text{расч}}$. Этими отрезками учитывают потери напора на входных и выходных участках контура.

Эпюру напоров вначале строят на виртуальной длине (линия А'В), а затем ее в пределах действительной длины на входных и выходных вертикальных участках исправляют (рис. 3.11). Во входной части исправление сводится к следующему. Из точки А', отвечающей действующему напору, проводят горизонтальную линию до пересечения с вертикалью, опущенной из точки 1. После этого точку 1' соединяют с точкой 2', лежащей на прямой А'В. В концевой части исправление сводится к проведению наклонной линии 8'–10, где точка 8' лежит на прямой А'В'.

После такой перестройки ординаты эпюры напоров на действительной длине контура будут находиться на ломаной линии 1'–2'–8'–10.

Градиент напора вдоль горизонтальных участков контура определяют по формуле

$$I_{г.к} = \frac{H}{L_{д} + 0,88 T'_{\text{расч}}}. \quad (2.2)$$

Максимальный выходной градиент можно с приближением определить так:

$$I_{\text{вых}} = \frac{h_{\text{вых}}}{l_{\text{вых}}}, \quad (2.3)$$

где $l_{\text{вых}}$ и $h_{\text{вых}}$ – соответственно длина концевого вертикального участка контура и потеря напора на этой длине. На эпюре напоров (рис. 2.1) это будет участок 8 – 10, ордината 8 – 8', но вычисленная при $T''_{\text{расч}}$.

Оценка общей фильтрационной прочности грунта в области фильтрации согласно нормативным требованиям выполняется по средним градиентам напора.

Условие общей фильтрационной прочности – осредненный градиент фильтрации по контакту водонепроницаемой части подземного контура $I_{\text{ср}}$ не должен превышать допустимых величин, установленных на основании обобщения многолетнего опыта строительства и эксплуатации гидросооружений, т.е.

$$I_{\text{ср}} \leq \frac{I_{\text{к}}^{\text{ср}}}{K_{\text{н}}}, \quad (2.4)$$

где $I_{\text{ср}}$ – осредненный градиент в расчетной области фильтрации;

$I_{\text{к}}^{\text{ср}}$ – осредненный расчетный критический градиент фильтрации (принимается в зависимости от вида грунта основания);

$K_{\text{н}}$ – коэффициент надежности, учитывающий степень ответственности, капиталность и значимость последствий при наступлении предельных состояний.

Пример. Выполнить фильтрационный расчет флютбета по методу удлинненной контурной линии.

Исходные данные для расчета: флютбет шлюза-регулятора приведен на рисунке 1.3, а; грунт в основании сооружения – песок средней крупности с η

= 8; коэффициент фильтрации песка $k_{\phi} = 5$ м/сут; пористость грунта $n = 0,42$; плотность твердых частиц грунта $\gamma_s = 26,09$ кН/м³ (2,66 тс/м³); плотность грунта $\gamma_{гр} = 15,13$ кН/м³.

1. Для расчета используем схему флюتبета (рис. 1.3, б). Действительная длина подземного контура по этой схеме $L_{д} = 0,5 + 7,0 + 4,3 + 3,0 + 6,0 + 1,1 + 0,8 + 1,5 = 30,2$ м.

2. Виртуальную длину подземного контура определим по зависимости $L_{вир} = L_{д} + 2 \cdot 0,44 T'_{рас}$,

где $T'_{рас}$ вычисляем как среднюю глубину при $T'_{ак} = 12,0$ м:

$$T'_{рас} = \frac{12,0 + 11,5 + 10,2 + 11,7 + 12,0}{5} = 11,48 \text{ м}$$

Отсюда виртуальная длина $L_{вир} = 30,2 + 2 \cdot 0,44 \cdot 11,48 = 40,3$ м.

3. Градиенты напора по длине подземного контура, кроме входного и выходного участков, определим по формуле:

$$I_{г.к} = \frac{4}{40,3} = 0,10.$$

4. Потери напора по длине подземного контура по отдельным участкам будут такими:

Участок контура	1 – 2	2 – 3	3 – 5	5 – 6	6 – 7	7 – 8	8 – 10
Длина участка, м	5,55	7,0	7,3	6,0	1,1	6,0	7,35
Потери напора, м	0,55	0,69	0,72	0,60	0,11	0,60	0,73

Эпюра напоров по развернутой длине подземного контура, построенная по приведенным табличным данным, показана на рис. 2.1. Из этой эпюры градиенты напора на входном и выходном участках соответственно будут равны:

$$I_{вх} = \frac{0,55}{0,50} = 1,1; \quad I_{вых} = \frac{0,73}{2,30} = 0,32.$$

5. Сила фильтрационного противодействия на водобой

$$W_{\phi} = \left(\frac{0,73 + 1,33}{2} \cdot 6 + \frac{1,44 + 2,04}{2} \cdot 6 \right) 9,81 = 163,04 \text{ кН (16,3 тс)}.$$

По методу коэффициентов сопротивлений эта сила была определена равной 163,34 кН (16,65 тс), что практически дает полное совпадение.

6. Максимальный выходной градиент по дну нижнего бьефа определим при $T''_{рас} = 23,48$ м (взято среднее значение), при этом виртуальная длина $L_{вир} = 30,2 + 2 \cdot 0,44 \cdot 23,48 = 50,86$ м.

$$\text{Потери напора на выходном участке } h_{вых} = \frac{4 \cdot 10,33}{50,86} = 0,81 \text{ м.}$$

$$\text{Максимальный выходной градиент } I_{вых} = \frac{0,81}{2,3} = 0,35.$$

В случае весьма глубокого залегания действительного водоупора при определении выходного градиента рекомендуется вводить коэффициент запаса, равный 1,1.

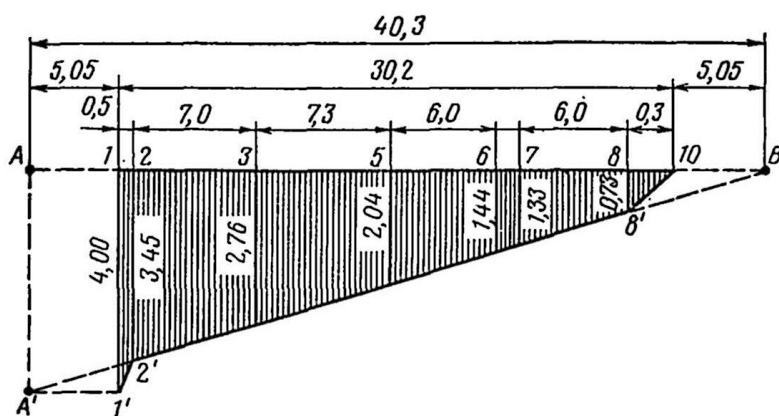


Рисунок 2.1 – Эпюра фильтрационного давления, построенная для развернутого подземного контура флюتبета

Практическая работа №3 Расчет фильтрации через однородную плотину на водонепроницаемом основании

Цель работы: выполнить фильтрационный расчет через однородную плотину на водонепроницаемом основании без дренажа и при отсутствии воды в нижнем бьефе.

Порядок расчета. При отсутствии воды в нижнем бьефе расчетные уравнения имеют вид:

$$\frac{q_T}{k_T} = \frac{H_{пл} - d_0 - h}{m_1} 2,3 \lg \frac{H_{пл}}{H_{пл} - h}; \quad (3.1)$$

$$\frac{q_T}{k_T} = \frac{h^2 - a_0^2}{2S}; \quad (3.2)$$

$$\frac{q_T}{k_T} = \frac{a_0}{m_2}; \quad (3.3)$$

$$S = b_{пл} + m_2(H_{пл} - a_0). \quad (3.4)$$

Приравняв правые части уравнений (3.2) и (3.3), находим:

$$h = \sqrt{\frac{2a_0S}{m_2} + a_0^2}. \quad (3.5)$$

Подставляя выражение S из уравнения (3.4), получаем:

$$h = \sqrt{\frac{2a_0}{m_2} [b_{пл} + m_2(H_{пл} - a_0)] + a_0^2}. \quad (3.6)$$

Обозначая правую часть через D, получим $h = D$.

Тогда уравнение (2.1) примет вид:

$$\frac{q_T}{k_T} = \frac{H_{пл} - d_0 - D}{m_1} 2,3 \lg \frac{H_{пл}}{H_{пл} - D}. \quad (3.7)$$

Вводим сокращенное обозначение:

$$2,3 \lg \frac{H_{пл}}{H_{пл} - D} = E, \text{ тогда } \frac{q_T}{k_T} = \frac{H_{пл} - d_0 - D}{m_1} E. \quad (3.8)$$

Подставляя в левую часть ее выражение из уравнения (3.3), находим:

$$\frac{a_0}{m_2} = \frac{(H_{\text{пл}} - d_0 - D)E}{m_1} \quad (3.9)$$

или

$$\frac{m_1}{m_2} a_0 = (H_{\text{пл}} - d_0 - D)E \quad (3.10)$$

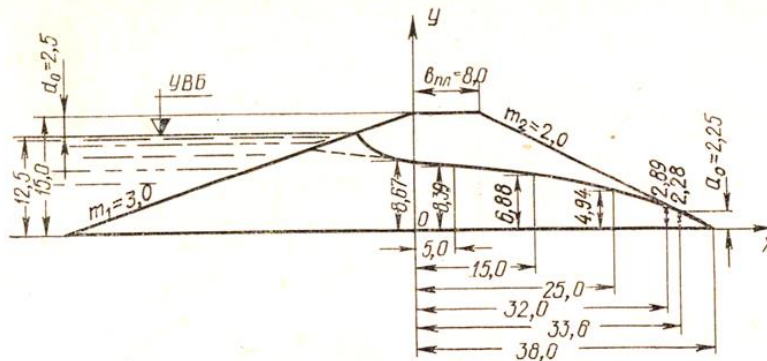


Рисунок 3.1 – Расчетная схема фильтрации через однородную земляную плотину на водонепроницаемом основании, без дренажа и при отсутствии воды в нижнем бьефе

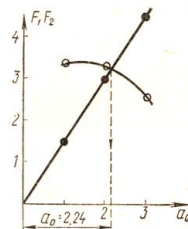


Рисунок 3.2 – График для определения a_0

Обозначаем левую часть:

$$\frac{m_1}{m_2} a_0 = F_1(a_0), \quad (3.11)$$

а правую часть

$$(H_{\text{пл}} - d_0 - D)E = F_2(a_0). \quad (3.12)$$

Задаваясь значениями a_0 , решаем уравнения, добиваясь равенства:

$$F_1(a_0) = F_2(a_0). \quad (3.13)$$

Пример расчета. Построить кривую депрессии и определить удельный фильтрационный расход теплоты плотины на водонепроницаемом основании при отсутствии воды в нижнем бьефе (рис. 2.1): $H_{\text{пл}} = 15,0$ м; $b_{\text{пл}} = 8,0$ м; $m_1 = 3,0$; $m_2 = 2,0$; $d_0 = 2,5$ м; $k_T = 0,0055$ м/сут.

Для сокращения вычислений принимаем графическое построение (рис. 3.2). Расчеты сводим в таблицу.

a_0	$F_1 = \frac{m_1}{m_2} a_0$	S	D	E	$F_2 = (H_{\text{пл}} - d_0 - D)E$
1	1,5	36,0	6,08	0,519	3,32
2	3,0	34,0	8,49	0,893	3,56
3	4,5	32,0	10,25	1,032	2,32
2,24	3,36	33,58	8,98	0,820	3,36

Найдя по графику $a_0 = 2,24$ м, определяем остальные неизвестные q_T , S и h .

Удельный фильтрационный расход:

$$q_T = \frac{k_T a_0}{m_2} = \frac{0,0055 \cdot 2,24}{2,0} = 0,00623 \text{ м}^3/\text{сут на 1 м};$$

$$S = b_{\text{пл}} + m_2 H_{\text{пл}} - m_2 a_0 = 8 + 2 \cdot 15 - 2 \cdot 2,24 = 33,58 \text{ м}.$$

Ординаты депрессионной кривой определяем по уравнению:

$$y^2 = h^2 - \frac{2q_T}{k_T} x. \quad (3.14)$$

Задавая значениями x от 0 до S (не менее 6), вычисляем y . Расчеты сводим в таблицу.

Точки	x , м	$\frac{2q_T}{k_T} x$	y^2	y , м
1	0	0	80,0	8,95
2	5,0	11,5	68,5	8,28
3	15,0	34,6	45,4	6,74
4	25,0	57,6	22,4	4,72
5	32,0	73,5	6,5	2,55
6	33,58	75,0	5,0	2,24

$$h = \sqrt{\frac{2a_0 S}{m_2} + a_0^2} = \sqrt{\frac{2 \cdot 2,24 \cdot 33,58}{2} + 2,24^2} = 8,95 \text{ м}.$$

Скорость фильтрации при выходе фильтрационного потока на низовой откос определяем по зависимости

$$v_{\text{вых}} = k_T I_{\text{вых}} = 0,0055 \cdot 0,0195 = 0,00011 \frac{\text{м}}{\text{сут}} = 0,00128 \text{ м/с}, \quad (3.15)$$

где $I_{\text{вых}}$ – уклон кривой депрессии при выходе на низовой откос.

$$I_{\text{вых}} = \frac{\Delta y}{\Delta x} = \frac{y_5 - y_6}{x_6 - x_5} = \frac{2,55 - 2,24}{33,6 - 32,0} = \frac{0,31}{1,6} = 0,0195. \quad (3.16)$$

Проверка устойчивости грунта на механическую суффозию заключается в определении скорости фильтрации в местах выхода фильтрационных вод и сравнении ее с допустимой скоростью для заданного грунта.

Суффозия будет отсутствовать при $v_{\text{вых}} \leq v_{\text{суф}}$, где $v_{\text{суф}}$ – допустимая скорость для грунта плотины (м/с), вычисленная приближенно по формуле Зихарта – М. М. Гришина:

$$v_{\text{суф}} = \sqrt{\frac{k_T}{30}}, \quad (3.17)$$

причем k_T – коэффициент фильтрации грунта тела плотины, м/с.

$$v_{\text{суф}} = \sqrt{\frac{0,64}{30}} = 0,145 \text{ м/с}; \quad v_{\text{вых}} < v_{\text{суф}} \quad (0,00128 < 0,145).$$

Практическая работа №4
**Расчет фильтрации через однородную плотину
на водопроницаемом основании**

Цель работы: выполнить фильтрационный расчет через однородную плотину на водопроницаемом основании конечной глубины без дренажа и при отсутствии воды в нижнем бьефе.

Решение такой задачи упрощенно можно выполнить двумя способами: акад. Н. Н. Павловского и проф. Р. Р. Чугаева.

Пример расчета. Определить удельный фильтрационный расход через водопроницаемое основание при следующих данных (рис. 4.1): $H_{пл} = 15,0$ м; $H_1 = 13,5$ м; $b_{пл} = 8,0$ м; $d_0 = 1,5$ м; $m_1 = 3,0$; $m_2 = 2,0$; $k_0 = 0,5$ м/сут; $T = 6,0$ м; $h_0 = 0$.

По способу акад. Н. Н. Павловского. Для однородной земляной плотины с коэффициентом фильтрации грунта тела плотины k_T на проницаемом основании с коэффициентом фильтрации k_0 акад. Н. Н. Павловский предложил упрощенный способ определения общего удельного фильтрационного расхода $q_{об}$ как сумму удельных расходов q_T – через тело плотины и q_0 – непроницаемая плотина и проницаемое основание.

Выше, исходя из первого предположения получен удельный фильтрационный расход q_T .

Удельный расход q_0 через водопроницаемое основание плотины вычисляем по формуле (рис. 4.1):

$$q_0 = \frac{k_0 H_1 T}{n B_{пл}} = \frac{0,5 \cdot 13,5 \cdot 6}{1,16 \cdot 83} = 0,422 \text{ м}^3/\text{сут на 1 м}, \quad (4.1)$$

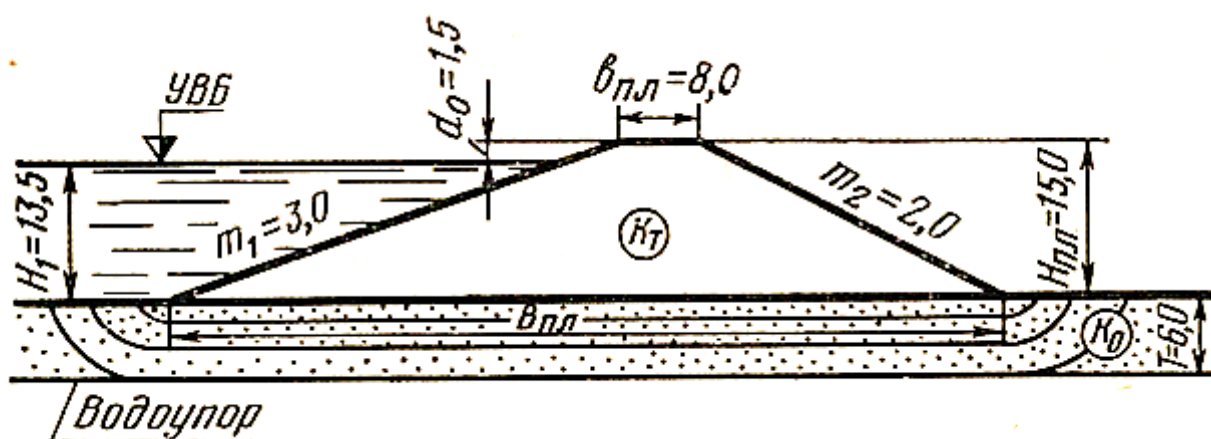


Рисунок 4.1 – Расчетная схема фильтрации через однородную земляную плотину на водопроницаемом основании конечной глубины без дренажа при отсутствии воды в нижнем бьефе по способу акад. Н.Н. Павловского

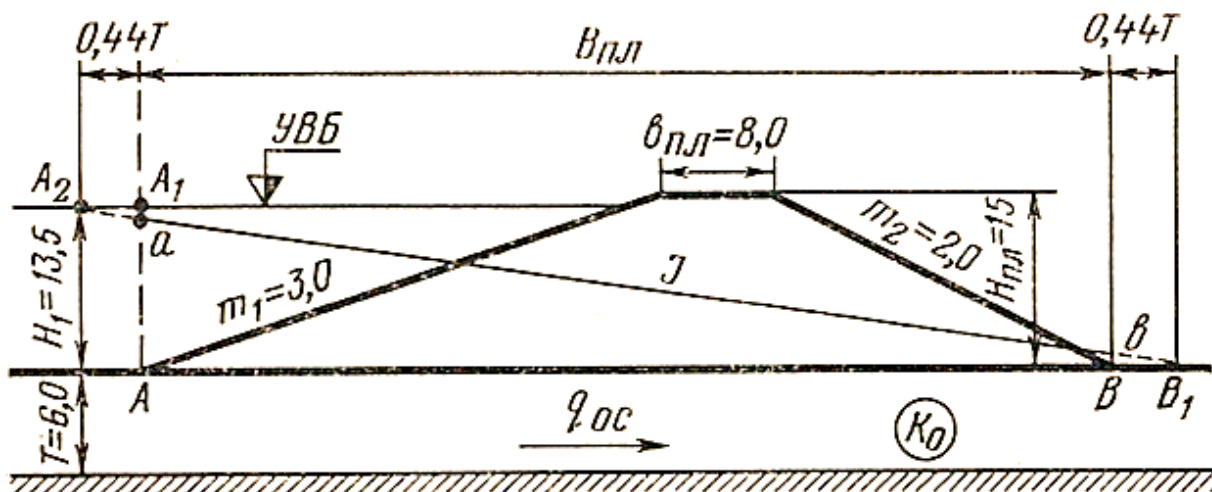


Рисунок 4.2 – Расчетная схема фильтрации через однородную земляную плотину на водопроницаемом основании конечной глубины без дренажа при отсутствии воды в нижнем бьефе по способу проф. Р.Р. Чугаева

где n – поправочный коэффициент, определяемый в зависимости от отношения $\frac{B_{пл}}{T}$:

$\frac{B_{пл}}{T}$	20	5	4	3	2	1
n	1,15	1,18	1,23	1,30	1,44	1,87

При $B_{пл} : T = 83 : 6 = 13,82$ значение $n = 1,16$.

По способу проф. Р. Р. Чугаева. Обозначим через A и B крайние точки подошвы сооружения (рис. 4.2). Сносим точку A на уровень воды верхнего бьефа, получим точку A_1 . От точек A_1 и B соответственно влево и вправо откладываем по горизонтали отрезки длиной $0,44 T$ и получаем точки A_2 и B_1 . Соединяем эти точки прямой и получим искомую пьезометрическую линию для подошвы AB сооружения в виде ломаной линии $A_1 B$.

Удельный расход через толщину проницаемого основания определяем по формуле:

$$q_0 = Tk_0 I = Tk_0 \frac{H_1}{0,44T + B_{пл} + 0,44T} = 6 \cdot 0,5 \frac{13,5}{88,3} = 0,458 \text{ м}^3/\text{сут на 1 м.}$$

Практическая работа №5
Расчет фильтрации через плотину с ядром

Цель работы: Выполнить расчет фильтрации через плотину с ядром, расположенную на водоупорном основании, при наличии воды в нижнем бьефе.

Если плотина не однородная, то при выполнении фильтрационных расчетов используют метод виртуальных длин, позволяющий виртуально заменить противофильтрационное устройство (ядро) эквивалентным слоем и дальнейшие расчеты проводить как для однородной плотины. При этом используется формула:

$$\Delta L_{\text{я}} = k_{\text{T}}/k_{\text{я}} \cdot (\delta_{\text{в}} - \delta_{\text{н}})/2 \quad (5.1)$$

где $\Delta L_{\text{я}}$ – величина виртуального удлинения тела плотины, k_{T} – коэффициент фильтрации грунта тела плотины, $k_{\text{я}}$ – коэффициент фильтрации грунта ядра, $\delta_{\text{в}}$ – толщина ядра по верху, $\delta_{\text{н}}$ – толщина ядра по низу.

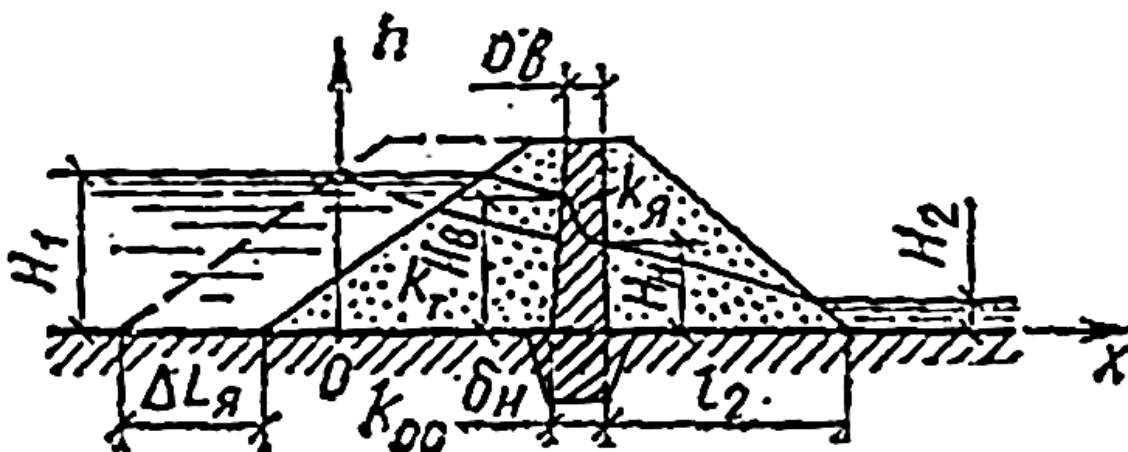


Рисунок 5.1 – Схема к расчету фильтрации через земляную плотину с ядром

Для фильтрационного расчета воды через виртуальную плотину коэффициентом фильтрации принимается k_{T} .

Пример расчета.

Исходные данные: 1. Глубина воды в верхнем бьефе $h_1 = 14,5$ м. 2. Глубина воды в нижнем бьефе $h_2 = 1,0$ м. 3. Расстояние по горизонтали от уреза воды в верхнем бьефе до подошвы нижнего бьефа $L = 30,0$ м. 4. Толщина ядра поверху $\delta_{\text{в}} = 8,0$ м. 5. Толщина ядра понизу $\delta_{\text{н}} = 54,0$ м. 6. Коэффициент заложения верхнего и нижнего откосов $m_1 = 2,0$. 7. Коэффициент фильтрации грунта тела плотины $k_{\text{T}} = 0,08$ м/сут (супесь). 8. Коэффициент фильтрации грунта ядра $k_{\text{я}} = 0,04$ м/сут (суглинок). 9. Длина плотины по гребню $b = 50,0$ м.

Для упрощения расчета, по способу виртуальных длин, плотину приводим к однородной. При этом используется формула:

$$\Delta L_{\text{я}} = k_{\text{T}}/k_{\text{я}} \cdot (\delta_{\text{в}} - \delta_{\text{н}})/2$$

Применяем значение коэффициента фильтрации, равное k_{T} .

1. Вычисляется скорость фильтрации воды через плотину по формуле Дарси: $V = k_{\text{T}} \cdot i = 0,08 \cdot (h_1 + 30)/30 = 0,08 \cdot (14,5 + 30)/30 = 0,08 \cdot 1,48 = 0,12$ м/сут;

2. Вычисляются значения величин $\Delta L_{\text{в}}$, $\Delta L_{\text{н}}$, $\Delta L_{\text{я}}$, $L_{\text{р}}$, м

$$\Delta L_{\text{в}} = 0,4 \cdot h_1 = 0,4 \cdot 14,5 = 5,8 \text{ м,}$$

$$\Delta L_{\text{н}} = 1/3 \cdot m_1 \cdot h_2 = 1/3 \cdot 2 \cdot 1 = 0,67 \text{ м,}$$

$$\Delta L_{\text{я}} = k_{\text{T}}/k_{\text{я}} \cdot (\delta_{\text{в}} - \delta_{\text{н}})/2 = 0,08/0,04 \cdot (54 + 8)/2 = 2 \cdot 31,0 = 62,0 \text{ м,}$$

$$L_{\text{р}} = L + \Delta L_{\text{в}} + \Delta L_{\text{н}} + \Delta L_{\text{я}} = 30 + 5,8 + 0,67 + 62 = 98,47 \text{ м.}$$

3. Определяется удельный расход фильтрации q , м²/с (м²/сут) и фильтрационный расход воды через плотину, м³/сут: $q = k \cdot (h^2 - h_0^2)/2L_{\text{р}} = 0,08 \cdot (210,25 - 1)/2 \cdot 98,47 = 0,08$ м²/сут. Общий расход через плотину $Q = qb = 0,08 \cdot 50 = 4,0$ м³/сут.

4. Вычисляются значения ординат кривой депрессии h_x в различных сечениях x по формуле $h_x = \sqrt{2 \cdot q/k_{\text{T}} (L + \Delta L_{\text{н}} - x) + h_2^2}$. По результатам расчетов построится кривая депрессии.

Практическая работа №6 Расчет устойчивости откосов грунтовых плотин

Цель работы: Определить коэффициент запаса на устойчивость против сползания низового откоса земляной плотины.

Расчет устойчивости низового откоса. Степень устойчивости низового откоса оценивается коэффициентом запаса устойчивости k_3 . В результате расчета заданного откоса надо найти минимальное значение k_3 и сравнить эту величину с допускаемой $(k_3)_{\text{доп}}$ при этом должно быть соблюдено условие $(k_3)_{\text{мин}} \geq (k_3)_{\text{доп}}$, где величину допускаемого коэффициента запаса $(k_3)_{\text{доп}}$ назначают в зависимости от класса капитальности сооружения и условия работы откоса (табл. 6.1).

Таблица 6.1 – Допускаемые коэффициенты запаса устойчивости откосов

Сочетание нагрузок и воздействий	Класс плотины			
	I	II	III	IV
Основные	1,30–1,25	1,20–1,15	1,15–1,10	1,10–1,05
Особые	1,10–1,05	1,10–1,05	1,05	1,05

Пример расчета. Определить коэффициент запаса на устойчивость против сползания низового откоса земляной плотины. Грунт тела и основания плотины песчаный. Дано: $H_{пл}=27,0$ м; $d_0=3,0$ м; $b_{пл}=20,0$ м; $b_6=2,5$; $b_6=3,0$ м; $T=48,0$ м; пористость $n=0,35$; плотность грунта $\gamma_{гр}=2,66$ т/м³; влажность грунта $W=15\%$; для грунта в естественном состоянии $\varphi=32^\circ$ и $c_1=0,5$ т/м²; для грунта насыщенного водой $\varphi_2=25^\circ$ и $c_3=0,3$ т/м²; для грунта основания плотины $\varphi_3=22^\circ$ и $c_3=0,2$ т/м². Класс капитальности сооружения III.

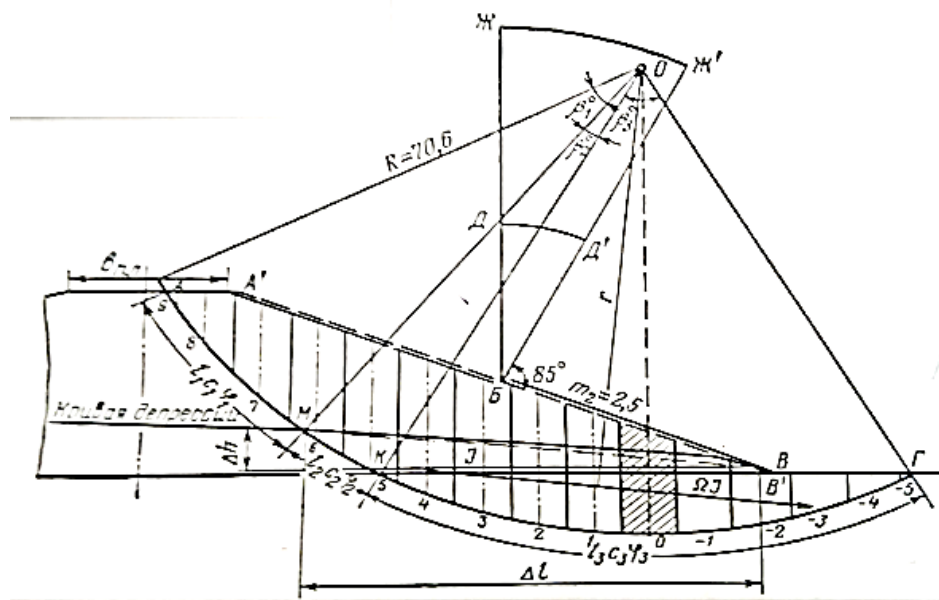


Рисунок 6.1 – Расчетная схема устойчивости низового откоса земляной плотины

Расчет ведем по методу круглоцилиндрической поверхности графоаналитическим способом. Вычерчиваем поперечный профиль плотины, соблюдая горизонтальный и вертикальный масштабы одинаковыми. Проводим осредненную линию низового откоса $A'B'$. На профиль наносим кривую депрессионной поверхности фильтрационного потока в теле плотины (рис 6.1).

Коэффициент запаса на устойчивость определяется как отношение суммы моментов удерживающих сил к сумме моментов сдвигающих сил:

$$k_3 = \frac{\sum M_{уд}}{\sum M_{сдв}}$$

Действующие силы определяем в такой последовательности.

В. В. Фандеев рекомендует центры кривых скольжения располагать в прямоугольнике $ДЖЖ'Д'$. Для построения этого прямоугольника из середины откоса (точка $Б$) прочерчиваем вертикаль и линию под углом 85° к откосу. Затем, пользуясь таблицей 65.1, вычисляем радиусы $БД$ и $БЖ$ и проводим дуги $ДД'$ и $ЖЖ'$.

В секторе $ДЖЖ'Д'$ выбираем центр скольжения $О$, на которого радиусом R очерчиваем кривую скольжения $АГ$ с таким расчетом чтобы она проходила между осью плотины и бровкой низового откоса плотины.

Для выявления всех действующих сил на откосе плотины массив $АА'В'ГА$ делим на вертикальные полосы шириной $b = 0.1R$. Разбивку полос начинаем

с нулевой, которая располагается по обе стороны от вертикали, опущенной из точки O до пересечения с кривой скольжения AG .

Подсчет действующих сил сводим в *таблицу 6.2*, порядок заполнения которой следующий: $\sin \alpha$ для рассматриваемой полосы равен ее порядковому номеру, поделенному на 10. Для полос, расположенных от нулевой полосы влево, $\sin \alpha$ – положительные, а для полос, расположенных вправо, – отрицательные. При этом для первой и последней полос $\sin \alpha$ принимается в зависимости от доли полосы по отношению к полной ее ширине, например в полосе 9 $\sin \alpha = 0,82$, в полосе 5 $\sin \alpha = -0,43$. $\cos \alpha$ вычисляем по формуле $\cos \alpha = \sqrt{(1 - \sin^2 \alpha)}$. По оси полосы измеряем среднюю высоту ее. От поверхности откоса плотины до линии депрессии грунт находится в состоянии естественной влажности, поэтому средняя высота полосы в этих пределах составляет h_{ec} . От линии депрессии до линии скольжения грунт насыщен водой, поэтому средняя высота полосы в этой зоне обозначается $h_{нас}$.

Таблица 6.1 – К построению кривой скольжения

Коэффициент откоса m	1	2	3	4	5	6
$\frac{БД}{H_{пл}} = k_1$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3,0
$\frac{БЖ}{H_{пл}} = k_2$	1,50	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

Приведенную высоту полосы определяем по формуле:

$$h_{пр} = h_{ec} + \frac{\gamma_{нас}}{\gamma_{ec}} h_{нас}$$

Объемную массу грунта при естественной влажности вычисляем по формуле $\gamma_{ec} = (1 - n)\gamma_r k$. Объемную массу взвешенного и насыщенного водой грунта определяем по формуле:

$$\gamma_{нас} = (1 - n) * (\gamma_r - \gamma_v)$$

где n – относительная пористость грунта; γ_r – плотность грунта; γ_v – плотность воды; k – коэффициент, зависящий от влажности грунта (при $W=12-18\%$ коэффициент $k=1,12 \div 1,18$).

Угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c принимаются по зонам соответственно состоянию и физико-техническим характеристикам грунтов. Например, в зоне прохождения кривой скольжения от A до M принимаем $\varphi_1 c_1$; от M до K : $\varphi_2 c_2$, от K до Γ : $\varphi_3 c_3$,

Длину дуги кривой скольжения вычисляем по формуле:

$$l = \frac{2\pi R \beta^0}{360^0}$$

где R – радиус кривой скольжения; β^0 – центральный угол дуги $AMK\Gamma$ (рис.6.1).

Заполнив таблицу 6.2, получаем в результате суммирования данные по графам 5, 7, 11, 14, которыми пользуемся для определения коэффициента запаса на устойчивость по развернутой формуле:

$$k_3 = \frac{b \cdot \gamma_{ec} \cdot \sum h_{пр} \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi + \sum cl}{b \cdot \gamma_{ec} \cdot \sum h_{пр} \cdot \sin \alpha + \Omega l \cdot \frac{r}{R}}$$

где $b\gamma_{ec} \sum h_{пр} \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi$ – сила трения; $\sum cl$ – сила сцепления; $b\gamma_{ec} \sum h_{пр} \sin \alpha$ – сдвигающая сила от собственного веса; Ωl – сдвигающая сила от гидродинамического давления фильтрационного потока; r – плечо силы Ωl .

Площади фильтрационного потока в зоне сползаемого массива $\Omega = \sum h_{нас} b$; средний градиент в этой зоне $I = \frac{\Delta h}{\Delta l} = \frac{5,4}{57,6} = 0,094$. Где Δh и Δl – параметры градиента фильтрационного потока в зоне сползаемого массива.

Радиусы для построения сектора ДД*ЖЖ*, в котором размещаются центры наиболее опасных кривых скольжения, имеют следующие значения: БД = $k_1 H_{пл} = 0,875 \cdot 27,0 = 23,6$ м; БЖ = $k_2 H_{пл} = 2,025 \cdot 27,0 = 54,7$.

В результате графического построения профиля плотины, кривой скольжения и сползаемого массива имеем: $R = 70,6$ м; $b = 0,1R = 7,06$ м; число полос 15.

Путем подсчёта величин по данным таблицы 6.1 получено: $b\gamma_{ec} \sum h_{пр} \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi = 57,65$; $\sum cl = 317,8$ кН; $b\gamma_{ec} \sum h_{пр} \sin \alpha = 46,44$;

$$\Omega = 89,45 \cdot 7,06 = 632,0 \text{ м}^2;$$

$I = 0,094$; плечо силы гидродинамического давления Ωl равно $r = 64,7$ м. Объёмная масса грунта в естественном состоянии

$$\gamma_{ec} = (1 - 0,35) 2,66 \cdot 1,15 = 1,99 \frac{\text{Т}}{\text{М}^3}; \text{принасыщении и взвешивании}$$

$$\gamma_{нас} = (1 - 0,35)(2,66 - 1,0) = 1,09 \frac{\text{Т}}{\text{М}^3}.$$

Приведенная средняя высота полосы $h_{пр} = h_{ec} + \frac{1,09}{1,09} h_{нас} \approx h_{ec} + 0,55 h_{нас}$.

Подставляя все данные, полученные графоаналитическим способом, вычисляем коэффициент запаса на устойчивость при радиусе скольжения $R=70,6$ м.

$$k_3 = \frac{7,06 \cdot 1,99 \cdot 57,65 + 317,8}{7,06 \cdot 1,99 \cdot 46,44 + 632,0 \cdot 0,094 \cdot 0,915} = 1,19.$$

Из примера следует, что вычисленный коэффициент устойчивости низового откоса плотины вполне удовлетворяет нормальным условиям работы сооружений III класса, однако он не является минимальным.

С допускаемым значением коэффициента запаса сравнивается его минимальное значение (k_3) мин, полученное в результате расчета по нескольким кривым скольжения.

Таблица 6.2 – Подсчет действующих сил

Номер полосы	$\sin\alpha$	$\cos\alpha$	h_{ec}	$h_{нас}$	$h_{пр}$	$h_{пр}\sin\alpha$	$h_{пр}\cos\alpha$	φ	$\operatorname{tg}\varphi$	$h_{пр}\cos\alpha \operatorname{tg}\varphi$	c	l	cl, кН
9	0,82	0,57	0,2	-	0,2	0,16	0,11			0,07			
8	0,8	0,6	7,3	-	7,3	5,84	4,38	32°	0,62	2,72	2	28,3	141,5
7	0,7	0,72	14,1	-	14,1	9,87	10,12			6,28			
6	0,6	0,8	16,7	0,8	17,14	10,28	13,73			6,47			
5	0,5	0,86	14,2	5	16,94	8,47	14,67	25°	0,47	6,89	0,3	11,1	33,3
4	0,4	0,92	11,8	8,2	16,3	6,52	14,96			5,99			
3	0,3	0,955	9,6	10,5	15,37	4,6	14,67			5,87			
2	0,2	0,98	7,8	11,9	14,33	2,87	14,04			5,62			
1	0,1	0,995	5,6	12,3	12,35	1,24	12,28			4,92			
0	0	1	3,4	12	9,98	0	9,98			3,99			
-1	-0,1	0,995	1,5	10,9	7,48	-0,75	7,45	22°	0,4	2,98	0,2	71,5	143
-2	-0,2	0,98	-	8,5	4,67	-0,93	9,58			3,84			
-3	-0,3	0,955	-	5,9	3,23	-0,97	3,47			1,31			
-4	-0,4	0,92	-	3,2	1,76	-0,7	1,62			0,65			
-5	-0,43	0,9	-	0,25	0,14	-0,06	0,13			0,05			
				89,45		46,44				57,65			317,8

6 семестр

Практическая работа №1

Составление эскиза плоского металлического затвора, определение толщины обшивки и посадочного усилия

Цель работы: Произвести расчет плоского металлического колесного затвора.

Плоский затвор состоит из пролетного строения опорно-ходовых частей, уплотнения и подвесных устройств.

В простейших затворах, широко применяемы на мелки мелиоративных каналах, пролетное строение состоит из обвязки (двух стоек и одной или двух балок) и обшивки толщиной 4-5 мм.

В затворах, перекрывающий большие пролеты, пролетное строение выполняют из балочного каркаса, включающего горизонтальные балки (главные ригели), вспомогательные балки (ригели), вертикальные стойки, из которых крайние называются опорно-концевыми, и обшивки. В больших затворах еще делают продольные, диагональные и поперечные связи, обеспечивающие жесткость и пространственную неизменяемость конструкции затвора. Пролетное строение снабжается уплотнениями.

Число и конструкцию ригелей выбирают в зависимости от размера водопропускного отверстия, перекрываемого затвора, типа отверстия (поверхностное или глубинное) и назначения затвора (основной или ремонтный).

В ирригационной практике наибольшее применение получил двухригельный затвор. Многоригельные затворы применяют в основном для глубинных затворов или при ограниченной высоте ригеля по местным условиям.

Ригели назначают из условия их равномерной загруженности давлением воды. Сечения ригелей выполняют из прокатных профилей.

Ригель рассчитывают на предельную нагрузку по наибольшему изгибающему моменту $M_{\text{макс}}$, расчет сводится к определению его поперечного сечения.

Обшивку обычно располагают с верхней стороны затвора и выполняют, как правило, из стали. Толщина обшивки колеблется до 20 мм и в глубинных затворах достигает до 40 мм. Листы обшивки располагают так, чтобы кромки большей стороны листа были параллельны ригелям. Расчет обшивки сводится к определению ее толщины.

Опорно-ходовые части служат для передачи давления от пролетного строения на его закладные части (полозья) и далее на бетон сооружения, а также для передвижения затвора в процессе его маневрирования. Опорноходовые части могут быть выполнены из дерева (сосна, лиственница, дуб), металла или древеснослоистого пластика (ДСП-БГТ) и маслянита. Дерево применяют, если удельная нагрузка не превышает 17 кг/см^2 для сосны

и 40 кг/см² для дуба. При больших нагрузках применяют сталь или ДСП-БГТ, позволяющие доводить нагрузку до 3000–4000 кг/см².

Скользкие опоры (полозья) рассчитывают на смятие по формуле

$$B = \frac{0,5P}{[\sigma_{см}]h}$$

где В – ширина сминаемой поверхности, см; h – высота (длина) сминаемой поверхности, см; P – полное давление воды на затвор, кг; $[\sigma_{см}]$ – расчетное сопротивление на смятие наиболее слабого из соприкасающихся материалов, кг/см².

Подъемное усилие в рассматриваемых затворах определяют по общей формуле

$$T = (Pf \pm G)k,$$

где P – полное давление воды на затвор; G – собственный вес затвора; k – коэффициент запаса, учитывающий различные затруднения, при подъеме принимается 1,1–1,4 (знак «+» относится к случаю подъема затвора, а знак «-» - опускания); f – коэффициент трения скольжения полозьев по опорам (табл. 1.1).

Таблица 1.1 – Значение коэффициента трения скольжения

Род поверхностей	f
Дерево по дереву в воде (поперек волокон)	0,70
Дерево по камню	0,60
Сталь по стали без смазки в воде	0,50
Сталь по бронзе и чугуна насухо	0,30-0,35
Чугун по чугуну или по бронзе (слабая смазка)	0,16
Резина	0,65
Древеснослоистый пластик	0,40

При опускании затвора усилие T рассчитывают также с запасом; коэффициент k в приведенной формуле принимают 1,25. Для уменьшения подъемных усилий затворов следует заменять трение скольжения трением качения (установкой колесных опор), обеспечивая хорошую смазку.

Колесными затворами перекрывают пролеты до 41 м при напоре до 6,5 м или поддерживают напор на щитах до 16 м при пролете до 17 м. Опорный путь для колес устраивают из рельсов специальных профилей – подкрановых или железнодорожных. Под рельсы в бетон устоев сооружения закладывают балки, распределяющие давление.

Уплотнения перекрывают зазоры между закладными частями затвора и обшивкой, препятствуя утечке воды. По виду расположения уплотнения разделяются на вертикальные (боковые) и горизонтальные.

Подвесные устройства соединяют подвижную часть затвора с тягами подъемных механизмов.

Для предварительных расчетов подъемное усилие можно определить по формуле А. Р. Березинского:

$$T = k(G + 0,08P),$$

где k – коэффициент запаса, принимаемый 1,25–1,5.

Пример расчета. Рассчитать плоский металлический колесный затвор при следующих данных: отверстие поверхностное шириной $L=4,8$ м, напор на пороге сооружения $H=3,3$ м.

- 1) Определение высоты затвора.

$$H_p = H + (0,1 \div 0,15) = 3,3 + 0,10 = 3,4 \text{ м.}$$

- 2) Определение расчётного пролета затвора.

$$L_p = L + (0,2 \div 0,25) = 4,8 + 0,2 = 5,0 \text{ м.}$$

3) Установление сил, действующих на затвор. Затвор рассчитывают на действие основных сил (собственный вес затвора, гидростатическое и гидродинамическое давление при расчетном уровне воды) с проверкой на действие основных плюс дополнительных (случайных) сил (гидростатическое и гидродинамическое давление при повышении подпорного уровня воды, давление отложившихся наносов, силы, действующие во время монтажа и ремонта, давление ветра, температурное воздействие).

В том случае, если разрушение затвора неизбежно вызовет гибель людей или окажет большие воздействия на объекты государственного и общественного значения, рассматривается комбинация основных, дополнительных и катастрофических сил (сейсмические силы, давление ураганного ветра, давление воды при катастрофическом паводке и при разрушении выше или ниже расположенных сооружений, давление штормовых волн и динамическое воздействие льда).

Собственный вес плоских металлических затворов предварительно определяется по эмпирическим формулам Березинского и Ефимовича:

$$\left. \begin{aligned} G_{\text{Берез.}} &= 0,055F\sqrt{F} = 0,055 \cdot 17\sqrt{17} = 3,9\text{т;} \\ G_{\text{Ефим.}} &= 0,157F^4\sqrt{F} = 0,157 \cdot 17^4\sqrt{17} = 5,5\text{т;} \\ G_{er} &= 4,7\text{т.} \end{aligned} \right\}$$

Гидростатическое давление на затвор определяют по обычным зависимостям гидравлики:

$$P = \frac{1}{2}\gamma H_p^2 L = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 3,4^2 \cdot 4,8 = 2,7\text{т.}$$

Выбор типа затвора и назначение основных геометрических размеров его. Принимаем двухригельный колесный металлический затвор как наиболее экономичный и широко распространенный из-за простоты конструкции, точности в передаче давления воды на опорно-ходовые части и легкости изготовления и монтажа.

Условием правильного размещения ригелей в колесном затворе служит их равнонагруженность от гидростатического давления воды. Для этого их располагают на одинаковом расстоянии от равнодействующей гидростатического давления. При соблюдении этого условия ригели получают одинакового сечения.

В нашем случае расстояние от нижней кромки затвора до оси нижнего ригеля следует назначать таким, чтобы при поднятии затвора вытекающая из-под затвора вода не захлестывала нижний ригель и не создавала под ним вакуума, увеличивающего подъемное усилие $b_n = 0,28$ м;

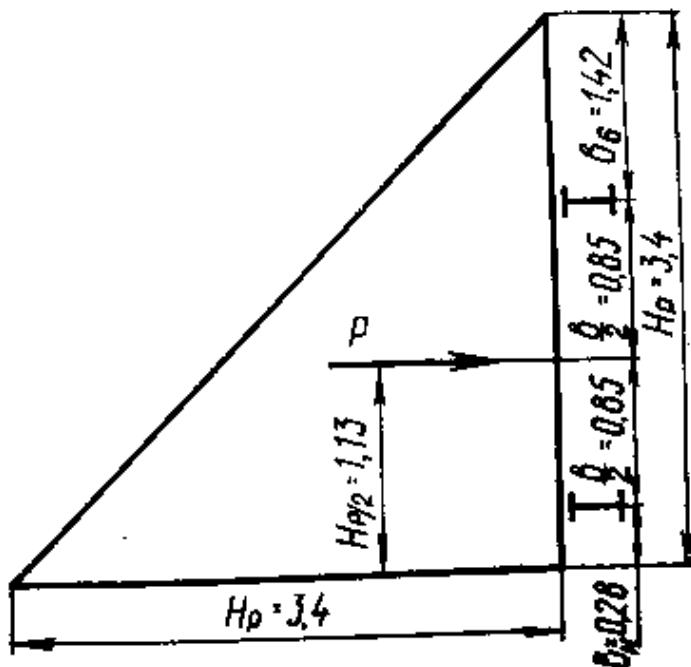


Рисунок 1.1 – Схема расположения ригелей

Расстояние от нижней кромки затвора до центра гидростатического давления на затвор

$$\frac{1}{3}H = \frac{b}{2} + b_n = \frac{1}{3} \cdot 3,4 = 1,13 \text{ м};$$

Расстояние между ригелями

$$b = 2 \left(\frac{H_p}{3} - b_n \right) = 2 \left(\frac{3,4}{3} - 0,28 \right) = 1,7 \text{ м};$$

Вылет верхней консоли

$$b_v = H_p - (b + b_n) = 3,4 - (1,7 + 0,28) = 1,42 \text{ м},$$

что составляет $0,42H_p$ и является вполне допустимым.

Расчет обшивки затвора. Напряжение в обшивке от местного изгиба при расчете по допускаемым напряжениям определяют по формуле

$$\sigma \leq [\sigma] = \frac{\varphi a^2 b^2 P}{2(a^2 + b^2)\delta^2}$$

где φ – коэффициент, учитывающий влияние заделки панели обшивки по контуру ($\varphi = 0,75$ для панели, закрепленной по четырем сторонам и $\varphi = 1$ при закреплении по двум сторонам); a – длина большей стороны балочной клетки, см; b – длина меньшей стороны балочной клетки, см; P – гидростатическое

давление в центре панели, кг/см²; δ – расчетная толщина обшивки, см; $[\sigma]$ – допускаемое напряжение на изгиб в материале обшивки, определяемое по СНиП, в нашем случае для ст. 3 $[\sigma] = 1600$ кг/см².

Схема балочной клетки для расчета обшивки приведена на рисунке 1.2. Номера панелей обозначены римскими цифрами.

Для расчета принимаем конструктивно толщину обшивки $\delta = 6$ мм и определяем величину напряжений в каждой из панелей. Расчетная толщина обшивки с запасом на ржавление принята на 1 мм ниже конструктивной, $\delta = \delta_k - 0,1$.

Результаты вычислений сводим в таблицу 1.2.

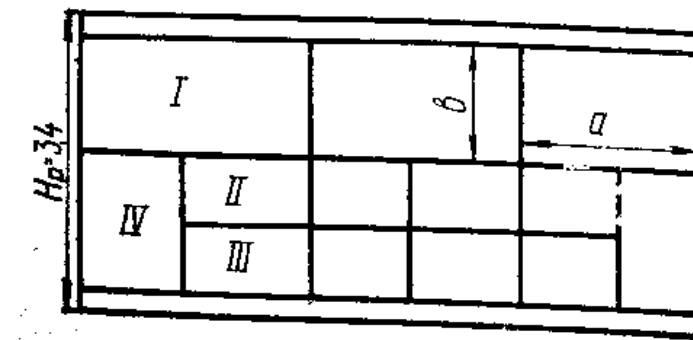


Рисунок 1.2 – Схема балочной клетки

Таким образом, напряжения во всех панелях обшивки меньше допускаемых, значит толщина обшивки $\delta = 6$ мм принята достаточной.

Расчет ригелей затвора. Ригели затвора рассчитывают, как балки на двух опорах под действием равномерно распределенной нагрузки от давления воды.

Таблица 1.2 – Расчет напряжений в обшивке затвора

Номера панелей	Расчётная толщина обшивки, мм	a, см	b, см	P, кг/см ²	σ , кг/см ²
I	5	140	120	0,08	1010
II	5	87	88	0,184	1030
III	5	84	88	0,27	1400
IV	5	160	67	0,23	1100

Давление на 1 м ригеля

$$q = q_1 = q_2 = \frac{\gamma H_p^2}{4} = \frac{1 \cdot 3,4^2}{4} = 2,89 \text{ т / м.}$$

Наибольший изгибающий момент

$$M_{\text{макс}} = \frac{qL_p^2}{8} = \frac{2,89 \cdot 5^2}{8} = 9,4 \text{ тм.}$$

При подборе сечения ригелей в расчетную ширину пояса включается часть обшивки шириной не менее $0,15\delta$.

В качестве ригелей принимаем двутавры № 33. Моменты инерции и сопротивления составного сечения относительно оси x-x определяются по следующим зависимостям:

$$I_x = I_1 + F_1 \left(x_2 - \frac{\delta}{2} \right)^2 + F_2 \Delta x^2; W_x = \frac{I_x}{x_1},$$

где F_1 —площадь обшивки, см^2 ; F_2 – площадь сечения, двутавра, см^2 ; Δx – смещение нейтральной оси относительно оси, проходящей через центр тяжести двутавра, $\Delta x = S_0 / \sum F$ ($\sum F = F_1 + F_2$); S_0 – статический момент относительно оси, проходящей через центр тяжести двутавра,

$$S_0 = F_1 \left(\frac{h}{2} + \frac{\delta}{2} \right);$$

x_2 и x_1 – координаты нейтральной оси, см.

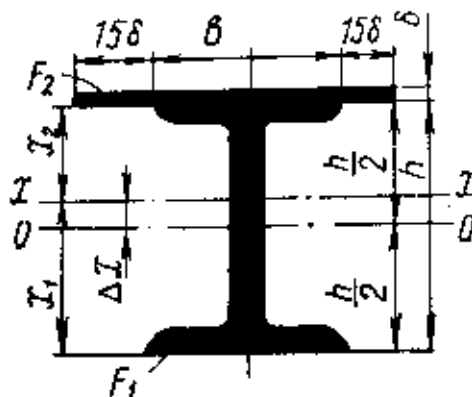


Рисунок 1.3 – Поперечное сечение ригеля

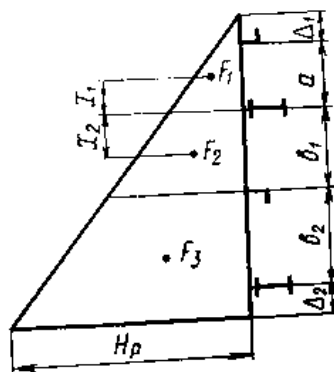


Рисунок 1.4. Схема расположения стрингеров

Подставив известные величины в зависимость, получим

$$I_x = 9840 + 19,2(12,7 - 0,3)^2 + 53,8 \cdot 4,4^2 = 13810 \text{ см}^2;$$

$$W_x = \frac{13810}{20,9} = 663 \text{ см}^3;$$

где $S_0 = 19,2 \left(\frac{33}{2} + 0,3 \right) = 322 \text{ см}^2$; $\Delta x = \frac{322}{73} = 4,4 \text{ см}$.

напряжение на изгиб:

$$\sigma = \frac{M_{\text{макс}}}{W_x} = 9,4 \cdot 100 \cdot \frac{1000}{663} = 1410 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} < [1600].$$

Проверим подобранное из условий прочности сечения ригеля по величине относительного прогиба:

$$f = \frac{5}{48} \cdot \frac{9,4 \cdot 10^5 \cdot 500^2}{2 \cdot 10^6 \cdot 13810} = 0,89 \text{ см};$$

$$\Delta = \frac{f}{L_p} = \frac{0,89}{500} = \frac{1}{565},$$

что в допустимых пределах.

Расположение, нагрузки и расчёт стрингеров.

Расположение стрингеров выбрано с учётом равномерного распределения нагрузки на обшивку. Принято, что обшивка затвора прорезана под всеми ригелями и стрингерами, кроме верхнего стрингера и нижнего ригеля. Определим нагрузку на стрингеры.

$$F_1 = \frac{(\Delta_1 + a)^2}{2} = \frac{(0,1 + 1,31)^2}{2} = 1 \text{ м}^2;$$

$$F_2 = \frac{2\Delta_1 + 2a + b_1}{2} b_1 = \frac{2 \cdot 0,1 + 2 \cdot 1,31 + 0,87}{2} 0,87 = 1,6 \text{ м}^2;$$

$$F_3 = \frac{2H_p - \Delta_2 - b_2}{2} (b_2 + \Delta_2) = \frac{2 \cdot 3,4 - 0,28 - 0,84}{2} (0,84 + 0,28) = 3,2 \text{ м}^2;$$

$$x_1 = \frac{\Delta_1 + a}{3} = \frac{0,1 + 1,31}{3} = 0,44 \text{ м};$$

$$x_a = \frac{b_1}{3} \cdot \frac{3\Delta_1 + 3a + 2b_1}{2\Delta_1 + 2a + b_1} = \frac{0,87}{3} \cdot \frac{3 \cdot 0,1 + 3 \cdot 1,31 + 2 \cdot 0,87}{2 \cdot 0,1 + 2 \cdot 1,31 + 0,87} = 0,47 \text{ м};$$

$$x_3 = \frac{\Delta_2 + b_2}{3} \cdot \frac{3H_p + 2\Delta_2 - 2b_2}{2H_p + \Delta_2 - b_2} = \frac{0,28 + 0,84}{3} \times \frac{3 \cdot 3,4 + 2 \cdot 0,28 - 2 \cdot 0,84}{2 \cdot 3,4 - 0,28 - 0,84} = 0,6 \text{ м};$$

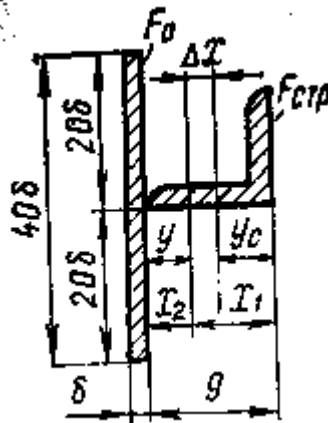


Рисунок 1.5 Поперечное сечение опорно-стрингера

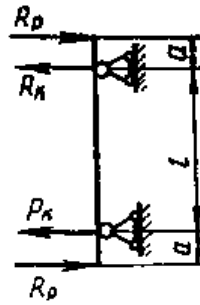


Рисунок 1.6 – Расчетная схема концевых стоек

Определим характеристику принятого сечения стрингера из неравнобоких уголков 90х56х6 с обшивкой толщиной 6 мм.

$$F = F_0 + F_c = 10 + 8,54 = 18,54 \text{ см}^2;$$

$$S = F_0 \left(y + \frac{\delta}{2} \right) = 10(6,05 + 0,5) = 65,5 \text{ см}^3;$$

$$\Delta x = \frac{S}{F} = \frac{65,5}{18,54} = 3,5 \text{ см};$$

$$x_1 = y_c + \Delta x = 2,95 + 3,5 = 6,45 \text{ см};$$

$$x_2 = y + \delta - \Delta x = 6,05 + 0,5 - 3,50 = 3,05 \text{ см};$$

$$l_x = l_0 + F_c \Delta x^2 + F_0 \left(x_2 - \frac{\delta}{2} \right)^2 = 21,2 + 8,54 \cdot 3,5^2 + 10 \left(3,05 - \frac{0,5}{2} \right)^2 = 193 \text{ см}^4;$$

$$W_{x1} = \frac{l_x}{x_1} = \frac{193}{6,45} = 30 \text{ см}^2; W_{x2} = \frac{l_x}{x_2} = \frac{193}{3,05} = 63,5 \text{ см}^2;$$

Определим величину напряжений в верхнем и среднем стрингерах:

$$\sigma_{\text{верх}} = \frac{M_{\text{верх}}}{W_{x1}} = \frac{11000}{30} = 370 \text{ кг/см}^2,$$

где

$$M_{\text{верх}} = \frac{q_{\text{верх}} L_p^2}{8} = \frac{340 \cdot 161^2}{8 \cdot 100} = \frac{340 \cdot 161^2}{8 \cdot 100} = 11000 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{M_{\text{ср}}}{W_{x1}} = \frac{10700}{30} = 360 \text{ кг/см}^2,$$

где

$$M_{\text{ср}} = \frac{q_{\text{ср}} L_p^2}{8} = \frac{1300 \cdot 81^2}{8 \cdot 100} = 10700 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Расчёт опорно-концевых стоек. Горизонтальными силами, действующими на опорную стойку, служат реакции опирающихся на них ригелей R_p и реакции опор осей рабочих колес R_k .

Реакции ригелей определим по формуле

$$R_p = \frac{q B_H}{2} = \frac{2,89 \cdot 4,86}{2} = 7 \text{ т},$$

где q – нагрузка на 1 м ригеля; B_H – нагруженный пролет затвора.

Далее найдем реакции опор осей колес

$$R_k = P \frac{b+c}{c} = 6,9 \frac{0,06 + 0,62}{0,62} = 7,6 \text{ т,}$$

где P – нагрузка на колесо.

Определим характеристика принятого сечения опорно-концевых стоек

$$\begin{aligned} F &= F_1 + F_2 + F_3 = d\delta + h\delta_1 + d\delta_2 - 9\delta_1 = \\ &= 10 \cdot 0,8 + 34,5 \cdot 0,8 + 10 \cdot 0,6 - 9 \cdot 0,8 = 34,4 \text{ см}^2; \\ S &= F_1 \left(h - \frac{\delta}{2} \right) + F_2 \frac{h}{2} + F_3 \frac{\delta_2}{2} = 8 \cdot \left(34,5 - \frac{0,8}{2} \right) + 27,4 \frac{34,5}{2} + 6 \frac{0,6}{2} = \\ &= 626 \text{ см}^3 \end{aligned}$$

$$x_c = \frac{S}{F} = \frac{626}{34,4} = 18,2 \text{ см;}$$

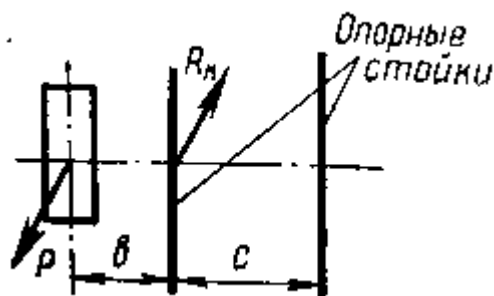


Рисунок 1.7 – Схема сил действующих на опорно-концевые стойки

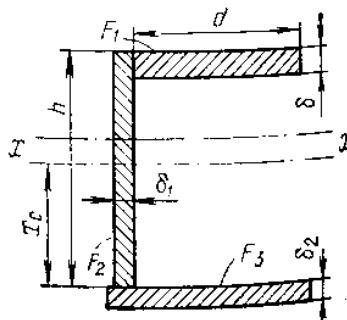


Рисунок 1.8 – Поперечное сечение опорно-концевой стойки

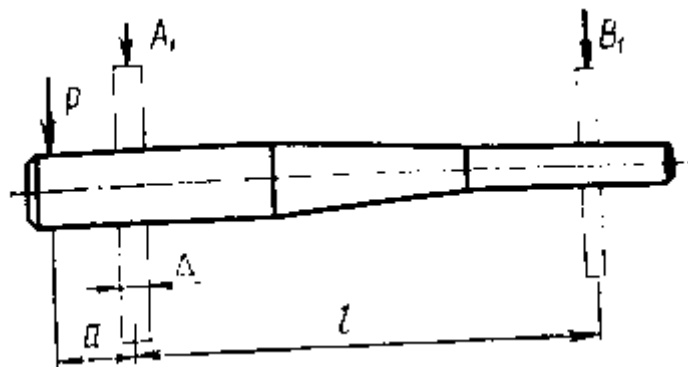


Рисунок 1.9 – Схема оси колеса

$$\begin{aligned}
I_x &= F_1 \left(h - x_c - \frac{\delta}{2} \right)^2 + F_2 \left(x_c - \frac{h}{2} \right)^2 + F_3 \left(x_c - \frac{\delta_2}{2} \right)^2 = \\
&= 8,0 \left(34,5 - 18,2 - \frac{0,8}{2} \right)^2 + 27,4 \left(18,2 - \frac{35,4}{2} \right)^2 \\
&+ 6 \left(18,2 - \frac{35,4}{2} \right)^2 = 6810 \text{ см}^2; \\
W_x &= \frac{I_x}{x_c} = \frac{6810}{18,2} = 375 \text{ см}^2.
\end{aligned}$$

Напряжение при изгибе

$$\sigma_{\text{и}} = \frac{M}{W_x} = \frac{84000}{375} = 225 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2},$$

где $M = R_p a = 7,0 \cdot 0,12 = 0,84 \text{ тм} = 84000 \text{ кг} \cdot \text{см}$.

Вследствие малых напряжений дальнейший расчёт стойки (определение напряжений от крутящего момента и от местного изгиба в наружном листе стойки) не выполняем.

Расчёт опорно-ходового узла. Требуемый диаметр колеса при длине линии касания с закладными частями $l_k=70 \text{ мм}$ определим по формуле

$$d_k = \frac{P_k}{l_k [\sigma_{\text{д.с}}]} = \frac{6900}{7 \cdot 25} = 39,4 \text{ см} \approx 40 \text{ см}.$$

где $[\sigma_{\text{д.с}}]$ – допускаемое напряжение диаметрального сжатия, для чугуна $[\sigma_{\text{д.с}}]=25 \text{ кг/см}^2$; l_k - ширина обода колеса, см; P_k – нагрузка на колесо, кг;

$$P_k = \frac{\gamma H_p^2}{2 \cdot 4} L = \frac{1 \cdot 3,4^2}{2 \cdot 4} 4,8 = 6,9 \text{ т}.$$

Удельное давление во втулке колеса из древесно-слоистого пластика (ДСП-Б)

$$\sigma = \frac{P_k}{d_B l_B} = \frac{6900}{10 \cdot 9} = 765 \text{ кг/см}^2.$$

Ось колеса рассчитываем в следующем порядке:

Изгибающий момент $M = P_k a = 6900 \cdot 6 = 41400 \text{ кг} \cdot \text{см}$;

Момент сопротивления оси колеса диаметром $d=8 \text{ см}$;

$W = 0,098 d^3 = 0,098 \cdot 8^3 = 51,2 \text{ см}^3$; напряжение при изгибе

$$\sigma_{\text{и}} = \frac{M}{W} = \frac{41400}{51,2} = 810 \text{ кг/см}^2 < [1600] \text{ кг/см}^2;$$

Напряжение смятия

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{A_t}{d\Delta} = \frac{7450}{8 \cdot 1,4} = 665 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} < \frac{[1050]\text{кг}}{\text{см}^2},$$

где

$$A_t = \frac{P_k(a+l)}{l} = \frac{6900(6+65)}{65} = 7450 \text{ кг};$$
$$B_1 = \frac{P_k a}{l} = \frac{6900 \cdot 6}{65} = 637 \text{ кг};$$

Δ - толщина подшипника, $\Delta = 1,4$ см.

Определение подъёмного и опускного усилий. Усилие, требуемое для подъёма плоского затвора, определяют по формуле

$$T = 1,1G + 1,2(T_k + T_{\text{уп}} + T_{\text{подс}}),$$

где G – собственный вес затвора, $G=4,7$ т; T_k - величина силы трения в опорных колесах; $T_{\text{уп}}$ – величина силы трения в боковом уплотнении; $T_{\text{подс}}$ – подсос снизу затвора.

$$T_{\text{уп}} = H_p^2 b \eta = 3,4^2 \cdot 0,06 \cdot 0,65 = 0,45 \text{ т},$$

где b – ширина полосы уплотнения, $b=0,06$ м, η – коэффициент трения резины по стали, $\eta = 0,65$;

$$T_{\text{подс}} = L b_1 p = 5 \cdot 0,01 \cdot 6 = 0,3 \text{ т}.$$

где b_1 – толщина донного уплотнения, $b_1 = 0,01$ м; p – интенсивность подсоса, $p = 6$ т/м².

$$T = 1,1 \cdot 4,7 + 1,2(1,8 + 0,45 + 0,30) = 8,2 \text{ т}.$$

Опускное усилие можно определить из формулы

$$T_{\text{оп}} = 2(T_k + T_{\text{уп}} + T_{\text{вып}}) - G,$$

где $T_{\text{вып}}$ – величина напора; $T_{\text{вып}} = \gamma H_p L_p b_{\text{бр}} = 1 \cdot 3,4 \cdot 5 \cdot 0,3 = 0,51$
 $b_{\text{бр}}$ – ширина бруса донного уплотнения,

$$T_{\text{оп}} = 2(1,8 + 0,45 + 0,51) - 4,7 = 0,82.$$

Конструкции проектированного плоского колесного затвора показана на рисунке 1.10.

Практическая работа №2
Расчет сооружений на мелиоративных каналах

Цель работы: определить ширину шлюза-регулятора для пропуска заданного расхода воды.

Пример расчета. Определить ширину шлюза-регулятора для пропуска расхода $Q = 38,0 \text{ м}^3/\text{с}$. Напор на пороге регулятора равен глубине воды в подводящем канале – $H = 2,5 \text{ м}$.

Расчет ширины регулятора будем проводить по схеме водослива с широким порогом, предположив подтопленный характер истечения (см. рис. 2.1, б).

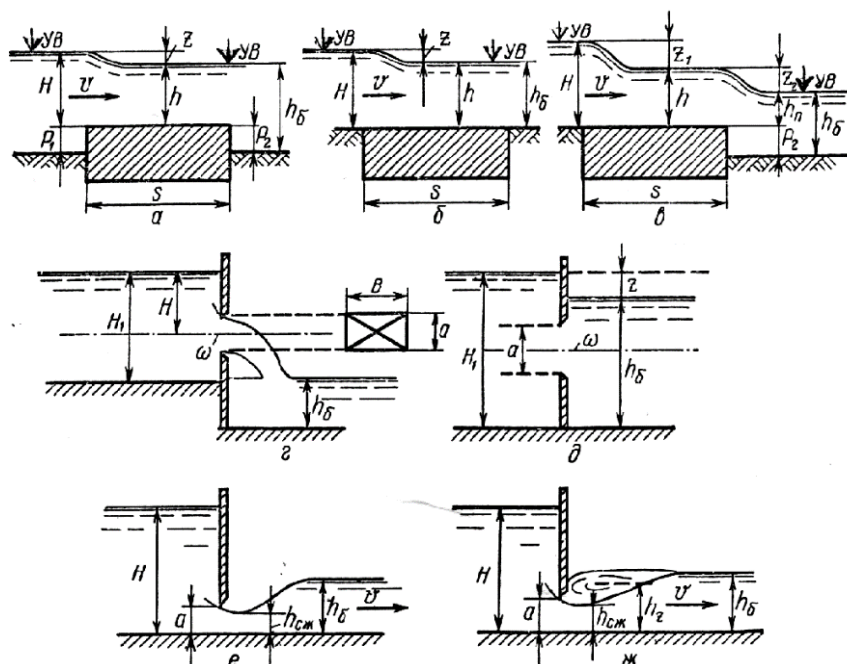


Рисунок 2.1 – Расчетные гидравлические схемы открытых шлюзов-регуляторов: а – водослив с приподнятым широким порогом; б – донный водослив с широким порогом с подтопленным истечением; в – водослив с широким порогом с неподтопленным истечением; г – истечение через большие неподтопленные отверстия; д – истечение через большие затопленные отверстия; е – выпуск воды из-под затвора с неподтопленным истечением; ж – выпуск воды из-под затвора с подтопленным истечением.

Принимаем, что переход от канала к сооружению выполнен по типу раструб-воронки, что обеспечивает плавный переход потока воды от канала к сооружению. В этом случае, при отсутствии на входе порога, $\varphi = 0,95$. Коэффициент бокового сжатия ε принимаем предварительно равным 0,85. Задаемся разностью уровней $z = z_0 = 0,20 \text{ м}$.

Тогда $h = H - z = 2,5 - 0,2 = 2,3 \text{ м}$.

Из формулы определяем ширину сооружения:

$$B = \frac{Q}{\delta \cdot \varepsilon \cdot \varphi \cdot h \sqrt{2gz_0}} = \frac{38}{1 \cdot 0,85 \cdot 0,95 \cdot 2,3 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,2}} = 10,33 \text{ м}$$

Принимаем три пролета шириной, согласно таблице 2.1, по $b = 3,5 \text{ м}$

Таблица 2.1 – Значение размеров водопропускных прямоугольных отверстий, перекрываемых затворами

Ширина (пролет) отверстий, м	0,4; 0,6; 0,8; 1,0; 1,25; 1,5; 1,75; 2; 2,25; 2,5; 3; 3,5; 4; 4,5; 5; 6; 7; 8; 10; 12; 14; 16; 18; 20; 22; 24; 27; 30
Высота отверстий, м	0,6; 0,8; 1; 1,25; 1,5; 1,75; 2,0; 2,5; 3; 3,5; 4; 4,5; 5; 5,5; 6; 6,5; 7; 7,5; 8; 8,5; 9; 10; 11; 12; 13; 14; 15; 16; 17; 18; 19; 20

Определяем полную ширину регулятора с учетом принятых нормативных отверстий, предварительно приняв толщину бычков

$$t = 0,15 \cdot b = 0,15 \cdot 3,5 \approx 0,50 \text{ м.}$$

Полная ширина регулятора

$$B_0 = nb + t(n - 1) = 3 \cdot 3,5 + 0,5(3 - 1) = 11,5 \text{ м.}$$

Определяем напор с учетом скорости подхода:

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

где v – скорость подхода потока, м/с.

$$\text{Получим } v = \frac{Q}{B_0 H} = \frac{38}{11,1 \cdot 2,5} = 1,32 \text{ м/с}$$

$$\text{Тогда } H_0 = 2,5 + \frac{1,1 \cdot 1,32^2}{2 \cdot 9,81} = 2,6 \text{ м}$$

Форму бычков принимаем заостренной, для которой $\zeta = 0,7$.

По зависимости уточняем значение коэффициента бокового сжатия:

$$\epsilon = 1 - 0,1 \zeta, n_{\epsilon} \frac{H}{B} = 1 - 0,1 \cdot 0,7 \cdot 6 \frac{2,6}{11,1} = 0,90.$$

Далее из формулы определяем величину z_0 :

$$z_0 = \frac{Q^2}{\delta^2 \epsilon^2 \varphi^2 B_0^2 h^2 2g} = \frac{38^2}{(1 \cdot 0,90 \cdot 0,95 \cdot 11,5 \cdot 2,3)^2 \cdot 2 \cdot 9,81} = 0,14 \text{ м.}$$

Без учета скорости подхода разность уровней

$$z = z_0 - \frac{\alpha v^2}{2g} = 0,19 - \frac{1,1 \cdot 1,32^2}{2 \cdot 9,81} \approx 0,10 \text{ м.}$$

Уточняем глубину воды на пороге регулятора:

$$H = h_{\text{п}} = H - z = 2,5 - 0,1 = 2,4 \text{ м.}$$

Проверяем правильность предположения о характере истечения, для чего определяем критическую глубину на пороге водослива:

$$h_{\text{крит}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha Q^2}{g B^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 38^2}{9,81 \cdot 11,5^2}} = 1,11 \text{ м}$$

Тогда $1,25 h_{\text{крит}} = 1,25 \cdot 1,11 = 1,38 \text{ м.}$

Так как $h_{\text{п}} = 2,4 \text{ м} > 1,25 h_{\text{крит}} = 1,38 \text{ м}$, то водослив подтоплен, что указывает на правильность принятого предположения о характере истечения.

Практическая работа №3 Водохозяйственные расчеты

Цель работы: выполнить водохозяйственный расчет для пруда 75% обеспеченности.

Назначением водохозяйственного расчета является определение максимально возможной водоотдачи потребителю, а также определение всех параметров проектируемого водохранилища.

Если для некоторого расчетного уровня развития водохозяйственный баланс сводится без дефицита для всех расчетных интервалов времени по всем рассматриваемым створам, дополнительных водохозяйственных мероприятий на данном уровне не требуется. Возникновение дефицита воды в отдельные расчетные интервалы времени при отсутствии его в балансе маловодного года свидетельствует о необходимости сезонного регулирования стока; отсутствие дефицита лишь в балансе среднего по водности года показывает на необходимость многолетнего регулирования стока или привлечения дополнительных источников; дефицит в балансе среднего по водности года может быть устранен только путем привлечения вод из вне.

Для ликвидации выявленных дефицитов стока намечают водохозяйственные мероприятия, достаточность которых проверяют повторным водно-балансовым расчетом.

В ряде случаев по топографическим условиям или из-за недопустимости затопления территорий возможности увеличения располагаемых водных ресурсов путем регулирования стока исчерпываются уже при неглубоком сезонном его регулировании.

Целью расчета может быть определение либо полезного объема водохранилища при заданной водоотдаче и ее обеспеченности, либо отдачи и (или) ее обеспеченности при заданном регулирующем объеме.

В проектной практике и при эксплуатации гидроузлов оперируют несколькими характерными уровнями и соответствующими им объемами водохранилища (рис. 3.1).

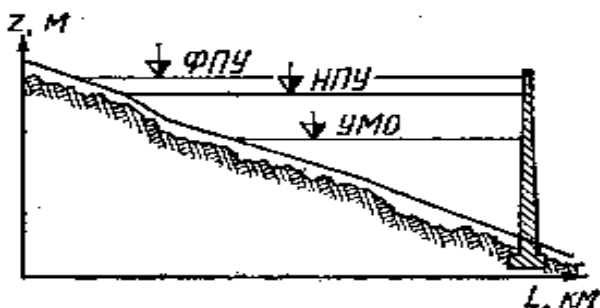


Рисунок 3.1 – Характерные объёмы водохранилища

Уровень мертвого объема (УМО) – уровень, соответствующий неиспользуемой для регулирования стока части объема водохранилища,

называемой мертвым объемом (МО). Этот объем обычно предназначается для аккумуляции наносов, отлагающихся в водохранилище за период его эксплуатации. Иногда мертвый объем определяется минимальным уровнем, обеспечивающим работу турбин гидроэлектростанции либо самотечную подачу воды в ирригационный канал.

Нормальный подпорный уровень (НПУ) – уровень, до которого может регулярно наполняться водохранилище на длительное стояние, до которого рассчитаны подпорные сооружения и береговое хозяйство. При отметке НПУ в водохранилище размещается его полный объем, складывающийся из мертвого и полезного объемов. Полезный объем (призма регулирования) систематически используется для перераспределения притока в водохранилище в соответствии с требованиями участников водохозяйственного комплекса к режиму водо-подачи.

Форсированный подпорный уровень (ФПУ) – максимальный расчетный уровень водохранилища, соответствующий условиям пропуска максимального расхода воды, заданной вероятности превышения. Объем водохранилища, расположенный между ФПУ и НПУ (призму форсировки), используют для срезки расчетных максимальных расходов воды до значений, отвечающих полной пропускной способности водосбросных сооружений гидроузла при ФПУ.

При сезонном регулировании стока водохранилище наполняется до НПУ в период высокой водности во все годы, сток которых имеет обеспеченность не более заданной обеспеченности отдачи, а к началу следующего половодья обычно сбрасывается до УМО.

Пример расчета.

Производим расчёт естественного притока воды $P=75\%$ обеспеченности.

Все результаты сведем в таблицы 3.1 – 3.5.

$$W_{P\%} = q_p \cdot F \cdot t \quad (3.1)$$

где $t = 2,6 \cdot 10^6$ с;

F – водосборная площадь объекта, $F = 12$ км².

$q_0 = 0,005$ м³/(с*км²) – модуль стока годовой 75% обеспеченности.

$$W_{75\% \text{ ср. за мес.}} = 0,005 \cdot 12 \cdot 2,6 \cdot 10^6 = 156000 \text{ м}^3.$$

Таблица 3.1 – Распределение по месяцам объёма естественного притока воды к створу гидроузла в год 75% обеспеченности, (тыс. м³)

Показатель	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Год
k_i	0,5	0,4	1,6	3,5	1,2	0,8	0,6	0,5	0,4	0,8	1,1	0,6	-
$W_{75\%}$	78	62	250	546	187	125	94	78	62	125	172	94	1873

Таблица 3.2 – Распределение по месяцам объёма необходимого для забора воды для орошения (75% обеспеченности), (тыс. м³)

Месяцы	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	Год
$H_{75\%}$	330	380	330	290	170	80	30	1610
$W_{75\%}$	301	347	301	265	155	73	27	1469

Для дальнейших расчетов принимаем данные для 75% обеспеченности.

Произведем предварительный расчет объема пруда и окончательный: с учетом осадков и испарения. Вычисления произведем в табличной форме (табл. 3.3).

Таблица 3.3 – Определение примерного объема пруда 75% обеспеченности, тыс. м³

Месяцы	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Год
Приток $W_{75\%}$, тыс.м ³	78	62	250	546	187	125	94	78	62	125	172	94	1873
Потребление $W_{75\%}$, тыс. м ³	-	-	-	301	347	301	265	155	73	27	-	-	1469
Избытки (+)	78	62	250	245	-	-	-	-	-	98	172	94	969
Недостатки (-)	-	-	-	-	160	176	171	77	11	-	-	-	595
Полный объем пруда, тыс. м ³	-	-	-	595	435	259	88	11	0	-	-	-	-
Полный объем, тыс. м ³	130	130	130	725	565	389	218	141	130	130	130	130	-
Площадь (F), тыс. м ²	86	86	86	110	103	97	89	86	86	86	86	86	-

Для расчета необходимо построить топографические характеристики водохранилища. Исходными данными для расчёта являются: площадь водной поверхности пруда по горизонталям. Расчет сводим в таблицу 3.4.

Глубину водохранилища принимаем 7 м, тогда площадь пруда будет равна:

$$F_{\text{пр}} = \frac{W_{\text{пол}}}{n} = \frac{595000}{7} = 85000 \text{ м}^2 = 8,5 \text{ га}$$

Размеры пруда 200*400 м.

Таблица 3.4 – Определение данных к построению топографических характеристик водохранилища

H_i	ΔH_i	F_i	$F_{\text{ср}}$	ΔV_i	V_i
-------	--------------	-------	-----------------	--------------	-------

М	М	тыс. м ²	тыс. м ²	тыс. м ³	тыс. м ³
117,69		80			0,0
	1		82	82	
118,69		84			82
	1		86	86	
119,69		87			168
	1		89	89	
120,69		91			257
	1		93	93	
121,69		95			350
	1		97	97	
122,69		99			447
	1		101	101	
123,69		103			548
	1		105	105	
124,69		107			653
	1		109	109	
125,69		111			762

По данным таблицы 3.4 строим график топографических характеристик водохранилища.

По графику определяем: $\nabla_{УМО} = 119,2$ м, $МО = 130$ тыс. м³, а также в зависимости от объемов определяем площадь водного зеркала по месяцам.

Водохозяйственный расчет пруда 75% представлен в таблице 3.5.

Из таблицы 3.5 выбираем наибольшую отметку уровней воды в пруде и принимаем это значение за НПУ, т.е. $\nabla_{НПУ} = 125,7$ м.

Таблица 3.5 – Водохозяйственный расчет пруда 75 % обеспеченности, тыс.м³.

Месяцы	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Год
Приток $W_{75\%}$, тыс.м ³	78	62	250	546	187	125	94	78	62	125	172	94	1873
Осадки	2	2	2	4	4	6	7	6	3	3	3	3	–
Испарение	2	2	2	8	9	10	9	7	5	3	2	2	–
Фильтрация	1	1	1	7	6	4	2	1	1	1	1	1	–
Потребление $W_{75\%}$, тыс. м ³	–	–	–	301	347	301	265	155	73	27	–	–	1469
Избытки (+)	77	61	249	234	–	–	–	–	–	97	172	94	984
Недостатки (-)	–	–	–	–	171	184	175	79	14	–	–	–	623
Полный объём пруда, тыс. м ³	130	130	130	753	582	398	223	144	130	130	130	130	–
Сброс	77	61	249	234	–	–	–	–	–	97	172	94	984
Площадь пруда (F), тыс. м ²	86	86	86	111	104	97	89	86	86	86	86	86	–
Отметка воды в пруде, м	119,2	119,2	119,2	125,7	124,0	122,2	120,3	119,4	119,2	119,2	119,2	119,2	–

Практическая работа №4 Построение топографических характеристик пруда

Цель работы: выполнить построение топографических характеристик для водохозяйственного расчета пруда.

Пример расчета.

Исходными данными для расчёта являются: площадь водной поверхности пруда по горизонталям. Расчет сводим в таблицу 4.1. Расчет производится на основе практической работы №3

Глубину водохранилища принимаем 7 м, тогда площадь пруда будет равна:

$$F_{\text{пр}} = \frac{W_{\text{пол}}}{n} = \frac{595000}{7} = 85000 \text{ м}^2 = 8,5 \text{ га}$$

Размеры пруда 200*400 м.

Таблица 4.1 – Определение данных к построению топографических характеристик водохранилища

H_i	ΔH_i	F_i	$F_{\text{ср.}}$	ΔV_i	V_i
м	м	тыс. м ²	тыс. м ²	тыс. м ³	тыс. м ³
1	2	3	4	5	6
117,69		80			0,0
	1		82	82	
118,69		84			82
	1		86	86	
119,69		87			168
	1		89	89	
120,69		91			257
	1		93	93	
121,69		95			350
	1		97	97	
122,69		99			447
	1		101	101	
123,69		103			548
	1		105	105	
124,69		107			653
	1		109	109	
125,69		111			762

По данным таблицы 4.1 строим график топографических характеристик водохранилища. Пример графика показан на рисунке 4.1.

По графику определяем: $\nabla_{\text{УМО}} = 119,2$ м, $\text{МО} = 130$ тыс. м³, а также в зависимости от объемов определяем площадь водного зеркала по месяцам.

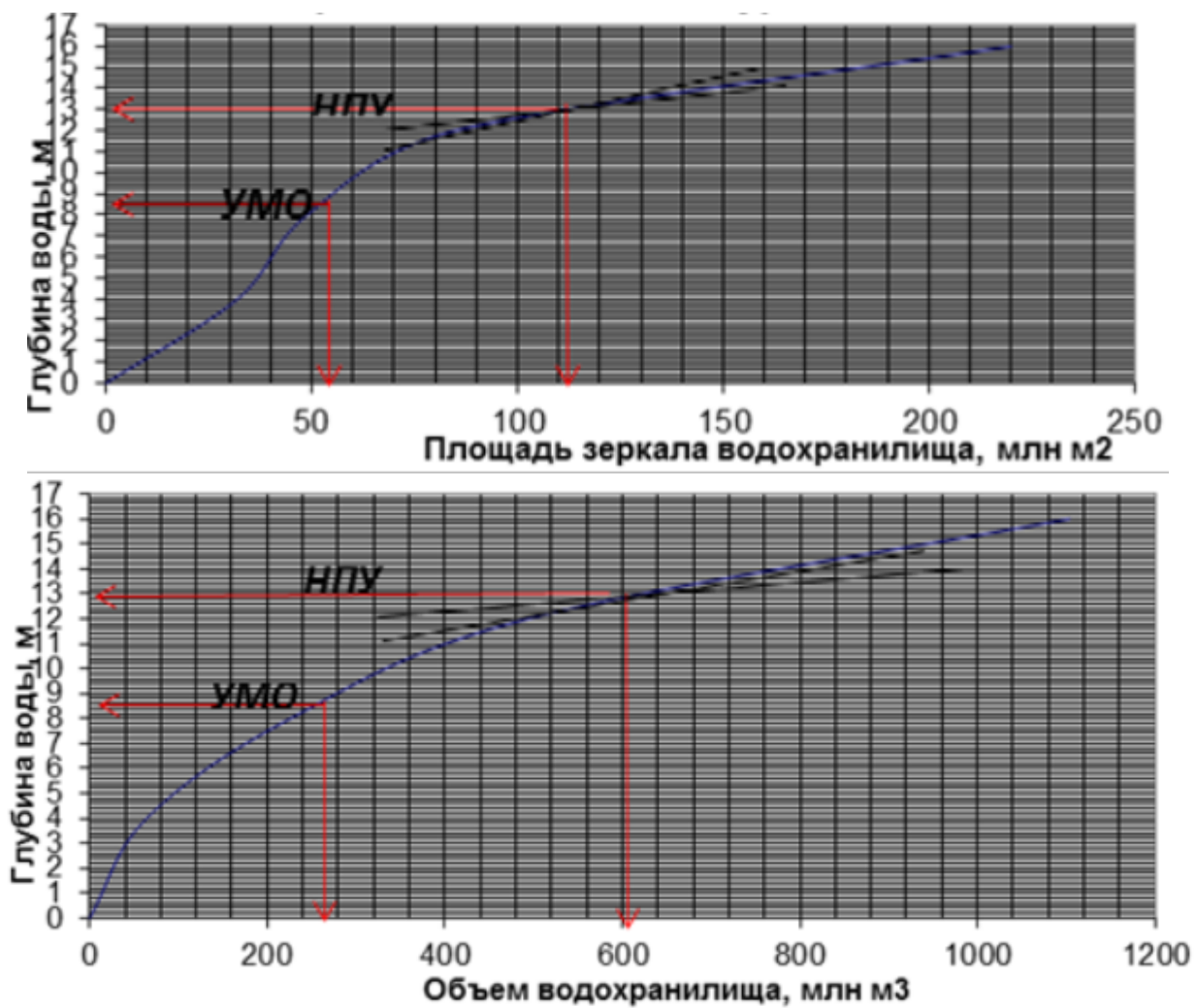


Рисунок 4.1 – Образец графика топографических характеристик водохранилища

Практическая работа №5
«Проектирование и расчет водоподпорной плотины»

Цель работы: Дать общую характеристику природно-климатических условий района проектирования. Выбрать створ гидроузла и выполнить компоновку его сооружений. Запроектировать плотину из местных материалов. Определить отметку гребня плотины и его конструкции.

5.1 Общая характеристика природно-климатических условий района проектирования

Район строительства определяется местоположением реки, на которой предусматривается создание водохранилищного гидроузла. Приводится краткая характеристика климатических условий (атмосферные осадки, их распределение по месяцам, среднегодовое и среднемесячное количество осадков; величина снежного покрова, температурный режим, глубина промерзания почвы), геологических (физико-механические свойства грунтов по слоям в соответствии с исходными данными), гидрологических (характеристика водосборной площади, уровенный режим, расходы расчетной обеспеченности).

5.2 Выбор створа гидроузла и компоновка сооружений

Гидроузел представляет собой комплекс гидротехнических сооружений, объединённых совместным местоположением и водохозяйственным назначением. На местоположение створа гидроузла оказывают влияние следующие основные факторы:

– топографические, определяющие длину плотины и ее высоту. При прочих равных условиях створ плотины располагают в наиболее узкой части долины, нормально к горизонталям, что обеспечивает наименьший объем земляных работ;

– инженерно-геологические, оцениваемые прочностными характеристиками грунтов, их напластованием и водопроницаемостью;

– гидрологические, связанные с решением вопроса о наполнении водохранилища и расходах, сбрасываемых в период половодья или паводка в нижний бьеф;

– расположение водосброса, которое существенно сказывается на стоимости узла и оказывает влияние на его эксплуатацию. Наиболее целесообразно выбирать створ плотины одновременно с трассировкой трассы водосбросного тракта.

При выборе створа плотины следует так же учитывать способ пропуска строительных расходов, наличие и возможность устройства дорожной сети, наличие местных строительных материалов, линий электропередач и т.д.

Руководствуясь только топографическими условиями (как в курсовой работе), створ плотины целесообразно располагать в самом узком месте водотока, перпендикулярно направлению горизонталей местности, что снижает объем земляных работ.

Компоновка гидроузла заключается в выборе и обосновании местоположения водопропускных сооружений: водосброса, водоспуска и водозабора.

При разработке проектов строительства водохранилищных гидроузлов на равнинных реках применяют три основные схемы компоновки: русловую, пойменную и полупойменную.

При русловой схеме компоновки водосбросное сооружение располагают в русле реки и, как правило, совмещают с водоспуском, а пойменные участки створа перекрывают грунтовой плотиной. При такой схеме компоновки в качестве водосбросного сооружения целесообразно применять шахтно-башенный водосброс.

Пойменная компоновка гидроузла может применяться в том случае, если в качестве водосбросного сооружения проектируется ковшовый водосброс или водосброс открытого типа. В этом случае водосбросной тракт может включать сопрягающие сооружения (быстроток, перепад и другие).

При небольших напорах и благоприятных топографических условиях ковшовый водосброс и открытый регулятор обеспечивают полупойменную компоновку сооружений гидроузла.

В общем случае водосбросное сооружение и водозабор целесообразно располагать на противоположных берегах, а водоспуск в русле реки на коренных грунтах, одна из схем компоновки гидроузла показана на рисунке 5.1.

К основным отметкам водохранилищного гидроузла относятся: нормальный подпорный уровень ($\nabla_{НПУ}$), уровень мертвого объема ($\nabla_{УМО}$) и форсированный подпорный уровень ($\nabla_{ФПУ}$). Их определяют из условий:

$$\nabla_{НПУ} = \nabla_{Дна} + H_1 \quad (5.1)$$

$$\nabla_{ФПУ} = \nabla_{НПУ} + (0,75 \div 1,0) \text{ м} \quad (5.2)$$

$$\nabla_{УМО} = \nabla_{НПУ} - \Delta h \quad (5.3)$$

$$\nabla_{Дна} = \nabla_{Бер} - H_2 - a_1 \quad (5.4)$$

где: Δh – глубина сработки водохранилища, м;

$(0,75 \div 1,0)$ – превышение форсированного подпорного уровня ($\nabla_{ФПУ}$) над нормальным подпорным уровнем, м;

$\nabla_{Бер}$ – отметка берега, м;

$\nabla_{Дна}$ – отметка дна реки в створе гидроузла, м;

H_1, H_2 – глубины воды в верхнем (ВБ) и нижнем (НБ) бьефах в створе гидроузла, м;

a_1 – превышение отметки берега над уровнем воды в реке, $a_1 = (0,2 \div 0,8)$ м.

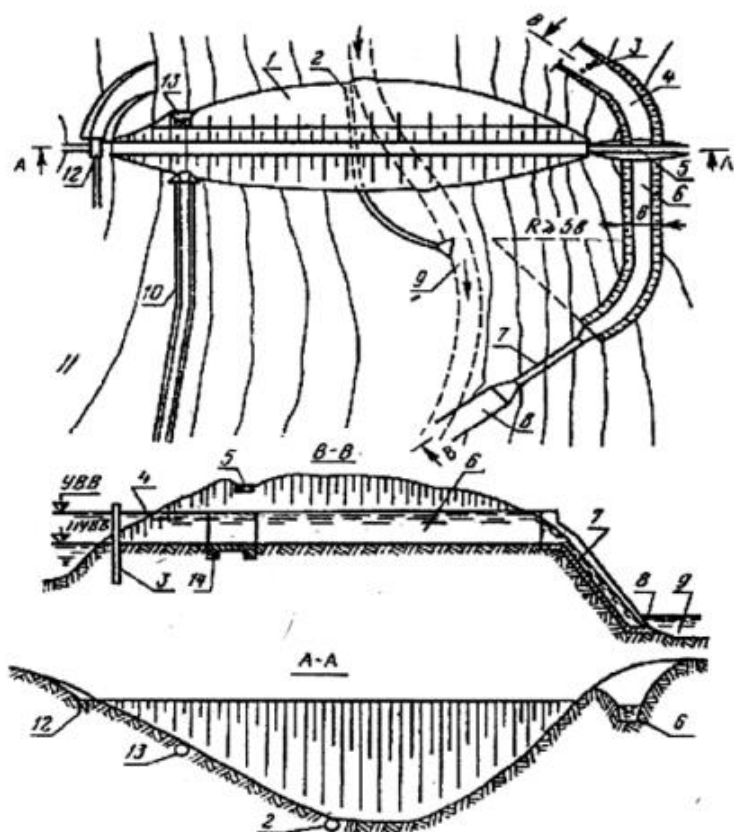


Рисунок 5.1 – Водохранилищный гидроузел: 1 – грунтовая плотина; 2 – водоспуск; 3 – льдорезная свайная стенка; 4 – отводящий канал; 5 – мост; 6 – сбросной канал; 7 – быстроток; 8 – сопрягающий канал; 9 – тальвег; 10 – магистральный канал; 11 – лиманный канал; 12 – водозабор; 13 – водовыпуск; 14 – водосливной порог

5.3 Выбор типа плотины

Грунтовой плотиной называют водоподпорное сооружение, возводимое из однородных или неоднородных по механическому составу грунтов. Поперечный профиль грунтовой плотины показан на рисунке 5.2, где даны также названия отдельных ее элементов.

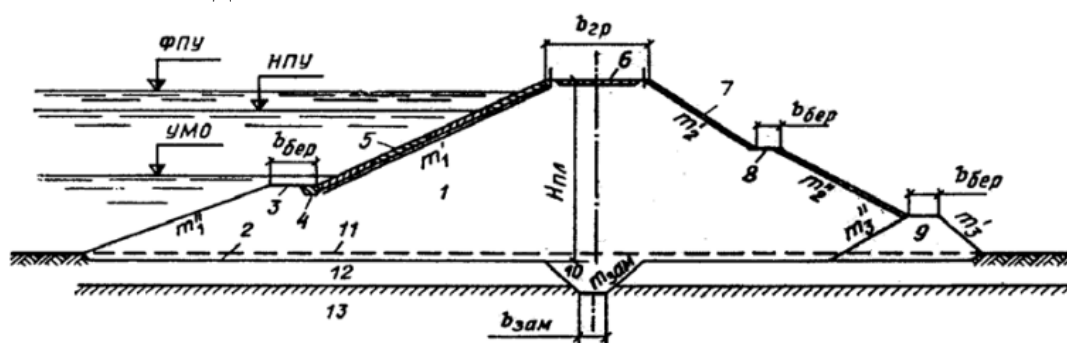


Рисунок 5.2 – Поперечный профиль грунтовой плотины: 1 – тело плотины; 2 – подошва плотины; 3 – берма верхового откоса; 4 – упор крепления; 5 – крепление верхового откоса; 6 – гребень плотины; 7 – крепление низового откоса; 8 – берма низового откоса; 9 – дренаж; 10 – замок; 11 – естественная поверхность грунта; 12 – водопроницаемый грунт; 13 – водоупор

Плотины из грунтов находят самое широкое применение в практике гидротехнического строительства. Они являются основным сооружением в

водохранилищных гидроузлах, а также входят в состав речных гидроузлов любого назначения, когда создается разность уровней бьефов.

В качестве материалов для возведения плотины в работе используют любые из связных и несвязных грунтов естественного происхождения, чаще всего суглинки и супеси, а также мелкие и средней крупности пески, обладающие допустимой по водохозяйственным расчетам фильтрационной способностью и достаточной прочностью, за исключением:

– содержащих водорастворимые включения хлоридных солей – более 5% по массе, сульфатных или сульфатно-хлорных - более 10% по массе;

– содержащих не полностью разложившиеся органические вещества (например, остатки растений) – более 5% по массе или не полностью разложившиеся органические вещества, находящиеся в аморфном состоянии, - более 8% по массе.

Торф, при степени его разложения не менее 50%, иногда допускается оставлять в основании плотины, давая при этом надлежащее обоснование.

При наличии на месте строительства относительно водонепроницаемых, суглинистых грунтов, устраивают однородные грунтовые плотины. В остальных случаях, для уменьшения фильтрации через тело плотины предусматривают противофильтрационные устройства – ядра или экраны, проектируют неоднородную грунтовую плотину.

5.4 Проектирование грунтовой плотины

При проектировании и возведении грунтовой плотины необходимо учитывать следующие основные требования:

- заложение откосов плотин должно обеспечивать устойчивость сооружения и его основания при всех возможных условиях строительства и эксплуатации;

- откосы и гребень плотины должны иметь покрытия, защищающие их от волновых, ледовых и атмосферных воздействий;

- дренажные устройства должны обеспечивать сбор и организованный отвод фильтрующей воды, предотвращать фильтрационные деформации в теле и основании сооружений;

- строительные и эксплуатационные деформации плотины, ее отдельных элементов и основания не должны вызывать нарушения нормальной работы сооружения.

Очертание откосов

Очертание откосов грунтовых плотин необходимо назначить, исходя из условий их статистической устойчивости. Однако, такие расчеты можно выполнить только после того, как задан профиль плотины и на основании фильтрационных расчетов построена кривая депрессии.

Это обстоятельство заставляет предварительно задаваться заложением откосов, а затем расчетом подтвердить их статистическую устойчивость. При предварительном назначении заложения откосов допускается пользоваться данными аналогичных сооружений с последующей проверкой их устойчивости.

Таблица 5.1 – Заложения откосов для плотин IV класса

Откос	При расчетной высоте плотины, м					
	До 5		5...10		10...15	
	При грунтах тела плотины					
	Глинистых	Песчаных	Глинистых	Песчаных	Глинистых	Песчаных
Верховой	2	2...2,5	2,5	2,5...3	3	3
Низовой с дренажем	1,5	2	1,75	2,25	2	2,5
Низовой без дренажа	1,75	2	2	2,25	2,25	2,5

Откосы плотин высотой до 10 м принимаются одинаковыми по высоте. При большей высоте принимают ломанное очертание верхового и низового откосов, постепенно увеличивая заложение от гребня плотины к основанию, принимая кратным для верхового откоса 0,5, а для низового 0,25. В местах изменения заложения откосов устраивают горизонтальные площадки - бермы. Бермы располагают через каждые 10 м по высоте плотины, как на верховом, так и на низовом откосах. Их устройство вызывается необходимостью производства работ по креплению откосов, а также эксплуатационных целей.

Минимальную ширину бермы назначают 2,0 м и $\geq 3,0$ м, если она предназначена для проезда транспорта.

Определение отметки гребня плотины

Гребень плотины, как правило, используется для проезда автотранспорта. Проезжая часть гребня плотины укрепляется одеждой в зависимости от категории дороги. Она состоит из покрытия и основания. В основании покрытия укладываются песчаные или гравийные грунты. Глинистые грунты тела плотины, в зоне гребня защищают слоем из несвязных грунтов толщиной не менее расчетной глубины промерзания.

В поперечном направлении проезжей части придают уклон $1,5 \div 4\%$, уклон обочин на $1 \div 3\%$ больше. Вдоль гребня плотины с обеих сторон в пределах обочин ставят ограждения в виде столбов, низких стенок или парапетов. Ограждения ставят на расстоянии не более 0,5 м от бровки, а по длине плотины через $4 \div 6$ м.

Превышение отметки гребня плотины над уровнем воды в водохранилище определяется по формуле 5.5.

$$h_s = \Delta h_{\text{set}} + h_{\text{run}1\%} + a \quad (5.5)$$

где: Δh_{set} – ветровой нагон в верхнем бьефе;

$h_{\text{run}1\%}$ – высота наката ветровых волн обеспеченностью 1%;

a – конструктивный запас по высоте плотины (принимается равным $0,5 \text{ м} \div 0,6 \text{ м}$).

Расчет выполняется для двух расчетных случаев:

а) когда уровень воды в водохранилище находится на отметке НПУ, тогда определяется превышение $h_s^{\text{НПУ}}$ м;

б) когда уровень воды в водохранилище находится на отметке ФПУ, тогда определяется превышение $h_s^{\text{ФПУ}}$ м.

Для двух расчетных случаев, по ниже изложенной методике, определяют высоту наката и нагона волны. Окончательную отметку гребня плотины $\nabla\Pi$ выбирают как наибольшую из двух случаев.

$$\nabla\Pi = \nabla\text{НПУ} + h_s^{\text{НПУ}} \quad (5.6)$$

$$\nabla\Pi = \nabla\text{ФПУ} + h_s^{\text{ФПУ}} \quad (5.7)$$

Высоту нагона волны определяем по формуле:

$$\Delta h_{set} = k_w \cdot \frac{V_w^2 \cdot L}{g \cdot (H + \Delta h_{set})} \cdot \cos \beta \quad (5.8)$$

где: k_w – коэффициент, принимаемый при $V_w = 20, 30, 40, 50$ м/с соответственно $k_w \cdot 10^6 = 2,1; 3; 3,9; 4,8$ (для промежуточных значений V_w , значение k_w можно определять линейной интерполяцией);

L – длина водохранилища по направлению господствующих ветров, м;

g – ускорение свободного падения;

H – глубина воды в верхнем бьефе, м;

β – угол направления господствующих ветров.

Высоту наката волны определяем по формуле:

$$h_{run1\%} = K_p \cdot K_r \cdot K_{sp} \cdot K_{run} \cdot h_{1\%} \quad (5.9)$$

где: K_p, K_r – коэффициенты шероховатости и проницаемости верхового откоса, определяются по таблице 5.2;

K_{sp} – коэффициент, зависящий от пологости верхового откоса и скорости ветра, определяется по таблице 5.3;

K_{run} – коэффициент, зависящий от параметров волны, определяется по графику рисунок 5.3;

$h_{1\%}$ – высота волны 1% обеспеченности;

r – средний размер шероховатости.

Таблица 5.2 – Значения коэффициентов K_p, K_r

Конструкция крепления откоса	Относительная шероховатость, $r / h_{1\%}$	Коэффициент K_r	Коэффициент K_p
Бетонные (железобетонные плиты)	–	1	0,9
Гравийно-галечное, каменное или крепление бетонными блоками	0,002	1	0,9
	0,005 – 0,01	0,95	0,85
	0,02	0,9	0,8
	0,05	0,8	0,7
	0,1	0,75	0,6
	0,2	0,7	0,5

Таблица 5.3 – Значения коэффициента K_{sp}

Значение $m_1 = \text{ctg } \varphi$	0,4	0,4...2	3...5	Более 5
Коэффициент				
При скорости ветра 20 м/с и более	1,3	1,4	1,5	1,6
При скорости ветра 10 м/с и менее	1,1	1,1	1,1	1,2

Примечание: φ – угол наклона откоса к горизонту, град.

Для определения коэффициента $K_{гун}$ и высоты волны $h_{1\%}$ определяют безразмерные коэффициенты ξ и τ по формулам:

$$\xi = \frac{g \cdot L}{V_w^2} \quad (5.10)$$

$$\tau = \frac{g \cdot t}{V_w} \quad (5.11)$$

где: t – продолжительность действия ветра, равная 6 ч. или 21600 с. По огибающей кривой (рисунок 5.4) находим значения коэффициентов ε и η . По наименьшим их значениям определяются:

– период волны

$$T = \frac{\varepsilon \cdot V_w}{g} \quad (5.12)$$

– высота волны

$$h_{гЛ} = \frac{\eta \cdot V_w^2}{g} \quad (5.13)$$

– длина волны

$$\lambda_{гЛ} = \frac{g \cdot T^2}{2 \cdot \pi} \quad (5.14)$$

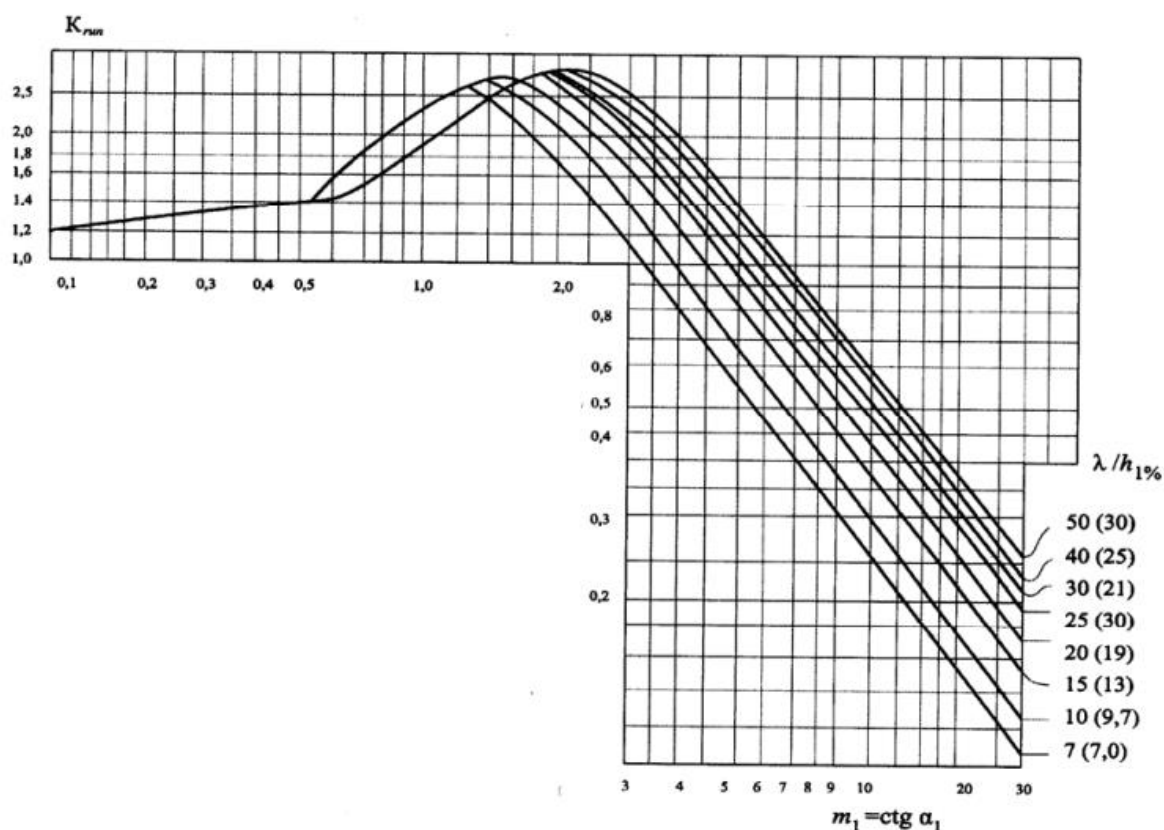


Рисунок 5.3 – График значений коэффициента $K_{гун}$

Для определения $h_{1\%}$ проверяем наличие мелководной или глубоководной зоны.

Если $H \leq 0,5 \cdot \lambda_{гЛ}$ то зона мелководная и расчетная высота волны, ее средняя длина, определяются по зависимостям:

$$h_{1\%} = \beta \cdot h_{гЛ} \quad (5.15)$$

$$\lambda = \lambda_{гЛ} \cdot \alpha \quad (5.16)$$

Значение коэффициентов β и α определяем по графику, рисунок 5.5.

Если $H \geq 0,5 \cdot \lambda_{гд}$ то зона глубоководная, высота волны $h_{1\%}$ и средняя длина волны определяется из условия:

$$h_{1\%} = h_{гд} \cdot K_i \quad (5.17)$$

$$\lambda = \lambda_{гд} \quad (5.18)$$

где K_i – коэффициент, определяемый по графику (рисунок 5.6) в зависимости от значения $\frac{g \cdot L}{V_w^2}$ и расчетной обеспеченности высоты волны.

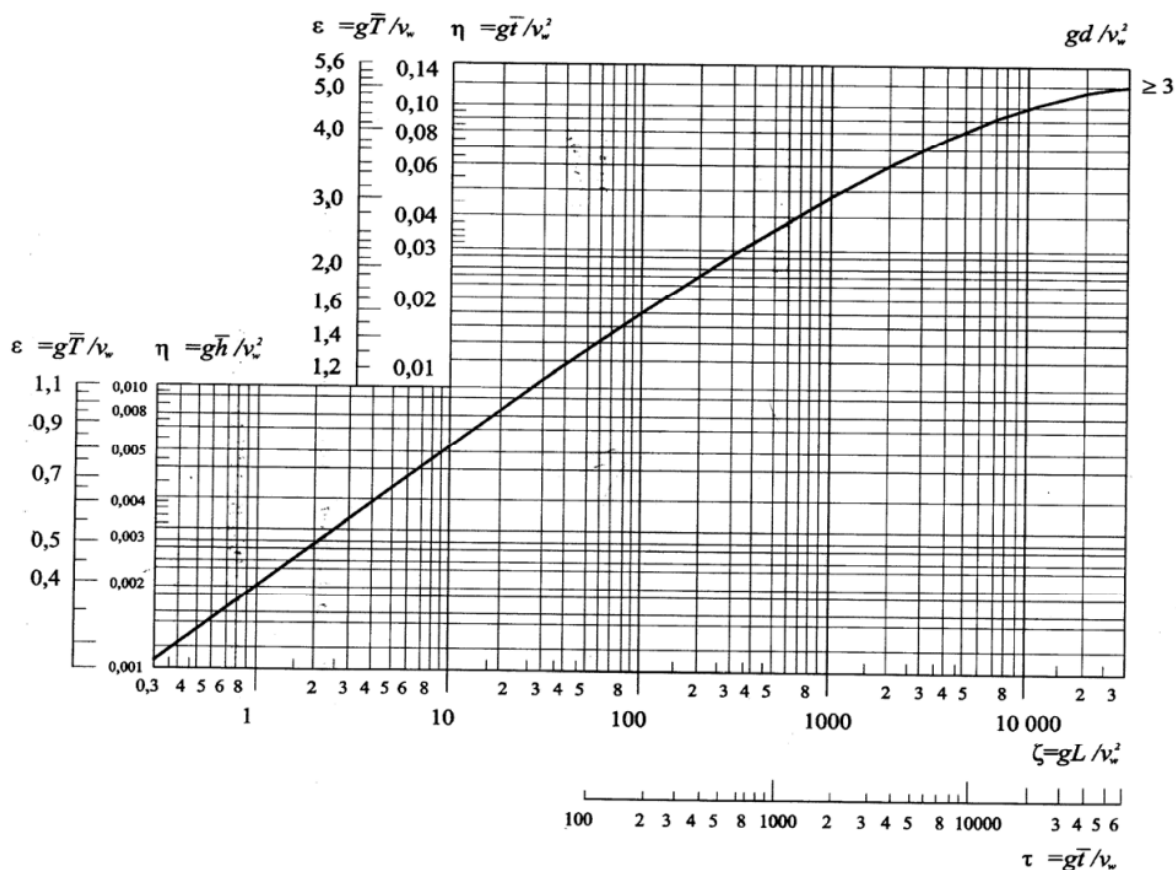


Рисунок 5.4 – График для определения ветровых волн в глубоководной зоне

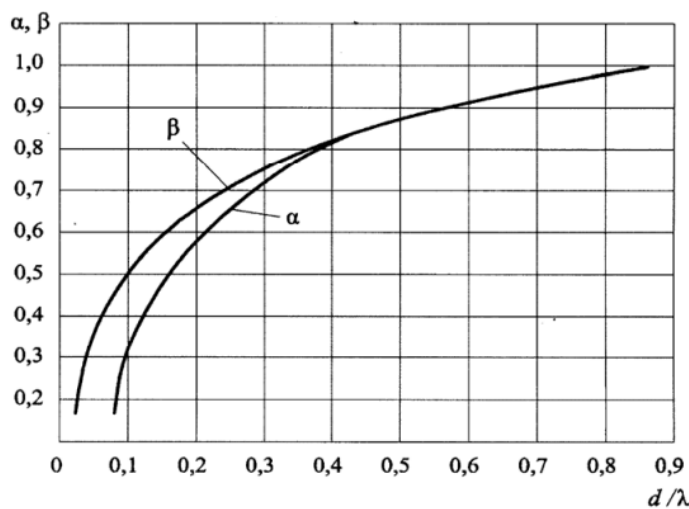


Рисунок 5.5 – Зависимость коэффициентов мелководной зоны

При креплении верхового откоса железобетонными или бетонными плитами, принимается кривая соответствующая 1% обеспеченности, а при креплении каменной наброской или мощением, принимается кривая обеспеченности соответствующая 2% обеспеченности.

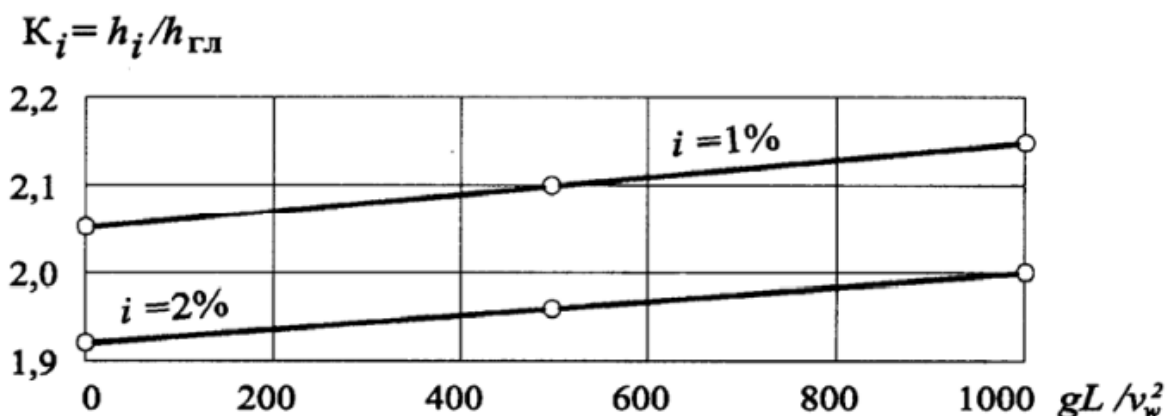


Рисунок 5.6 – График значений K_i

Пример расчета

Исходные данные:

1. Название реки – Беседь; 2. Глубина воды в верхнем бьефе при НПУ, $H_1=8,7$ м. 3. Глубина воды в нижнем бьефе, $H_2=1,5$ м. 4. Угол между осью водохранилища и господствующим направлением ветров, $\beta=45^\circ$. 5. Длина водохранилища по направлению господствующего ветра – 3300 м. 6. Глубина сработки водохранилища, $\Delta h=2,6$ м.

1. Общая характеристика природно-климатических условий района проектирования

Река Беседь, левый приток реки Сож, протекает с севера на юг по территории Могилевской и Гомельской областей, беря свое начало на территории Российской Федерации. Район протекания реки Беседь около с. Светиловичи представляет собой плоскую древнеаллювиальную низину с чередованием отдельных гряд и обширных понижений. Подстилающей породой является мел. Над меловыми отложениями расположены послетретичные отложения – пески, суглинки и пестрые глины, В геологическом отношении район проектирования представлен грунтами, физико-механические характеристики представлены в таблице 5.4.

Таблица 5.4 – Физико-механические характеристик грунтов по створу водохранилищного гидроузла

Грунт	Относит. пористость	Плотность, кН/м ³	Объемная масса, кН/м ³	Угол внутр. трения	Сцепление на срез, кН/м ²	Коэф. фильтр., м/сут
Супесь	0,24	24,8	18,9	30	2,5	0,20
Суглинок	0,32	24,7	17,7	27	4,3	0,05

Годовой радиационный баланс для земной поверхности, покрытой травой составляет для района проектирования 41 ккал/см² в год. Баланс достигает максимума в июне-июле (месячная сумма 8-9 ккал/см² месяц) и минимума в декабре-январе (около 0,3 ккал/см² месяц).

Средняя годовая температура на рассматриваемой территории составляет около +6,5 °С, средняя месячная изменяется от -8,2°С в январе до +18,5°С в июле. Самый холодный месяц - январь, наиболее низкий абсолютный минимум -51°С. Самый теплый месяц - июль, абсолютный максимум +48 °С.

Рассматриваемая территория отличается значительным увлажнением. Годовое количество осадков колеблется в пределах 550-600 мм. В течение года осадки распределяются неравномерно. Большая часть их (около 70%) выпадает в теплый период с апреля по октябрь. Число дней с осадками более 0,1 мм колеблется в пределах 160-185 в год, с осадками более 1 мм - от 95 до 110.

Снежный покров в пределах территории характеризуется значительной неустойчивостью. Среднее время его первого появления - конец октября - начало ноября. Максимальная высота снежного покрова наблюдается в начале марта и составляет около 25-35 см. В лесах, кустарниках и понижениях рельефа высота снежного покрова и запасы воды в нем могут быть в несколько раз больше. Снеготаяние на описываемой территории характеризуется значительной интенсивностью. Устойчивый снежный покров нарушается в конце марта - начале апреля.

Глубина промерзания почвы находится в тесной зависимости от ее механического состава, степени увлажнения, а также от высоты и плотности снежного покрова. Средняя многолетняя глубина промерзания почвы составляет 70 см, наибольшая – 115 см, наименьшая – 25 см. Средняя дата полного оттаивания почвы – начало-середина апреля.

Влажность воздуха сравнительно велика. Число дней, когда относительная влажность превышает 80%, составляет за год 140 дней. Наибольшая влажность наблюдается в декабре в дневные часы 85-88%, наименьшая - в мае (около 50-55%).

Дефицит влажности достигает минимальной величины в зимние месяцы (ноябрь-март) и колеблется в пределах от 0,5 до 0,8 мб, максимальный - в июне (6,5-8,0 мб). В среднем за теплый период (апрель-октябрь) дефицит влажности изменяется от 4,0 до 5,5 мб.

Направление ветра имеет хорошо выраженный годовой ход. В зимние месяцы преобладают ветры юго-западного направления. Весной направление ветра неустойчивое – ветры юго-западных направлений сменяются северо-западными и юго-восточными. Летом преобладают северо-западные, осенью - южные. Скорость ветра в зимние месяцы наибольшая, максимум наступает в феврале и составляет на открытых местах до 10 м/с. В летний период скорость уменьшается и в июле-августе колеблется около 2,5 м/с. Средняя годовая скорость ветра на ровных и открытых местах – 3,5-4,0 м/с.

Река Беседь у створа Светиловичи относится к Припятскому гидрологическому району (подрайон а) и имеет номер 240 по списку

наблюдений за речным стоком. Гидрографические характеристики водосбора реки следующие: расстояние от истока реки – 210 км; расстояние от наиболее удаленной точки речной системы – 216 км; средний уклон реки – 0,34 ‰; средневзвешенный уклон реки - 0,23 ‰; площадь водосбора - 5010 км²; средняя высота водосбора – 162 м; озерность – 0 ‰; заболоченность – 6 ‰; заболоченные земли – 3 ‰; лесистость – 26 ‰; распаханность водосбора – 40 ‰. Ближайшая метеорологическая станция г. Гомель.

2. Выбор створа гидроузла и компоновка его сооружений

На местоположение створа гидроузла оказывают влияние следующие основные факторы:

- топографические, определяющие длину плотины и ее высоту. Створ плотины располагаем в наиболее узкой и глубокой части долины, нормально горизонталям, чтобы обеспечить наименьший объем земляных работ.

- инженерно-геологические, оцениваемые прочностными характеристиками грунтов, их напластованием и водопроницаемостью. В выбранном створе располагаются грунты, физико-механические свойства которых приведены в таблице 5.4.

- гидрологические, связанные с решением вопроса о наполнении водохранилища и расходах, сбрасываемых в период половодья или паводка в нижний бьеф. Гидрологический режим исходной реки-створа изучен достаточно, что позволяет делать прогнозные оценки изменения расходов реки во все гидрологические периоды.

- расположение водосброса, которое существенно сказывается на стоимости гидроузла и оказывает влияние на его эксплуатацию. Поэтому выбираем створ плотины с одновременной трассировкой на местности водосбросного тракта.

Также на выбор местоположения створа гидроузла оказывали свое влияние и другие факторы, такие как способ пропуска строительных расходов (водоспуск), наличие и возможность устройства дорожной сети, наличие местных строительных материалов, линий электропередач и т.д.

Компоновка гидроузла заключается в выборе и обосновании местоположения водопропускных сооружений: водосброса, водоспуска и водозабора.

Так как, по условию задания проектируется ковшовый водосброс, то в нашем случае целесообразно принимать полупойменную схему компоновки, при которой водосбросное сооружение и водовыпуск располагаем на разных берегах реки, а водоспуск - в русле, пойменные участки створа перекрываем грунтовой плотинной.

Подводящий канал водозабора располагаем на уровне отметки УМО для обеспечения постоянного притока воды.

После выбора створа и компоновки гидроузла необходимо определить основные отметки водохранилища, к которым относятся нормальный подпорный уровень $\nabla_{НПУ}$, уровень мертвого объема $\nabla_{УМО}$ и форсированный подпорный уровень $\nabla_{ФПУ}$.

$$\nabla_{НПУ} = \nabla_{Дна} + H_1 = 148,30 + 8,7 = 157,0 \text{ м}$$

$$\begin{aligned}\nabla\text{ФПУ} &= \nabla\text{НПУ} + 0,8 = 157,80 \text{ м} \\ \nabla\text{УМО} &= \nabla\text{НПУ} - \Delta h = 157,0 - 2,6 = 154,40 \text{ м} \\ \nabla\text{Дна} &= \nabla\text{Бер} - H_2 - a_1 = 150,0 - 1,5 - 0,2 = 148,30 \text{ м}\end{aligned}$$

3. Проектирование плотины из местных материалов

Основное и существенное преимущество грунтовых плотин состоит в том, что для их возведения используется местный строительный материал – грунт. Для получения этого материала требуются только затраты на вскрышные работы в карьере, но они в общей стоимости сооружения незначительны. Грунтовую плотину возводим в виде насыпи, имеющей поперечное сечение в виде трапеции из грунта первого слоя – супесь.

При проектировании грунтовой плотины соблюдены следующие основные требования:

- заложение откосов плотины обеспечивает устойчивость сооружения и его основания при всех возможных условиях строительства и эксплуатации;
- откосы и гребень плотины имеют покрытия, защищающие их от волновых, ледовых и атмосферных воздействий;
- дренажные устройства обеспечивают сбор и организованный отвод фильтрующейся воды и предотвращают фильтрационные деформации в теле грунтовой плотины и в основании;
- строительные и эксплуатационные деформации плотины, ее отдельных элементов и основания не вызывают нарушения нормальной работы гидроузла.

4. Определение отметки гребня плотины и его конструкции

Ширину гребня плотины принимаем равной 8,0 м, так как в районе проектирования проходит автомобильная дорога V категории дорог общего пользования. Это позволит не только улучшить производство работ, обеспечить беспрепятственную эксплуатацию гидроузла, но и даст возможность движения по гребню плотины транспорта.

Для дороги V категории проектируем переходной тип дорожного покрытия, состоящий из слоя песчано-щебеночной смеси, укрепленной портландцементом в количестве 3%, мощностью 10 см.

Дороге, проходящей по гребню плотины, придаем двухсторонний поперечный уклон, проезжей части 20‰, обочинам – 40‰ и по краям дороги устанавливаем низкие оградительные стенки на расстоянии 0,5 м от бровки гребня плотины.

Возвышение гребня плотины над уровнями воды в водохранилище определяем для двух расчетных случаев.

Уровень воды на отметке НПУ

Высоту ветрового нагона волны водохранилища определим по формуле:

$$\Delta h_{set} = k_w \cdot \frac{V_w^2 \cdot L}{g \cdot (H + \Delta h_{set})} \cdot \cos \beta = 2,1 \cdot 106 \cdot \frac{12^2 \cdot 3300}{9,81 \cdot (8,7 + \Delta h_{set})} \cdot \cos 45$$

Сокращая полученное квадратное уравнение и решая его относительно Δh_{set} , получим один положительный корень, т.е. $\Delta h_{set} = 0,008$ м.

Определим значение безразмерных коэффициентов:

$$\xi = \frac{g \cdot L}{V_w^2} = \frac{9,81 \cdot 3300}{12^2} = 225 \quad \tau = \frac{g \cdot t}{V_w} = \frac{9,81 \cdot 21600}{12} = 17658$$

По полученным значениям безразмерных коэффициентов по огибающей кривой графика (рисунок 5.4) определяем значения промежуточных коэффициентов:

$$\varepsilon_1 = 2,02 \quad \eta_1 = 0,024$$

$$\varepsilon_2 = 4,57 \quad \eta_2 = 0,097$$

К расчету принимаем минимальные значения, т.е. $\varepsilon_1 = 2,02$ и $\eta_1 = 0,024$, тогда определяем:

– период волны

$$T = \frac{\varepsilon \cdot V_w}{g} = \frac{2,02 \cdot 12}{9,81} = 2,47 \text{ с}$$

– высоту волны

$$h_{\text{гл}} = \frac{\eta \cdot V_w^2}{g} = \frac{0,024 \cdot 12^2}{9,81} = 0,35 \text{ м}$$

– длину волны

$$\lambda_{\text{гл}} = \frac{g \cdot T^2}{2 \cdot \pi} = \frac{9,81 \cdot 2,47^2}{6,28} = 9,53 \text{ м}$$

Так как, $H \geq 0,5 \cdot \lambda_{\text{гл}}$ т.е. $8,7 > 0,5 \cdot 9,53$, имеем глубоководную зону и высота волны $h_{2\%}$ (2% обеспеченность принята потому что, материал крепления верхового откоса – каменная наброска) и средняя длина волны определяется из условия:

$$h_{2\%} = h_{\text{гл}} \cdot K_i = 0,35 \cdot 1,93 = 0,68 \text{ м}$$

$$\lambda = \lambda_{\text{гл}} = 9,53 \text{ м}$$

где K_i – коэффициент, определяемый по графику (рисунок 5.6) в зависимости от значения $\frac{g \cdot L}{V_w^2} = 225$ и расчетной 2% обеспеченности высоты волны. Зная $\frac{\lambda}{h_{2\%}} = \frac{9,53}{0,68} = 14$ по рисунку 5.3, находим $K_{\text{run}} = 1,68$. Коэффициент K_{sp} для заложения верхового откоса $m_1=3$ и расчетной скорости ветра 12 м/с по таблице 5.5 находим, $K_{\text{sp}} = 1,144$. Значения коэффициентов K_p , K_r зависят от типа крепления верхового откоса, при креплении каменной наброской, по таблице 5.4 соответственно находим 0,8 и 0,7. Подставляя все полученные значения, определим высоту наката волны 2% обеспеченности

$$h_{\text{run}2\%} = K_p \cdot K_r \cdot K_{\text{sp}} \cdot K_{\text{run}} \cdot h_{2\%} = 0,8 \cdot 0,7 \cdot 1,144 \cdot 1,68 \cdot 0,68 = 0,73 \text{ м}$$

Превышение отметки гребня плотины над уровнем воды в водохранилище при НПУ определится

$$h_s^{\text{НПУ}} = 0,008 + 0,73 + 0,5 = 1,24 \text{ м}$$

Тогда отметка гребня плотины определится

$$\Delta \text{ГП} = \Delta \text{НПУ} + h_s^{\text{НПУ}} = 157,0 + 1,24 = 158,24 \text{ м}$$

Уровень воды на отметке ФПУ

Высоту ветрового нагона волны водохранилища определим по формуле

$$\Delta h_{\text{set}} = k_w \cdot \frac{V_w^2 \cdot L}{g \cdot (H + \Delta h_{\text{set}})} \cdot \cos \beta = 2,1 \cdot 106 \cdot \frac{9^2 \cdot 3300}{9,81 \cdot (9,5 + \Delta h_{\text{set}})} \cdot \cos 45$$

где $H = \text{ФПУ} - \nabla_{\text{дна}} = 157,80 - 148,30 = 9,5 \text{ м}$.

Сокращая полученное квадратное уравнение и решая его относительно Δh_{set} , получим один положительный корень, т.е. $\Delta h_{\text{set}} = 0,0048$ м.

Определим значение безразмерных коэффициентов:

$$\xi = \frac{g \cdot L}{V_w^2} = \frac{9,81 \cdot 3300}{9^2} = 400 \quad \tau = \frac{g \cdot t}{V_w} = \frac{9,81 \cdot 21600}{9} = 23544$$

По полученным значениям безразмерных коэффициентов по огибающей кривой графика (рисунок 5.4) определяем значения промежуточных коэффициентов:

$$\begin{aligned} \varepsilon_1 &= 2,40 & \eta_1 &= 0,031 \\ \varepsilon_2 &= 4,88 & \eta_2 &= 0,108 \end{aligned}$$

К расчету принимаем минимальные значения, т.е. $\varepsilon_1 = 2,40$ и $\eta_1 = 0,031$, тогда определяем:

– период волны

$$T = \frac{\varepsilon \cdot V_w}{g} = \frac{2,4 \cdot 9}{9,81} = 2,2 \text{ с}$$

– высоту волны

$$h_{\text{гл}} = \frac{\eta \cdot V_w^2}{g} = \frac{0,031 \cdot 9^2}{9,81} = 0,26 \text{ м}$$

– длину волны

$$\lambda_{\text{гл}} = \frac{g \cdot T^2}{2 \cdot \pi} = \frac{9,81 \cdot 2,2^2}{6,28} = 7,56 \text{ м}$$

Так как, $H \geq 0,5 \cdot \lambda_{\text{гл}}$ т.е. $9,5 > 0,5 \cdot 7,56$, имеем глубоководную зону и высота волны $h_{2\%}$ (2% обеспеченность принята потому что, материал крепления верхового откоса – каменная наброска) и средняя длина волны определяется из условия:

$$\begin{aligned} h_{2\%} &= h_{\text{гл}} \cdot K_i = 0,26 \cdot 1,95 = 0,51 \text{ м} \\ \lambda &= \lambda_{\text{гл}} = 7,56 \text{ м} \end{aligned}$$

где K_i – коэффициент, определяемый по графику (рисунок 5.6) в зависимости от значения $\frac{g \cdot L}{V_w^2} = 400$ и расчетной 2% обеспеченности высоты волны. Зная $\frac{\lambda}{h_{2\%}} = \frac{7,56}{0,51} = 15$ по рисунку 5.3, находим $K_{\text{run}} = 1,73$. Коэффициент K_{sp} для заложения верхового откоса $m_1 = 3$ и расчетной скорости ветра 9 м/с по таблице 5.5 находим, $K_{\text{sp}} = 1,1$. Значения коэффициентов K_p , K_r зависят от типа крепления верхового откоса, при креплении каменной наброской, по таблице 5.4 соответственно находим 0,8 и 0,7. Подставляя все полученные значения, определим высоту наката волны 2% обеспеченности

$$h_{\text{run}2\%} = K_p \cdot K_r \cdot K_{\text{sp}} \cdot K_{\text{run}} \cdot h_{2\%} = 0,8 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 1,73 \cdot 0,51 = 0,54 \text{ м}$$

Превышение отметки гребня плотины над уровнем воды в водохранилище при ФПУ определится

$$h_s^{\text{ФПУ}} = 0,004 + 0,54 + 0,5 = 1,04 \text{ м}$$

Тогда отметка гребня плотины определится

$$\Delta \text{ГП} = \Delta \text{ФПУ} + h_s^{\text{ФПУ}} = 157,80 + 1,04 = 158,84 \text{ м}$$

Окончательно принимаем максимальную отметку гребня плотины из двух полученных значений и округляем к ближайшему целому числу $\nabla \text{ГП} = 159,00$ м.

Практическая работа №6
Проектирование и расчет водозаборного сооружения

Цель работы: запроектировать и рассчитать водозаборное сооружение и его элементы.

Входную часть устанавливают на отметке УМО за пределами верхового откоса грунтовой плотины или врезают в откос и закрепляют его железобетонными откосными плитами. При небольших расходах и напорах до 5м водозабор выполняют из металлической трубы, укладывая ее с небольшим уклоном, $i_{mp} = (0.004 \div 0.008)$. Расход регулируется водопроводной задвижкой, которую располагают в конце трубы в смотровом колодце. Для предупреждения повышенной фильтрации вдоль трубы через 3...5 м устраивают поперечные диафрагмы из металла или бетона высотой не менее двух диаметров труб. Трубы обмазывают битумом, укладывают на подготовку, сверху и с боков засыпают глиной или суглинком с тщательным уплотнением. При больших напорах 5...8 м трубы водозабора делают из бетона или железобетона. Поперечное сечение труб может быть круглое или прямоугольное, а число параллельно расположенных труб (ниток) до 3...5. Трубы укладывают на слой бетона толщиной до 30...50 см.

Пример расчета.

Подводящий канал принимаем трапецеидального сечения, с уклоном $i = 0,0003$. Расчет выполняем в соответствии с требованиями на пропуск расхода водозабора $Q_{вод} = 4,2 \text{ м}^3/\text{с}$. Канал располагается на отметке УМО 154,40 м в первом слое грунтов – супеси, заложение откосов $m = 1,5$, а коэффициент шероховатости для средних условий содержания $n = 0,025$. Принимаем глубину канала $h = 1,4 \text{ м}$, тогда

$$K_p = \frac{4,2}{\sqrt{0,0003}} = 243$$

Результаты вычислений приводятся в таблице 6.1.

Таблица 6.1 – Расчет параметров водоподводящего канала водоспуска

b_k	h	ω	χ	R	C	$C \sqrt{R}$	$K = \omega \cdot C \cdot \sqrt{R}$
0,2	1,4	3,22	5,25	0,61	36,8	28,7	93
0,6	-	3,78	5,65	0,67	37,4	30,6	116
1,0	-	4,34	6,05	0,72	37,8	32,1	139
1,5	-	5,04	6,55	0,77	38,3	33,6	169

2,0	-	5,74	7,05	0,81	38,6	34,7	199
2,5	-	6,44	7,55	0,85	38,9	35,7	231
2,8	-	6,86	7,85	0,87	39,9	37,2	255

По графику 6.1 находим, что для расчетного значения $K_p = 243$, ширина канала $b_k = 2,66$ м, с округлением принимаем $b_k = 2,7$ м. Фактическая скорость воды в канале:

$$V_{\text{факт}} = C \sqrt{RI} = 39,1 \cdot \sqrt{0,856 \cdot 0,0003} = 0,62 \text{ м/с}$$

$$V_{\text{заил}} = 0,33 \cdot 4,2^{0,2} = 0,44 \text{ м/с}$$

$$V_{\text{разм}} = 0,53 \cdot 4,2^{0,1} = 0,62 \text{ м/с}$$

Условие выполняется, следовательно, размеры подводящего канала водоспуска определены правильно и крепление дна и откосов канала не предусматривается.

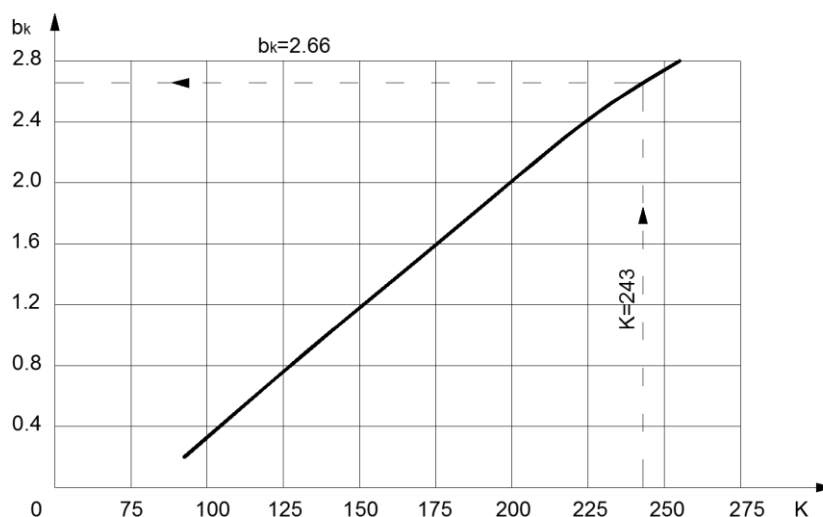


Рисунок 6.1 – Зависимость расходной характеристики и ширины подводящего канала по дну

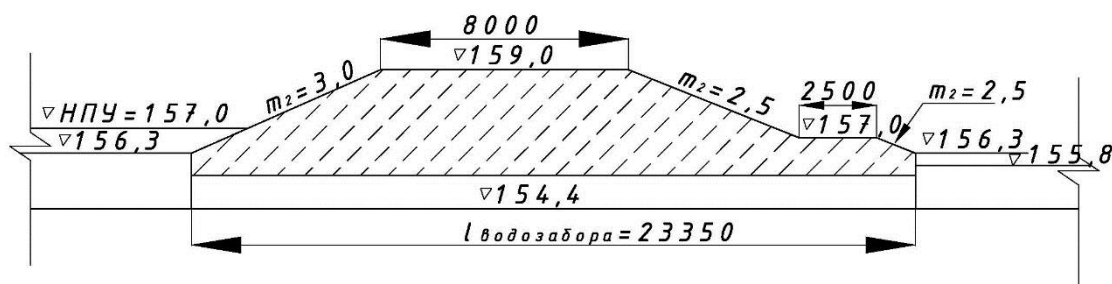


Рисунок 6.2 – Схема к гидравлическому расчету водозабора

Из расчетной схемы (см. рисунок 6.2) аналитическим путем определяем длину трубы водозабора:

$$l_{\text{вод}} = 2,5 + (\nabla \text{ГП} - \nabla 1) \cdot m_1 + b_{\text{гр}} + (\nabla \text{ГП} - \nabla 1) \cdot m_2 = 2,5 + (159,00 - 156,30) \cdot 3 + 8 + (159,00 - 156,30) \cdot 2,5 = 25,35 \text{ м}$$

Количество нитей и их диаметр назначаем из условия, чтобы расчетная скорость воды в трубах была в пределах $v_m = 1,5 \dots 2,0$ м/с. Назначаем три нити, тогда расход одной нити составит $1,4$ м³/с. Площадь живого сечения одной нити

$$\omega = \frac{4,2}{1,5 \cdot 3} = 0,93 \text{ м}^2$$

Диаметр трубопровода одной нити определится из условия

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot \omega}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,93}{3,14}} = 1,08 \text{ м}$$

Принимаем ближайший стандартный диаметр труб $d = 1,0$ м, тогда фактическая скорость движения воды в трубе составит

$$V_{\phi} = \frac{4 \cdot 1,4}{3,14 \cdot 1,0^2} = 1,78 \text{ м / с}$$

Фактическая скорость не превышает допустимого значения, следовательно, назначаем три нити труб водозабора с диаметром $1,0$ м.

Минимальный уровень воды в верхнем бьефе, который обеспечит гарантированный забор определится из условия

$$\nabla_{УВБ} = \nabla_{НБ} + \Sigma h$$

где Σh - суммарные потери напора в одной нити трубопровода:

$$\Sigma h = h_{\text{вх}} + h_{\text{реш}} + h_{\text{дл}} + h_{\text{зат}} + h_{\text{вых}}$$

Потери напора на входе в трубопровод

$$h_{\text{вх}} = \xi_{\text{вх}} \cdot \frac{V_{\phi}^2}{2 \cdot g} = 0,5 \cdot \frac{1,78^2}{2 \cdot 9,81} = 0,08 \text{ м}$$

Потери напора на сороудерживающей решетке

$$h_{\text{реш}} = \xi_{\text{реш}} \cdot \frac{V_{\phi}^2}{2 \cdot g} = 0,3 \cdot \frac{1,78^2}{2 \cdot 9,81} = 0,05 \text{ м}$$

Потери напора по длине трубопровода

$$h_{\text{дл}} = \frac{V_{\phi}^2}{2 \cdot g} \cdot \frac{\lambda \cdot l_{\text{водозабора}}}{4 \cdot R} = \frac{1,78^2}{2 \cdot 9,81} \cdot \frac{0,021 \cdot 23,35}{4 \cdot 0,25} = 0,08 \text{ м}$$

Потери напора на затворе (задвижке) установленном в колодце управления

$$h_{\text{зат}} = \xi_{\text{зат}} \cdot \frac{V_{\phi}^2}{2 \cdot g} = 0,2 \cdot \frac{1,78^2}{2 \cdot 9,81} = 0,03 \text{ м}$$

Потери напора на выходе из трубопровода

$$h_{\text{вых}} = \xi_{\text{вых}} \cdot \frac{V_{\phi}^2}{2 \cdot g} = 1,0 \cdot \frac{1,78^2}{2 \cdot 9,81} = 0,16 \text{ м}$$

Значения коэффициентов сопротивлений $\xi_{\text{вх}}$, $\xi_{\text{реш}}$, $\xi_{\text{дл}}$, $\xi_{\text{зат}}$, $\xi_{\text{вых}}$ принимают по справочно-нормативной литературе.

Тогда:

$$\begin{aligned} \Sigma h &= h_{\text{вх}} + h_{\text{реш}} + h_{\text{дл}} + h_{\text{зат}} + h_{\text{вых}} = \\ &= 0,08 + 0,05 + 0,08 + 0,03 + 0,16 = 0,4 \text{ м} \end{aligned}$$

Минимальный уровень воды $\nabla_{УВБ} = \nabla_{НБ} + \sum h = 155,8 + 0,4 = 156,2 м$

Практическая работа №7
**Подбор и привязка линейных гидротехнических сооружений на
мелиоративных каналах**

Цель работы: выбрать тип конструкций линейных типовых сооружений и выполнить их привязку.

Гидротехнические сооружения – основные элементы любой мелиоративной системы. С их помощью аккумулируется и подается вода на систему, обеспечивается ее заданный эксплуатационный режим: водораспределение, водорегулирование, отвод излишков воды, сопряжение водоводов различной конструкции и т.д.

Они классифицируются по:

1) функциональному назначению: водоподпорные (плотины, запруды, дамбы и перегораживающие ГТС), водозаборные (водозаборы и водохранилища), водоводы (каналы, дрены, трубопроводы, дюкеры, акведуки и туннели), водопропускные (водосбросы, водоспуски, водовыпуски и ливнеспуски), сопрягающие (быстротоки, перепады, консоли), регулирующие (регуляторы, водомеры, затворы), защитные (отстойники, песколоски и гравиеловки, дамбы обвалования, ограждающие дамбы, выпрямительные сооружения, берегоукрепительные, противозэрозийные, противоселевые, рыбоходы, рыбоподъемники, рыбозащитные сооружения, ледозащитные, сороудерживающие решетки), специальные (насосные станции, судоходные шлюзы, судоподъемники, лесосплавные, переезды, служебные мостики);

2) по последствиям при отказах: основные (все ранее перечисленные сооружения кроме лесосплавных, переездов служебных и переходных мостиков, сороудерживающих решеток, ледозащитных и противозэрозийных), второстепенные (неосновные, берегоукрепительные, выпрямительные, ограждающие дамбы, водомеры и затворы);

3) по условиям работы: постоянные (все основные и второстепенные), временные (запруды, дрены, туннели, водосбросы, ограждающие дамбы и берегоукрепительные сооружения);

4) по основному материалу: грунтовые, бетонные, металлические и т.д.;

5) по способу возведения: насыпные, намывные, сборные и монолитные.

Гидротехнические сооружения на каналах являются типовыми, т.к. они имеют одинаковую конструкцию и отличаются друг от друга размерами.

Привязка линейных ГТС выполняется, исходя из 3 условий:

1. Привязка в горизонтальной плоскости
2. Привязка в вертикальной плоскости. Определяются характерные отметки для каждого ГТС.
3. Привязка по геологии.

Пример расчета.

Для расчета пропускной способности основных сетевых ГТС составляем таблицу 7.1, в которой рассчитываем площадь, расходы и уровни воды в каналах в местах расположения труб-переездов и труб-регуляторов. Расчетным расходом является расход в период весеннего половодья.

Таблица 7.1 – Определение расходов и уровней воды на участках

№ п.п.	Наименование канала (реки)	ПК	Параметры канала (реки)				F, км ²	Q, м ³ /с		H, м	
			b, м	Нстр, м	m	i		Q _{5%}	Q _{10%}	H _{5%}	H _{10%}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	р. Лебеда	0+00	10	3	1,50	0,0007	1200	1,44	1,08	0,33	0,20
2	1-ГД	0+50	0,6	2,10	1,75	0,0025	339,05	0,407	0,305	0,38	0,28
3	1-ГД	11+80	0,6	2,10	1,75	0,0022	254,09	0,305	0,229	0,28	0,26
4	1-ГД	17+90	0,6	1,80	1,50	0,0018	247,99	0,298	0,223	0,37	0,32
5	1-ГД	39+95	0,6	1,80	1,50	0,0021	50,25	0,060	0,045	0,14	0,10
6	1-1Д	5+25	0,6	1,65	1,25	0,0031	29,83	0,036	0,027	0,02	0,01
7	1-2Д	5+25	0,6	1,65	1,25	0,0027	9,79	0,012	0,009	0,01	0,01
8	1-3Д	5+25	0,6	1,65	1,25	0,0025	9,96	0,012	0,009	0,01	0,01
9	1-4Д	5+25	0,6	1,65	1,25	0,0019	9,93	0,012	0,009	0,01	0,01
10	2-ГД	2+06	0,6	2,10	1,75	0,0042	49,07	0,059	0,044	0,16	0,14
11	3-ГД	0+28	0,6	1,80	1,50	0,0040	131,58	0,158	0,118	0,20	0,16
12	4-ГД	7+74	0,6	2,10	1,75	0,0029	347,83	0,417	0,313	0,39	0,33
13	4-ГД	10+46	0,6	2,10	1,75	0,0006	326,15	0,391	0,294	0,55	0,47
14	4-ГД	15+98	0,6	1,80	1,50	0,0023	188,54	0,226	0,170	0,26	0,24
15	4-ГД	21+45	0,6	1,80	1,50	0,0029	130,76	0,157	0,118	0,23	0,18
16	4-ГД	26+94	0,6	1,80	1,50	0,0022	73,01	0,088	0,066	0,12	0,08
17	4-1Д	0+15	0,6	1,95	1,50	0,0017	43,46	0,052	0,039	0,10	0,07
18	4-4.7Дп	0+25	0,6	1,80	1,25	0,0037	78,65	0,094	0,071	0,16	0,12
19	5-ГД	1+88	0,6	2,10	1,75	0,0013	480,50	0,577	0,432	0,55	0,47
20	5-ГД	14+43	0,6	2,10	1,75	0,0015	364,17	0,437	0,328	0,46	0,41
21	5-ГД	27+70	0,6	1,80	1,50	0,0013	306,02	0,367	0,275	0,44	0,41
22	5-1Д	0+10	0,6	1,95	1,50	0,0016	74,87	0,090	0,067	0,22	0,19
23	5-1Д	5+50	0,6	1,95	1,50	0,0013	50,11	0,060	0,045	0,19	0,17
24	5-11Д	0+30	0,6	1,65	1,25	0,0008	113,18	0,136	0,102	0,33	0,27
25	5-11.2Д	0+25	0,6	1,65	1,25	0,0008	55,34	0,066	0,050	0,21	0,15
26	5-12Д	0+30	0,6	1,65	1,25	0,0017	57,86	0,069	0,052	0,15	0,14

Таблица 7.2 – Привязка основных гидромелиоративных сооружений

№ п.п.	Наименование канала (реки)	ПК	Шифр сооружения	Параметры канала			Q, м ³ /с	ВБ, м	НБ, м	Перепад Z, м	Отметки, м				Длина трубопровода, м	Грунт основания
				b, м	Вср., м	m					дна канала	НПУ	пов. земли	гребня дороги		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	Р. Лебеда	0+00	РТК6*15-00-02	10	3	1,50	1,08	0,20	0,15	0,05	115,70	115,88	118,70	118,80	9,0	Торф
2	1-ГД	0+50	РТК6-00-03	0,6	2,1	1,75	0,305	0,28	0,23	0,05	116,65	116,93	118,75	118,85	9,0	Торф
3	1-ГД	11+80	РТК6-00-03	0,6	2,1	1,75	0,229	0,26	0,21	0,05	118,87	119,13	120,97	121,07	7,5	Торф
4	1-ГД	17+90	РТК6-00-04	0,6	1,8	1,5	0,223	0,32	0,27	0,05	119,89	120,21	121,69	122,09	9,0	Супесь
5	1-ГД	39+95	РТК6-00-01	0,6	1,8	1,5	0,045	0,10	0,05	0,05	123,83	123,93	125,63	126,03	7,5	Супесь
6	1-1Д	5+25	РТК6-00-01	0,6	1,65	1,25	0,027	0,01	0,01	0,0	120,03	120,04	121,68	122,23	7,5	Супесь
7	1-2Д	5+25	РТК6-00-01	0,6	1,65	1,25	0,009	0,01	0,01	0,0	121,93	121,94	123,58	124,13	7,5	Супесь
8	1-3Д	5+25	РТК6-00-01	0,6	1,65	1,25	0,009	0,01	0,01	0,0	123,24	123,25	124,89	125,44	7,5	Супесь
9	1-4Д	5+25	РТК6-00-01	0,6	1,65	1,25	0,009	0,01	0,01	0,0	124,15	124,16	125,80	126,35	7,5	Супесь
10	2-ГД	2+06	РТК6-00-02	0,6	2,1	1,75	0,044	0,14	0,09	0,05	117,07	117,21	119,17	119,27	9,0	Торф
11	3-ГД	0+28	РТК6-00-02	0,6	1,8	1,5	0,118	0,16	0,11	0,05	119,66	119,82	121,46	121,86	9,0	Супесь
12	4-ГД	7+74	РТК6-00-04	0,6	2,1	1,75	0,313	0,33	0,28	0,05	117,78	118,11	119,88	119,98	9,0	Торф
13	4-ГД	10+46	РТК6-00-05	0,6	2,1	1,75	0,294	0,47	0,42	0,05	117,32	117,79	119,42	119,52	7,5	Торф
14	4-ГД	15+98	РТК6-00-03	0,6	1,8	1,5	0,170	0,24	0,19	0,05	118,03	118,27	119,83	120,23	7,5	Супесь
15	4-ГД	21+45	РТК6-00-02	0,6	1,8	1,5	0,118	0,18	0,13	0,05	118,94	119,12	120,74	121,14	7,5	Супесь
16	4-ГД	26+94	РТК6-00-01	0,6	1,8	1,5	0,066	0,08	0,03	0,05	119,98	120,06	121,78	122,18	7,5	Супесь
17	4-1Д	0+15	РТК6-00-01	0,6	1,95	1,5	0,039	0,07	0,02	0,05	117,30	117,37	119,25	119,50	9,0	Торф
18	4-4.7Дл	0+25	РТК6-00-02	0,6	1,8	1,25	0,071	0,12	0,07	0,05	118,12	118,24	119,92	120,32	7,5	Супесь
19	5-ГД	1+88	РТК6-00-05	0,6	2,1	1,75	0,432	0,47	0,42	0,05	116,70	117,17	118,80	118,90	9,0	Торф
20	5-ГД	14+43	РТК6-00-05	0,6	2,1	1,75	0,328	0,41	0,36	0,05	117,53	117,94	119,63	119,73	9,0	Торф
21	5-ГД	27+70	РТК6-00-05	0,6	1,8	1,5	0,275	0,41	0,36	0,05	117,97	118,38	119,77	120,17	7,5	Супесь
22	5-1Д	0+10	РТК6-00-02	0,6	1,95	1,5	0,067	0,19	0,14	0,05	116,89	117,08	118,84	119,09	9,0	Торф
23	5-1Д	5+50	РТК6-00-02	0,6	1,95	1,5	0,045	0,17	0,12	0,05	117,36	117,53	119,31	119,56	9,0	Торф
24	5-11Д	0+30	РТК6-00-03	0,6	1,65	1,25	0,102	0,27	0,22	0,05	117,88	118,15	119,53	120,08	7,5	Супесь
25	5-11.2Д	0+25	РТК6-00-02	0,6	1,65	1,25	0,050	0,15	0,10	0,05	117,96	118,11	119,61	120,16	9,0	Супесь
26	5-12Д	0+30	РТК6-00-02	0,6	1,65	1,25	0,052	0,14	0,09	0,05	118,32	118,46	119,97	120,52	7,5	Супесь

Практическая работа №8 Конструирование и расчеты отстойников

Цель работы: Рассчитать размеры отстойника и показать его конструкцию.

Регулирование режима наносов при заборе воды из рек, обильных наносами, отличается многоступенчатостью. Первая ступень – сооружения и элементы сооружений водозаборного гидроузла, задерживающие в верхнем бьефе и переправляющие в нижний бьеф гидроузла основную массу донных наносов (карманы-отстойники, пескогравелиловки, пороги, перехватывающие галереи и т. д.). Вторая ступень – головные отстойники, расположенные в начале магистрального канала для удаления прошедших водозабор части донных и избытка взвешенных наносов. При подаче воды на оросительные системы скорость потока по мере разветвления каналов уменьшается, соответственно снижается транспортирующая способность и появляется избыток взвешенных наносов. Для их удаления требуется третья, а иногда и четвертая ступень осветления воды – внутрисистемные отстойники на распределительных каналах и каналах младшего порядка. Класс отстойника должен соответствовать классу комплекса (гидроузла или канала), в состав которого его устраивают.

Пример расчета размеров отстойника с периодическим гидравлическим промывом.

Исходные данные:

Расход воды в начале магистральной части отводящего канала:

$$Q_{\text{м.к.}} = Q_p = 45,7 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Фракционный состав наносов приведен ниже.

$d, \text{ мм}$	$> 0,5$	$0,5-0,4$	$0,4-0,3$	$0,3-0,2$	$0,2-0,1$	$< 0,1$
По весу, %	10	10	12	18	28	22

Крупность наносов, осаждаемых в отстойнике $d \geq 0,2$ мм. Мутность потока воды в реке $\rho_0 = 2,46 \text{ кг/м}^3$, температура воды – 15°C . Определение размеров отстойника. Расчет производится в следующем порядке. Принимается величина промывного расхода $Q_{\text{пр}} = (0,1 - 0,2)Q_p$:

$$Q_{\text{пр}} = 0,16 \cdot 45,7 = 7,3 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Назначаются следующие размеры (рисунок 8.1, в):

- глубина воды в камере $H = 5$ м;
- высота ребра $c = 1,5$ м;
- угол наклона ребра $\alpha = 45^\circ$;
- ширина решетки $b_p = 0,5$ м;
- скорость воды в камере $V_0 = 0,3$ м/с.

Определяются основные размеры камеры:

- ширина одной секции

$$b_c = 2 \frac{c}{\text{tg}\alpha} + b_p = 2 \frac{1,5}{\text{tg}45} + 0,5 = 3,5 \text{ м};$$

- площадь живого сечения одной секции

$$\omega_c = b_c H - \frac{c^2}{\text{tg}\alpha} = 3,5 \cdot 5 - \frac{1,5^2}{\text{tg}45} = 15,25 \text{ м}^2;$$

- потребное число секций

$$n_c = \frac{Q_p + 0,5Q_{\text{пр}}}{V_0 \omega_c} = \frac{45,7 + 0,5 \cdot 7,3}{0,3 \cdot 15,25} = 10,8,$$

Так как число n_c получилось дробное, изменяем предварительно принятую глубину в камере. При $H = 4,56$ м:

$$\omega_c = b_c H - \frac{c^2}{\text{tg}\alpha} = 3,5 \cdot 4,56 - \frac{1,5^2}{\text{tg}45} = 13,71 \text{ м}^2;$$

$$n_c = \frac{Q_p + 0,5Q_{\text{пр}}}{V_0 \omega_c} = \frac{45,7 + 0,5 \cdot 7,3}{0,3 \cdot 13,71} = 12;$$

- рабочая ширина отстойника $B_p = b_c \cdot n_c = 3,5 \cdot 12 = 42$ м.

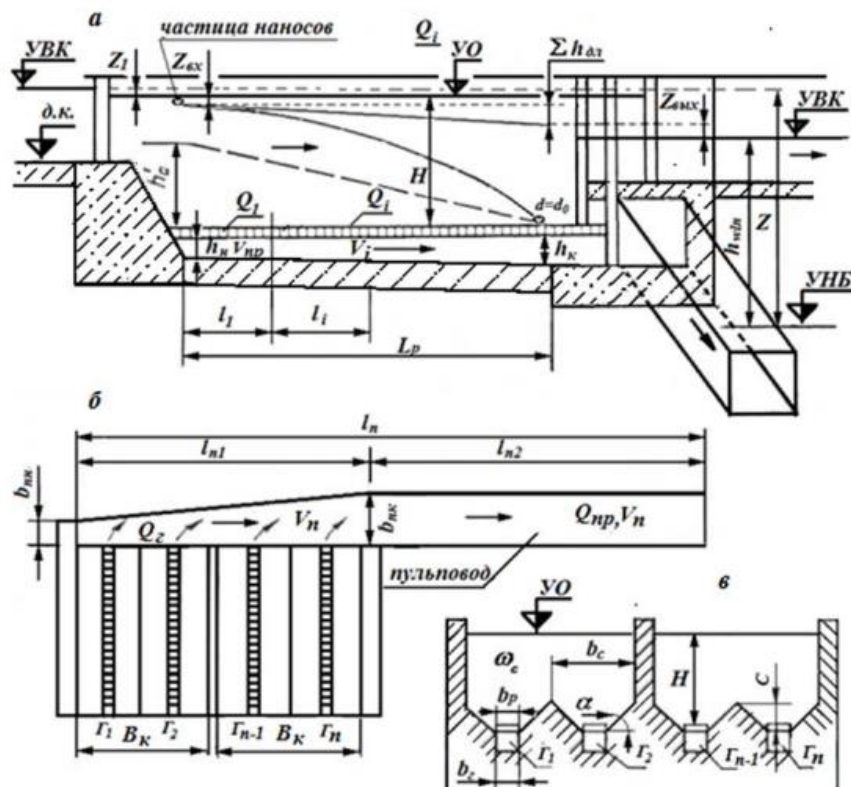


Рисунок 8.1 – Схемы к расчету отстойника с непрерывным промывом наносов: а – сборно-промывной галереей; б – пульповода; в – основных размеров камеры: 1 – входной оголовок; 2 – выходной оголовок; 3 – сборно-промывная галерея; 4 – ребро; 5 – решетка; 6 – пульповод

Объединяем по две секции в камеру с толщиной разделительных стенок 0,5 м. Получим шесть камер по 7 м. Тогда:

$$B_0 = 6 \cdot 7 + 0,5 \cdot 5 = 44,5 \text{ м};$$

– средняя ширина отстойника

$$B_{\text{ср}} = \frac{\omega_c n_c}{H} = \frac{13,71 \cdot 12}{4,56} = 36,1 \text{ м};$$

– средняя глубина отстойника

$$H_{\text{ср}} = \frac{\omega_c n_c}{B_p} = \frac{13,71 \cdot 12}{42} = 3,9 \text{ м};$$

– средняя скорость в отстойнике

$$V_{\text{ср}} = \frac{Q_p + 0,5 Q_{\text{пр}}}{n_c \omega_c} = \frac{45,7 + 0,5 \cdot 7,3}{12 \cdot 13,71} = 0,3 \text{ м/с};$$

– длина отстойника

$$L_p = \frac{H}{w_p} V_{\text{ср}} - \frac{Q_{\text{пр}}}{B_{\text{ср}} w_p} = \frac{4,56}{0,01876} \cdot 0,3 - \frac{7,3}{36,1 \cdot 0,01876} = 62 \text{ м},$$

где w_p – гидравлическая крупность, взятая по наименьшему диаметру осаждаемых фракций $d_0 = 0,2$ мм.

Практическая работа №9 Проектирование и расчеты судоходного шлюза

Цель работы: ознакомиться с методикой проектирования и расчета размеров судоходного шлюза.

Судоходными шлюзами называются специальные гидротехнические сооружения, служащие для перемещения плавающего подвижного состава (судов, барж, плотов и др.) из одного бьефа в другой в местах сосредоточения перепадов, которыми являются плотины на реках и перегораживающие сооружения на судоходно-оросительных каналах.

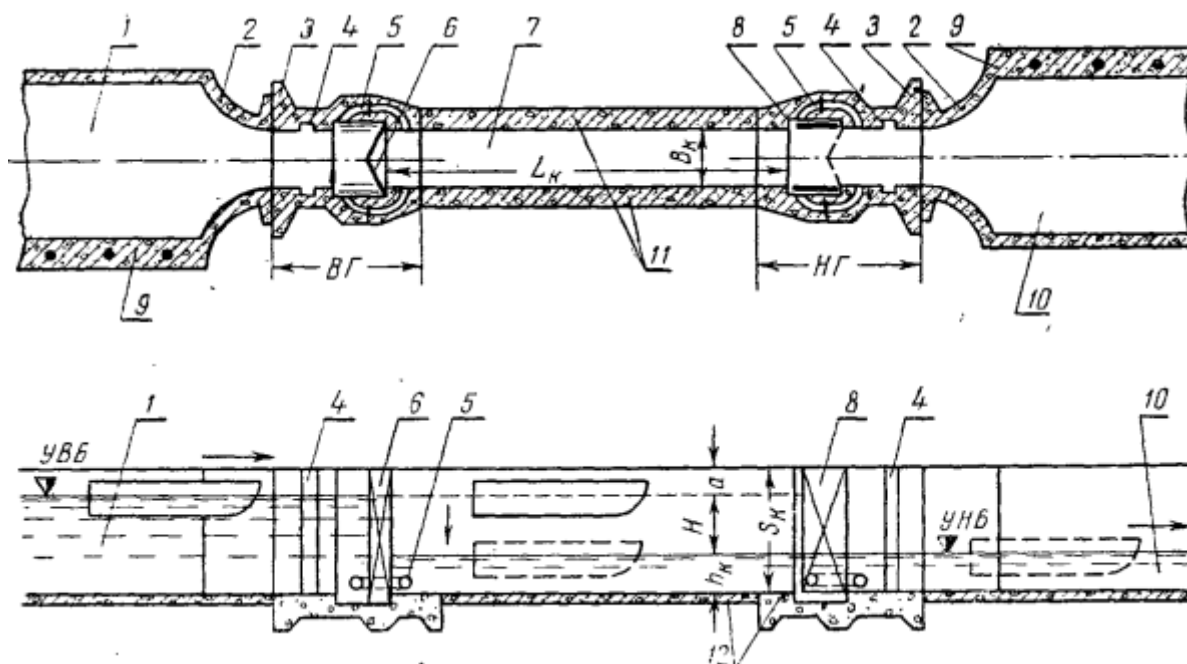


Рисунок 9.1 – Общая схема однокамерного шлюза: 1 – верхний подходной канал; 2 – направляющие палы; 3 – обратные стены; 4 – пазы для шандор; 5 – водопроводные галереи с затворами; 6 – верхние ворота (закрыты); 7 – камера шлюза; 8 – нижние ворота (открыты); 9 – причальные стенки; 10 – нижний подходной канал; 11 – стенки камеры; 12 – дно камеры; ВГ – верхняя голова; НГ – нижняя голова; L_k – длина камеры; B_k – ширина камеры; H – напор шлюза; h_k – глубина на короле; a – запас высоты стен камеры

Судоходный шлюз состоит (рис. 9.1) из средней части камеры, которая в концевых частях ограничивается головами. В головах шлюзов размещаются шлюзовые ворота, которые отделяют камеры от верхнего или нижнего бьефа и поддерживают в закрытом состоянии разность уровней между верхним или нижним бьефом и камерой. В головах шлюзов располагаются также устройства для наполнения камеры водой и ее опорожнения. К головам шлюзов примыкают подходные каналы и сопрягаются со шлюзом направляющими стенками – палами. С одной стороны подходных каналов на направляющих стенках размещаются причальные устройства для швартовки судов, ожидающих шлюзования. Камеры и головы шлюзов обычно состоят из днища и боковых стен, конструкции которых весьма разнообразны. Пропуск

плавающего подвижного состава через судоходный шлюз называется шлюзованием.

Шлюзование из верхнего бьефа в нижний происходит в такой последовательности:

1) при закрытых верхних и нижних воротах открывают затворы водопроводной галереи верхней головы, наполняют камеру до уровня верхнего бьефа, открывают верхние ворота, вводят судно в камеру и закрывают затворы водопроводной галереи и ворота верхней головы;

2) открывают затворы водопроводной галереи нижней головы, опоражнивают камеру и тем самым опускают шлюзуемое судно до уровня нижнего бьефа, затем открывают нижние ворота и выводят судно из камеры в нижний бьеф для дальнейшего следования.

Если следующее судно также идет из верхнего бьефа, то закрывают водопроводные галереи и ворота нижней головы и затем повторяют весь цикл операций шлюзования. Если же второе судно идет снизу-вверх, то его вводят в камеру шлюза после выхода первого судна и операцию его шлюзования выполняют в обратном порядке. Когда подряд несколько шлюзований проводят в одном направлении, то есть сверху-вниз или снизу-вверх, то такое шлюзование называется односторонним, если же шлюзование происходит попеременно – то вверх, то вниз – его называют двусторонним или встречным. В отношении расходования воды встречное шлюзование наиболее выгодно, так как: с помощью одной сливной призмы пропускаются два судна или караван судов.

Габаритные размеры шлюзов определяют по грузо- и грузообороту, установленному на перспективный расчетный срок – 10 лет для шлюзов на водных путях I и II категорий и 5 лет на водных путях III и IV категорий (после начала постоянной эксплуатации). Размеры наиболее выгодного для шлюзов данного водного пути расчетного судна или каравана судов устанавливают на основании технико-экономического сравнения различных вариантов этих караванов по минимуму капитальных затрат и эксплуатационных расходов.

Полезную длину камеры принято определять по формуле:

$$L_k = l_{p.c.} + 2\Delta L \quad (9.1)$$

где $l_{p.c.}$ – длина расчетного состава или группы шлюзующихся одновременно судов;

ΔL – запас в длине в каждом конце камеры, принимаемый равным

$$\Delta L = 1 + 0,015l_c \quad (9.2)$$

где l_c – длина расчетного судна или состава, м.

Полезную ширину камеры принимают:

$$B_k = b_{p.c.} + 2\Delta B \quad (9.3)$$

где $b_{p.c.}$ – ширина одновременно шлюзующихся (рядом стоящих) расчетных судов или расчетного состава;

ΔB – запас по ширине с каждой стороны камеры, принимаемый от 0,2 до 0,5 м.

Глубину на короме определяют от низшего судоходного уровня в шлюзе по формуле:

$$h_{кор} = h_{ос} + \Delta h \quad (9.4)$$

где $h_{ос}$ – осадка груженого расчетного судна с учетом дифферента;
 Δh – запас по глубине на короле, принимаемый 0,15–0,25 м.

Полная высота стен камеры шлюза определяется из выражения:

$$S_k = h_{кор} + H + a \quad (9.5)$$

где H – напор на шлюзе (разность уровней бьефов);

a – превышение верха стенки над уровнем верхнего бьефа (запас),
принимаемое 0,5 – 1 м.

Цель работы: ознакомиться с конструкцией и правилами проектирования сетчатого рыбозащитного сооружения.

При использовании стока рек для самотечного или машинного орошения земель, водоснабжения населенных пунктов и получения электроэнергии вместе с забираемой водой в системы попадают как молодь, так и взрослые рыбы. Это приводит к гибели рыбы и особенно массовой гибели молоди, скатывающейся по течению. Поэтому для сохранения покатой рыбы и ее молоди применяют различные типы рыбозащитных устройств. Такие устройства используют не только для защиты покатой рыбы, но и для рыбы, идущей вверх на нерест через рыбопропускные сооружения.

По характеру применяемых конструкций рыбозащитные устройства разделяются на следующие типы: неподвижные сети и решетки, механические заградители и электрозаградители.

Неподвижные сети и решетки. Сети и решетки могут быть установлены в обоих бьефах гидроузлов для преграждения пути подхода рыбы к нежелательным местам и направления ее к входным отверстиям рыбопропускных сооружений. На рисунке 10.1 приведена схема расположения ограждающей и направляющей сети в нижнем бьефе гидроузла. Сеть изготавливается из оцинкованной проволоки $d = 1,5 - 2$ мм или из капрона и подвешивается на поплавках или на свайных опорах. Решетку изготавливают из металлических прутьев. Просветы между стержнями принимают в зависимости от назначения решетки и размеров рыбы. При установке решеток и сетей учитывают размеры их ячеек, скорость течения, засоряемость и возможность очистки, условия судоходства и т. п. Основные недостатки таких устройств: быстрая засоряемость, затруднительность очистки (особенно сети), некоторая потеря напора и мощности ГЭС и др.

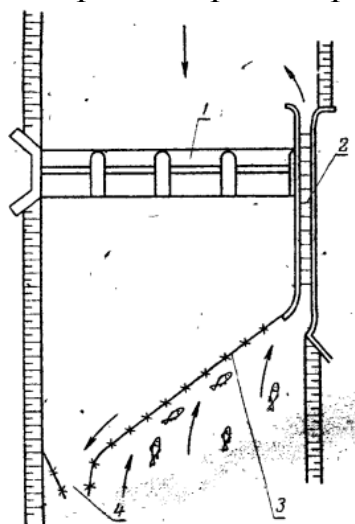


Рисунок 10.1 – Схема установки направляющей сети: 1 – плотина; 2 – рыбоход; 3 – направляющая сеть; 4 – отверстие для прохода покатой рыбы

Расчет фильтрующих рыбозащитных кассет

Существует множество конструкций различных рыбозащитных устройств. Однако наиболее надежными являются фильтрующие кассеты, заполненные керамзитом или щебнем. Эти кассеты просты в изготовлении и вставляются на место решеток в водоприемные окна, что не требует дополнительных строительных работ.

Гидравлическое сопротивление такой кассеты определяется по графикам, приведенным в типовых проектах, либо вычисляется по формуле

$$h_k = k_3 \cdot S \cdot \left[\frac{V_\phi}{k_\phi} \right]^2, \text{ м}, \quad (10.1)$$

где $K_3 = 1,0 - 1,5$ – коэффициент, учитывающий загрязнение кассеты;

S – толщина кассеты, м;

K_ϕ – коэффициент фильтрования, ориентировочно можно принять равным $0,2$ м/с;

$$V_\phi \text{ – скорость фильтрации, м/с,} \quad V = 1,25 \cdot \frac{Q_n}{F_6} \cdot K_{cm} \leq V_{дон}, \text{ м/с}, \quad (10.2)$$

при подстановке в нее $k_{cm} = \frac{1}{\rho}$,

где ρ – пористость фильтра (принимается для гравийно-щебеночного заполнения $0,3-0,5$; порозластовых фильтров - $0,25-0,35$).

Перечень лабораторных занятий по дисциплине «Гидротехнические сооружения»

Лабораторная работа №1 Исследование фильтрационного давления на флютбет гидротехнического сооружения.

Лабораторная работа №2 Исследование фильтрации через однородную грунтовую плотину, расположенную на водоупоре.

Лабораторная работа №3 Исследование фильтрации через однородную плотину с ядром, расположенную на водоупоре.

Лабораторная работа №4 Исследование фильтрации через грунтовую плотину с экраном, расположенном на водоупоре.

Лабораторная работа №5 Исследование фильтрации через однородную грунтовую плотину с дренажем на водопроницаемом основании.

Лабораторная работа №6 Исследование устойчивости водоподпорной плотины на сдвиг и всплытие.

Лабораторная работа №7 Определение коэффициента устойчивости низового откоса грунтовой плотины.

Лабораторная работа №8 Исследование пропускной способности ковшового водосброса.

Лабораторная работа №9 Гидравлические исследования безвакуумной плотины практического профиля.

Лабораторная работа №10 Исследование гасителей кинетической энергии потока за водосливной плотиной практического профиля.

Лабораторная работа №11 Исследование работы шлюза-регулятора.

Лабораторная работа №12 Исследование работы многоступенчатого перепада.

Лабораторная работа №13 Исследование труб-регуляторов и переездов трубчатых на мелиоративных каналах при различных режимах истечения.

Лабораторная работа №14 Исследование работы затворов-автоматов.

Лабораторные работы выполняются с помощью следующих методических рекомендаций:

1. Методические указания к проведению лабораторных работ по курсам «Гидротехнические сооружения» и «Гидротехнические сооружения на дорогах» для студентов специальностей водохозяйственного строительства / Н. Н. Водчиц, М.Ф. Мороз – Брест: издательство БрГТУ, 1998. – 32 с.

2. Гидротехнические сооружения и рыбоводные пруды: лабораторный практикум / М. В. Нестеров [и др.]. – Горки : БГСХА, 2013. – 125 с.: ил.

Требования к оформлению курсового проекта по дисциплине «Гидротехнические сооружения»

Тема курсового проекта: Проект пруда в составе: плотины из местных материалов, водосброса, водоспуска или водовыпуска, сооружений на мелиоративной сети.

Курсовой проект разрабатывается на базе курсового проекта по дисциплине «Сельскохозяйственные мелиорации». Целью разработки является создание гидротехнического узла для целей увлажнения земель запроектированной мелиоративной системы.

Содержание пояснительной записки курсового проекта:

Реферат.

Содержание.

Введение.

Определение основных исходных данных для расчета водохранилищного гидроузла.

Выбор места строительства и компоновка гидроузла.

Водохозяйственные расчеты.

Проектирование и расчет плотины из местных материалов.

Проектирование и расчет водосбросного сооружения.

Проектирование и расчет водоспуска или водовыпуска.

Выбор типов, конструкций, расчет и привязка типовых линейных сооружений.

Подсчет объемов работы.

Список используемой литературы.

Графический материал (1 лист). Генплан гидроузла. Геологический разрез по створу плотины. Продольный разрез по водовыпуску. Продольный и поперечный разрезы водосбросного сооружения. Линейные сооружения.

На выполнение курсового проекта учебным планом отводится 50 часов.

Курсовой проект выполняется с помощью следующих методических указаний:

1. Методические указания к курсовому проектированию по курсу «Гидротехнические сооружения» для студентов специальностей водохозяйственного строительства. Часть 1. «Проектирование грунтовых плотин» / М.Ф. Мороз, Н. Н. Водчиц – Брест: издательство БрГТУ, 2007. – 32 с.

2. Методические указания к курсовому проектированию по курсу «Гидротехнические сооружения» для студентов специальностей водохозяйственного строительства. Часть 2. «Проектирование водопропускных сооружений» / М.Ф. Мороз, Н. Н. Водчиц – Брест: издательство БрГТУ, 2007. – 30 с.

3 Раздел контроля знаний

Перечень вопросов, выносимых на экзамен по дисциплине «Гидротехнические сооружения»

5 семестр

1. Водные ресурсы и водное хозяйство РБ.
2. Краткие исторические сведения о развитии водного хозяйства.
3. Понятие ГТС и их классификация.
4. Общие сведения о прудах и водохранилищах.
5. Взаимодействие водного потока с ГТС.
6. Влияние гидротехнического строительства и эксплуатации водохозяйственных объектов на окружающую среду.
7. Общие вопросы проектирования ГТС.
8. Общие сведения о фильтрационном потоке в грунтах под основанием.
9. Флютбет ГТС и его составные части.
10. Основные законы и расчеты при фильтрации.
11. Основные методы и порядок фильтрационных расчетов ГТС.
12. Определение основных размеров подземного контура флюتبета.
13. Расчет флюتبета ГТС методом коэффициентов сопротивлений.
14. Расчет флюتبета ГТС по гидродинамической сетке.
15. Приближенные методы фильтрационных расчетов.
16. Роль дренажей и шпунтовых стенок.
17. Фильтрационные деформации грунтов.
18. Характеристика скальных оснований.
19. Противофильтрационное давление и противофильтрационные устройства в плотинах на скальных основаниях.
20. Фильтрация в обход ГТС.
21. Общие сведения о грунтовых плотинах и их классификация.
22. Грунты для тела плотины и основания.
23. Выбор створа плотины. Характерные уровни и объемы в водохранилище.
24. Проектирование поперечного профиля грунтовой плотины.
25. Крепление откосов грунтовых плотин.
26. Противофильтрационные и дренажные устройства в теле и основании грунтовых плотин.
27. Сопряжение тела плотины с основаниями и берегами. Особенности возведения грунтовых плотин.
28. Фильтрация в грунтовых плотинах и ее расчет.
29. Расчет устойчивости откосов грунтовых плотин.
30. Расчет осадок тела и основания грунтовых плотин.
31. Общие сведения о плотинах из камня, грунта и камня, конструкция и способы их возведения.
32. Плотины из других местных строительных материалов.
33. Общие сведения о водосбросах и их конструкции.

34. Конструктивные и эксплуатационные особенности сопрягающих частей (устройств).
35. Расчетные расходы водосбросных сооружений.
36. Открытые береговые регулируемые поверхностные водосбросы.
37. Открытые нерегулируемые береговые водосбросы.
38. Водосбросы с заглубленными водосбросными трактами.
39. Общие сведения о водоспусках и водовыпусках.
40. Типы водоспусков и водовыпусков.
41. Гидравлические особенности трубчатых сооружений.
42. Общие сведения и классификация бетонных гравитационных плотин, требования, предъявляемые к основаниям.
43. Проектирование поперечного профиля глухой бетонной гравитационной плотины.
44. Профили водосбросных плотин, быки и устои, деформационные швы.
45. Составные части бетонных водосливных плотин на нескальном основании.
46. Определение ширины водосливного фронта и отметок гребня и водобоя водосливной бетонной плотины.
47. Общие вопросы проектирования устройств нижнего бьефа водопропускных сооружений и прогноз местных размывов.
48. Общие сведения и классификация контрфорсных плотин.
49. Контрфорсные плотины с плоскими напорными перекрытиями.
50. Многоарочные и купольные плотины.
51. Гравитационно-контрфорсные плотины.
52. Расчет контрфорсных плотин.
53. Общие сведения и классификация арочных плотин.
54. Требования к геологическим и топографическим условиям створа плотины.
55. Краткая характеристика методов расчета арочных плотин.
56. Конструктивные особенности арочных плотин.
57. Основные положения расчетов бетонных сооружений по предельным состояниям.
58. Силы и нагрузки, действующие на гидротехнические сооружения.
59. Расчеты бетонных плотин и других гидротехнических сооружений на прочность и устойчивость.
60. Расчет на сдвиг и критерии их оценки. Расчеты на всплытие. Расчеты на опрокидывание.

6 семестр

1. Общие сведения о затворах.
2. Классификация затворов.
3. Общие условия работы затворов.
4. Шандорные затворы.
5. Спицевые затворы.
6. Безригельные затворы.

7. Опоры и уплотнения плоских затворов.
8. Конструкция и расчет плоских ригельных затворов.
9. Сегментные затворы.
10. Секторные затворы.
11. Крышевидные затворы.
12. Конструкция и расчет ремонтных и строительных затворов.
13. Затворы глубинных отверстий.
14. Подъемно-опускные устройства затворов.
15. Стационарные и передвижные подъемники.
16. Служебные мосты.
17. Эксплуатация затворов.
18. Общие сведения о каналах.
19. Классификация каналов.
20. Гидравлический расчет поперечного сечения канала и проверка на допускаемые скорости течения воды.
21. Потери из каналов на испарение и фильтрацию.
22. Зимний режим каналов.
23. Одежды каналов.
24. Классификация ГТС на мелиоративных системах.
25. Общие сведения о регулирующих сооружениях.
26. Открытые шлюзы-регуляторы.
27. Трубчатые шлюзы-регуляторы.
28. Сооружения, обеспечивающие подачу воды потребителю.
- 29.. Сооружения, обеспечивающие нормальный режим работы канала.
30. Гидравлический расчет шлюза-регулятора.
31. Конструкция дюкеров на каналах.
32. Конструкция труб на каналах.
33. Расчет дюкеров.
34. Конструкция акведуков, селепроводов и лотков.
35. Гидротехнические тоннели.
36. Задачи и виды регулирования русл.
37. Русловый процесс – взаимодействие потока с руслом и транспортирование наносов.
38. Формирование русел и их устойчивость.
39. Методы регулирования русел.
40. Общие сведения о речных водозаборных сооружениях и их классификация.
41. Выбор места расположения речного водозаборного узла.
42. Общие условия компоновки водозаборов.
43. Бесплотинные водозаборы и их применение.
44. Одноголовый нерегулируемый водозабор.
45. Многоголовый нерегулируемый водозабор.
46. Одноголовый регулируемый водозабор.
47. Многоголовый водозабор с централизованным управлением.
48. Шпорные водозаборы.

49. Расчеты бесплотинных водозаборов.
50. Боковой водозабор с фронтальной промывкой наносов.
51. Боковой водозабор с горизонтальным полком.
52. Боковой водозабор с донными промывными галереями.
53. Боковой водозабор с наносоперехватывающими галереями.
54. Бычковые водозаборы.
55. Фронтальный двухъярусный водозабор.
56. Фронтальный водозабор с карманом.
57. Ферганский тип водозабора.
58. Глубинные водозаборы.
59. Гидравлический расчет водозабора с донной решеткой.
60. Характеристики наносов, поступающих в отстойники.
61. Назначение и задачи, выполняемые отстойниками.
62. Классификация и типы отстойников.
63. Местоположение отстойников. Однокамерные и многокамерные отстойники.
64. Отстойники с периодической промывкой.
65. Отстойники с непрерывной промывкой.
66. Ирригационные отстойники.
67. Расчет отстойников.
68. Классификация водных путей.
69. Судоходные каналы.
70. Судоходные шлюзы.
71. Судоподъемники.
72. Лесопропускные сооружения.
73. Типы и системы прудовых рыбоводных хозяйств.
74. Рыбопитомники карповых хозяйств.
75. Система водоснабжения рыбоводных прудов.
76. Рыбозащитные устройства.
77. Рыбозаградительные сооружения.
78. Рыбосборно-осушительные каналы.
79. Сбросные каналы рыбосборно-осушительной системы.
80. Донные водоспуски.
81. Рыбоуловители.
82. Назначение и типы рыбопропускных сооружений, предъявляемые к ним требования.
83. Рыбоходы.
84. Угреходы.
85. Рыбоподъемники.
86. Дамбы.
87. Шпоры.
88. Прорези.
89. Защита водозаборных сооружений от льда, шуги и мусора.
90. Противозерозионные сооружения.
91. Противоселевые сооружения.

92. Задачи моделирования.
93. Принцип подобия.
94. Подобие при моделировании гидротехнических сооружений.
95. Применение критерия Фруда при моделировании потоков.
96. Выбор масштаба модели.

4 Вспомогательный раздел
Учебная программа по дисциплине
«Гидротехнические сооружения» для студентов
специальности 1-74 05 01 – «Мелиорация и водное хозяйство»

Учреждение образования
«Брестский государственный технический университет»

УТВЕРЖДАЮ
Первый проректор

_____М.В.Нерода
«23» декабря 2020 г.

Регистрационный № УД-20-2-068/уч

Гидротехнические сооружения

Учебная программа учреждения высшего образования по учебной
дисциплине
для специальности:
1-74 05 01 Мелиорация и водное хозяйство

2020

Учебная программа составлена на основе образовательного стандарта ОСВО 1-74 05 01-2019, типовой учебной программы «Гидротехнические сооружения», утвержденной Министерством образования Республики Беларусь 11.09.2017, регистрационный № ТД–К.507/тип. и учебного плана специальности 1-74 05 01 Мелиорация и водное хозяйство

СОСТАВИТЕЛЬ:

Водчиц Н.Н., доцент кафедры природообустройства, кандидат технических наук, доцент

РЕКОМЕНДОВАНА К УТВЕРЖДЕНИЮ:

Кафедрой природообустройства

Заведующий кафедрой

О.П.Мешик

(протокол № 3 от 20.11.2020);

Методической комиссией факультета инженерных систем и экологии

Председатель методической комиссии

О.П.Мешик

(протокол № 2 от 21.12.2020)

Научно-методическим советом БрГТУ (протокол № 2 от 23.12.2020)

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

Место учебной дисциплины

В дисциплине «Гидротехнические сооружения» рассматриваются конструкции и методы расчета речных и внутрисистемных гидротехнических сооружений (ГТС): плотин, водопропускных сооружений и их затворов, каналов и сооружений на них, водозаборов, отстойников, регулиционных, рыбохозяйственных, судоходных и лесопропускных сооружений. Учитываются результаты научных исследований в области фильтрации, воздействие потоков на русла и др.

Цель преподавания учебной дисциплины:

- формирование и развитие социально-профессиональной, практико-ориентированной компетентности, позволяющей сочетать универсальные, базовые профессиональные, специализированные компетенции для решения задач в сфере профессиональной и социальной деятельности;
- формирование способностей творчески применять полученные теоретические знания для решения практических задач в области мелиорации и водного хозяйства в условиях динамично изменяющейся внешней среды.

Задачи учебной дисциплины:

Специалист должен быть подготовлен к решению следующих профессиональных задач:

- инженерные изыскания для нужд мелиоративного и водохозяйственного строительства;
- проектирование, строительство, эксплуатация и реконструкция современных, технически совершенных экономичных мелиоративных систем и сооружений;
- сохранение и использование мелиорируемых земель;
- рациональное использование водных ресурсов с учетом особенностей регионов и требований экологии;
- управление технологическими процессами, подразделениями мелиоративного и водохозяйственного профиля;
- повышение эффективности хозяйственной деятельности и производительности труда в мелиоративной отрасли;
- решение социальных проблем трудовых коллективов мелиоративных и водохозяйственных организаций;
- внедрение научно-технического прогресса и инноваций в мелиорации и водном хозяйстве.

В результате изучения учебной дисциплины «Гидротехнические сооружения» формируются следующие компетенции:

- универсальные компетенции:

УК-1. Владеть основными категориями политологии и идеологии, понимать специфику формирования и функционирования политической системы и особенности идеологии белорусского государства.

УК-2. Уметь анализировать социально-значимые явления, события и процессы, использовать социологическую и экономическую информацию, быть способным к проявлению предпринимательской инициативы.

УК-3. Владеть культурой мышления, быть способным к восприятию, обобщению и анализу философских, мировоззренческих и психолого-педагогических проблем в сфере межличностных отношений и профессиональной деятельности.

УК-4. Знать закономерности исторического развития и формирования государственных и общественных институтов белорусского этноса во взаимосвязи с европейской цивилизацией.

- базовые профессиональные компетенции:

БПК-1. Быть способным применять основные законы и категории химии и физики в практическом использовании в мелиорации и водном хозяйстве.

БПК-2. Быть способным применять математико-статистические и экспериментальные методы компьютерного моделирования в практической деятельности.

БПК-3. Быть способным применять методы начертательной геометрии и инженерной графики при проектировании конструкций зданий и сооружений.

БПК-4. Быть способным выполнять нивелирование, теодолитную, тахеометрическую и мензурную съемки местности, обрабатывать результаты измерений, составлять планы и профили.

БПК-5. Быть способным выбирать необходимые строительные материалы для производства работ по возведению мелиоративных систем и сооружений.

БПК-6. Быть способным выполнять расчеты элементов гидротехнических сооружений на прочность, жесткость и устойчивость для их экономически эффективного проектирования.

БПК-7. Быть способным выполнять гидравлические расчеты с целью оптимизации параметров элементов мелиоративных и водохозяйственных систем.

БПК-8. Быть способным выбирать методы и способы мелиорации земель, оптимальные параметры мелиоративных систем с целью их экономически и экологически эффективного функционирования.

В результате изучения учебной дисциплины студент должен:

знать:

- нормы проектирования и конструкции сооружений на мелиоративных и водохозяйственных системах;

- методы гидравлических, фильтрационных и статических расчетов гидротехнических сооружений;

- принципы компоновки гидроузлов.

уметь:

- проектировать регулирующие, сопрягающие, водопроводящие, переездные и другие сооружения на мелиоративных и водохозяйственных системах;

- проектировать комплексные гидроузлы и гидротехнические сооружения для использования и охраны водных ресурсов.

владеть:

- навыками выбирать необходимые строительные материалы для производства работ по возведению мелиоративных систем и сооружений;
- навыками выполнения расчетов элементов гидротехнических сооружений на прочность, жесткость и устойчивость для их экономически эффективного проектирования;
- навыками выбрать состав и назначение гидротехнических сооружений водохозяйственного комплекса, выполнения инженерных расчетов по обоснованию их параметров.

Связи с другими учебными дисциплинами: высшая математика, инженерная геодезия, инженерная графика, инженерная геология и гидрогеология, гидрология и регулирование стока, гидравлика, механика грунтов, основания и фундаменты, строительные материалы, инженерные конструкции и другие.

Рекомендации по изучению дисциплины:

Для эффективного обучения следует организовать посещение действующих и строящихся объектов, просмотр учебных и специализированных фильмов, особое внимание уделять практикам: учебным и производственным.

Основа учебного процесса – теоретическая подготовка, лабораторно - практическое обучение, а также самостоятельная творческая работа студентов.

Эффективное усвоение программного материала возможно при глубоком изучении учебной, технической, справочной и методической литературы, лекционного материала, результатов практических и лабораторных занятий, а также в процессе творческой работы над курсовыми и дипломными проектами.

Особое внимание студент должен уделять развитию логического мышления, умению конспектировать и систематизировать материалы, искать и находить рациональные решения.

**План учебной дисциплины для дневной формы получения
высшего образования**

Код специальности (направления специальности)	Наименование специальности (направления специальности)	Курс	Семестр	Всего учебных часов	Количество зачетных единиц	Аудиторных часов (в соответствии с учебным планом УВО)					Академических часов на курсовой проект (работу)	Форма текущей аттестации
						Всего	Лекции	Лабораторные занятия	Практические занятия	Семинары		
1-74 05 01	Мелиорация и водное хозяйство	3	5, 6	312	7	160	64	32	64	-	-	экзамен

1. СОДЕРЖАНИЕ УЧЕБНОГО МАТЕРИАЛА

Общие сведения о гидротехнических сооружениях и сооружениях на дорогах, условиях их работы.

Водное хозяйство Республики Беларусь и его отрасли. Водные ресурсы, их комплексное использование. Краткие исторические сведения о водохозяйственном строительстве и перспективы его развития с учетом социально-экономических преобразований в народном хозяйстве, экологии и охране природной среды. Понятие о гидротехнических сооружениях, гидроузлах и гидросистемах. Классификация ГТС. Классы гидротехнических сооружений и сооружений на дорогах. Пруды и водохранилища. Нормативные документы, используемые при проектировании и строительстве ГТС.

Особенности работы гидротехнических сооружений.

Взаимодействие водного потока с гидротехническими сооружениями. Влияние гидротехнического строительства и эксплуатации водохозяйственных объектов на окружающую среду. Общие вопросы проектирования гидротехнических сооружений. Роль науки в развитии и совершенствовании конструкций гидротехнических сооружений, технологии их строительства и эксплуатации. Особенности эксплуатации ГТС.

Фильтрация воды в основаниях и в обход водоподпорных гидротехнических сооружений.

Явление фильтрации. Напорная и безнапорная фильтрация. Флютбет и его составные части. Задачи фильтрационного расчета. Основные законы, уравнения и условия фильтрации. Методы фильтрационного расчета: гидравлические, гидромеханические, экспериментальные. Расчеты флютбета методом коэффициентов сопротивлений, то гидродинамической сетке, приближенными методами. Роль дренажей в подземном контуре сооружений, их месторасположение. Роль шпунтовых стенок в подземном контуре флютбета. Фильтрационные деформации грунтов, их виды (общая фильтрационная прочность грунта основания, суффозия, контактный размыв

и выпор (отслаивание), фильтрационный выпор). Фильтрация в скальных основаниях, ее особенность. Противофильтрационное давление (эпюры противофильтрационного давления). Противофильтрационные устройства в основании плотины, дренажи, их роль в ГТС. Фильтрация в обход ГТС.

Грунтовые плотины и плотины из других местных материалов.

Общие сведения о грунтовых плотинах. Достоинства и недостатки. Классификация грунтовых плотин. Грунты, используемые для строительства плотин. Грунты, используемые в качестве оснований плотин. Выбор створа для строительства плотины. Характерные уровни и объемы в водохранилище.

Проектирование поперечного профиля плотин. Определение отметки гребня плотины. Ширина гребня плотины. Определение заложения откосов плотин. Бермы на откосах плотин. Крепление верховых и низовых откосов плотин. Определение границ крепления откосов. Типы покрытий верховых откосов. Определение толщины крепления верхового откоса. Подготовка под крепление. Крепление низовых откосов.

Противофильтрационные и дренажные устройства. Виды противофильтрационных устройств. Определение их толщины. Назначение дренажей, их конструкция. Обратные фильтры дренажей. Сопряжение тела плотины с основанием и берегами. Особенности возведения насыпных плотин грунтовых (отсыпка насухо и в воду), намывных грунтовых плотин, конструкция поперечного профиля намывных плотин. Фильтрация в грунтовых плотинах и ее расчет. Построение кривой депрессии. Расчет фильтрации в плотинах с ядром и экраном. Расчеты устойчивости грунтовых плотин. Выбор центра кривой скольжения. Определение моментов всех действующих на откос сил. Учет фильтрационных сил. Расчет осадки тела и основания грунтовых плотин.

Общие сведения о плотинах из камня, грунта и камня, конструкции и способы их возведения. Расчеты плотин из каменных материалов. Конструкция плотин из хвороста и фашины. Сланевые плотины. Деревянные плотины. Плотины из мягких материалов: наполняемые, мембранные и комбинированные.

Водопрпускные сооружения гидроузлов.

Общие сведения о водосбросах. Классификация водосбросных сооружений. Типы водосбросных отверстий и их назначение. Общие составные части и элементы водосбросных сооружений, конструктивные особенности. Входная часть, ее назначение. Водосливная часть, ее назначение. Сопрягающая часть и ее назначение. Конструктивные особенности сопрягающих частей. Лотковые сопрягающие устройства. Трубчатые сопрягающие устройства (водоводы) достоинства и недостатки.

Расчетные расходы водосбросных сооружений. Основной и поверочный расчетные случаи.

Открытые береговые регулируемые поверхностные водосбросы, их особенности. Состав сооружений, входящих в водосбросные тракты. Размещение сооружений на водосбросном тракте. Выбор трассы для водосбросного тракта. Схемы пропуска расходов половодья и паводков.

Открытые нерегулируемые береговые водосбросы. Водосбросы с фиксирующим порогом. Конструкция и их принцип работы. Определение длины порога водосброса. Траншейные водосбросы. Их конструкция, условия применения и принципы расчета. Водосбросы с боковым сливом. Их конструкция и условия применения.

Водосбросы с заглубленными водосбросными трактами (шахтный, трубчато-ковшовый, сифонный). Конструкция водосбросов и их условия применения. Основные расчетные формулы.

Общие сведения о водоспусках и водовыпусках. Назначение, задачи выполняемые ими. Основные типы и конструкция водоспусков и водовыпусков. Открытые, трубчатые, башенные водоспуски. Их особенности. Гидравлические особенности трубчатых сооружений. Определение режима работы сооружения. Напорный и безнапорный режим работы.

Бетонные и железобетонные плотины.

Общие сведения о бетонных плотинах. Достоинства и недостатки бетонных плотин. Классификация бетонных плотин. Требования, предъявляемые к берегам и основаниям. Подготовка оснований бетонных плотин.

Массивные плотины, основные элементы поперечного профиля. Конструкция гребня, противофильтрационные мероприятия в теле и основании плотины. Галереи в теле плотины. Швы в плотине. Зональная укладка бетона.

Водосливные бетонные плотины. Основные профили водосливных бетонных плотин. Быки и устои водосливных плотин. Разрезка деформационными швами. Водосливные бетонные плотины на не скальных основаниях. Основные части плотины: понур, водобой, рисберма; концевой участок. Гидравлические расчеты бетонных водосливных плотин и устройств нижнего бьефа.

Железобетонные плотины. Общие сведения об арочных плотинах. Классификация арочных плотин. Требования к геологическим и топографическим условиям створа арочной плотины.

Методы расчета арочных плотин: копирование, независимо работающих арок, арки постоянной толщины с жестко заделанными пятами, арки и центральной консоли, оболочек, экспериментальный метод.

Конструктивные особенности арочных плотин. Гребень, форма арок в плане, примыкание к берегам, устройство водосбросов. Швы в арочных плотинах.

Общие сведения о контрфорсных плотинах, классификация. Конструкция контрфорсных плотин с плоскими напорными перекрытиями. Конструкция многоарочных и многокупольных контрфорсных плотин. Конструкция гравитационно-контрфорсных плотин. Расчет контрфорсных плотин.

Оценка надежности (устойчивости и прочности) бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений на не скальном основании.

Виды расчетов: устойчивости, прочности, деформации. Основные положения расчетов по предельным состояниям. Силы и нагрузки, действующие на гидротехнические сооружения: постоянные, временные, длительно действующие, кратковременные. Расчет на сдвиг и критерии их оценки. Расчеты на всплытие. Расчеты на опрокидывание. Расчеты прочности гидротехнических сооружений.

Затворы и механическое оборудование гидротехнических сооружений.

Назначение затворов. Типы затворов и их классификация. Действующие силы и условия работы затворов водосливных и глубинных отверстий.

Затворы водосливных отверстий. Простейшие затворы, шандоры, спицы, деревянные щиты. Конструкции и условия применения. Конструкция спорно-ходовых и закладных частей. Типы затворов: скользящие, колесные, катковые. Особые конструкции плоских затворов. Противофильтрационные уплотнения – донные, боковые. Нагрузки на обшивку и элементы каркаса. Конструирование и расчеты затворов. Вес затворов, подземное и опускное усилия. Сегментные затворы, применение и конструктивные особенности. Опорные части. Уплотнения. Действующие силы и особенности расчета затворов. Определение подъемного усилия и способы его уменьшения. Секторные: вальцевые, крышевидные, поворотные фермы и другие затворы, их применение и основы конструирования. Затворы-автоматы.

Затворы глубинных отверстий: плоские, сегментные, конусные, игольчатые, дисковые и др. Их основные конструкции и технико-экономическая характеристика. Меры борьбы с кавитационной эрозией и вибрацией.

Эксплуатация и автоматизация затворов.

Ремонтные, аварийные и строительные затворы, их основные типы и конструкции, достоинства и недостатки, области применения.

Подъемные устройства затворов. Стационарные и передвижные подъемники; аппараты управления вододействующими затворами. Затворы-автоматы гидросооружений на оросительных системах. Служебные мосты. Эксплуатация затворов; выбор типа затворов.

Водопроводящие каналы, выемки и площадки.

Общие сведения о каналах. Классификация каналов, формы и размеры сечений, трассировка каналов. Потери воды из каналов, методы борьбы с ними. Облицовки каналов.

Особенности каналов различного назначения – оросительных, осушительных, энергетических, судоходных, комплексного назначения, водоподводящих и др. Устойчивость откосов. Гидравлические расчеты каналов. Подводящие выемки и площадки. Расчет выемки для кольцевого водослива. Расчет водоподводящей выемки к полигональному водосливу. Водоподводящие площадки и бермы.

Каналы и сооружения на них.

Регулирующие сооружения на каналах. Классификация регулирующих сооружений. Регулирующие сооружения на каналах оросительных и

осушительных систем, их особенности и условия работы, классификация. Типы и конструкции регулирующих сооружений - диафрагмовые, открытые, трубчатые и их конструкции; монолитные, сбросно-блочные и монолитно-сбросные и др. Выбор типа и компоновка узлов регулирующих сооружений; проектирование и расчет. Водомерность регулирующих сооружений; водомерные устройства и принципы автоматизации подачи воды на ирригационных системах.

Водопроводящие сооружения на каналах. Акведуки, условия применения. Схема сооружения, сопряжения с берегами. Конструкция лотка, входа и выхода из лотка, опорных частей, швов, береговых дренажей, устройств и др., монолитные и сборные конструкции. Принципы гидравлического и статистического расчетов акведуков, лотков, конструкция, условия применения. Схемы сопряжения с берегами. Конструкция и применение дюкеров, их типы – сборные и монолитные. Предупреждение заиливания дюкеров. Гидравлические и статистические расчеты. Трубы-ливнеспуски, их типы и конструкции; основы гидравлических и статистических расчетов. Применение сборных конструкций.

Гидравлические туннели, условия их применения, классификация. Формы поперечного сечения; горное давление, типы обделок, основы статистических расчетов безнапорных и напорных туннелей. Выбор типа водоподводящего сооружения.

Сопрягающие сооружения на каналах и дорогах. Сопрягающие сооружения и их классификация.

Быстротоки, их типы, прямолинейные и криволинейные в плане (виражи), постоянной и временной ширины лотка, с постоянным и переменным уклоном дна по длине, с искусственной шероховатостью, конструкции входа и выхода быстротоков, предупреждающие образование значительных сбойных течений в нижнем бьефе, за быстротоком. Дренаж быстротоков. Меры борьбы с опасными размывами нижнего бьефа. Гидравлические условия работы быстротоков; возможность образования волновых явлений при сверхбурном режиме потока и меры борьбы с ними. Расчеты быстротоков.

Перепады, перепады-быстротоки и их типы. Конструкции перепадов: ступенчатых, гребенчатых, напорных и др.; застенный дренаж перепадов. Гидравлические условия работы перепадов. Расчеты входа и выхода перепада, выхода его в нижний бьеф.

Консольные перепады и условия их применения. Особенности конструкций консольных перепадов (рассеивающие трамплины, разрезные носки и др.). Расчет лотка и воронки размыва. Мероприятия по ограничению бокового и глубинного размывов за консольными перепадами. Экономические и эксплуатационные оценки и выбор типа сопрягающих сооружений. Особенности сооружений на каналах, возводимых на пучнистых и просадочных грунтах. Гидравлические расчеты отверстий малых мостов.

Регулирование русел и борьба с водной эрозией почв.

Виды регулирования руслового потока и задача регулирования русел. Движение наносов в реках и каналах; виды продуктов водной эрозии; взвешенные и донные наносы и их основные характеристики;

транспортирующая способность потока. Формирование русел рек и их устойчивость; продольные и поперечные профили; боковая эрозия; основные зависимости элементов речного русла; классификация рек по степени устойчивости. Методы регулирования русел; борьба с эрозией склонов, с оврагами, селевыми потоками; регулирование притоков, методы борьбы с глубиной и боковыми эрозиями русел (устойчиво донных порогов, расчистка русел крепления, создание необходимой поперечной циркуляции) с отложением наносов (стеснения русла, спрямления и др.); меры борьбы с наводнениями.

Строительные материалы и элементы конструкций регулировочных сооружений - прутяные канаты, хворостяные фашины, карабуры, хворостяные покрывала и тюфяки, деревянные и ж/б ряжи. Продольные массивные сооружения; защитные и оградительные дамбы (дамбы обвалования), условия их работы, конструкция дамб. Гидравлический расчет обвалования.

Поперечные массивные сооружения: полузапруды (буны, шпоры); донные запруды, донные пороги. Условия работы, типы и конструкции поперечных сооружений. Определение расстояния между сооружениями. Сквозные сооружения, их типы и конструкции, условия применения.

Защита и укрепление берегов от размыва. Типы и конструкции берегоукрепительных сооружений. Струенаправляющие системы профессора М.В. Потапова. Конструкция поверхностных направляющих систем, соотношение размеров основных элементов.

Водозаборные сооружения.

Общие сведения о водозаборных сооружениях. Назначение и классификация водозаборных сооружений. Выбор места расположения речного водозаборного узла. Выбор типа водозабора. Состав сооружений и их компоновка. Бесплотинные водозаборы и их применение. Схема боковых водозаборов, условия работы, недостатки. Мероприятия по уменьшению работы бесплотинных боковых водозаборов. Схемы фронтальных (шпорных) водозаборов, их преимущества перед боковыми. Головные сооружения плотинных водозаборов, их местоположение, конструкция. Гидравлические расчеты и определение основных размеров.

Плотинные поверхностные водозаборы. Схемы боковых водозаборов с фронтальной промывкой донных наносов через отверстие в плотине. Достоинства и недостатки. Типы и схемы боковых водозаборов с боковыми донными промывными галереями, с наносоперехватывающими галереями с криволинейными подводными каналами. Условия применения, достоинства и недостатки этих схем водозаборов.

Фронтальные плотинные водозаборы с фронтальной промывкой донных наносов и их основные схемы: лотковый с карманом, двухъярусный, с криволинейными водоподводящими лотками и донными промывными

галереями. Особенности работы этих схем водозаборов, условия применения, достоинства и недостатки.

Фронтальные водозаборы с боковыми промывками донных наносов и основные схемы: ферганский тип, с косым расположением криволинейной плотины, в плане, двухсторонний водозабор со стрелчатой плотиной, с боковыми наносоперехватывающими галереями, с карманом-отстойником и криволинейным карманом специальной конструкции. Сравнительная оценка работы этих схем водозаборов.

Донный решетчатый водозабор, его применение, условия работы, конструктивные особенности. Схемы компоновки водозаборного узла. Основные типы водозаборов с донной решеткой, с щитовыми отверстиями на водосливном фронте. Современный тип: послойно-решетчатый, с галереей на повышенных отметках. Гидравлические расчеты донной решетки на водозаборной галерее. Шугосбросные сооружения. Основные недостатки и пути дальнейшего усовершенствования работы водозаборных сооружений.

Отстойники.

Общие сведения об отстойниках. Назначение отстойников. Основные элементы отстойников. Классификация отстойников в зависимости от отрасли народного хозяйства, по месту расположения, числу камер, способу удаления наносов. Выпадение наносов в отстойнике и факты, влияющие на этот процесс. Установление степени осветления забираемой воды в зависимости от характера его использования: для орошения, водоснабжения, ГЭС. Задачи, решаемые при проектировании отстойников и необходимые исходные данные. Отстойники с периодической промывкой наносов: однокамерные, с обводным каналом, двухкамерные, многокамерные, с прямым и обратным уклоном дна. Конструирование и способы повышения эффективности работы отстойников.

Определение основных размеров отстойников. Сущность методики расчета. Порядок расчета, принятый в ТУ. Определение времени заиливания камеры и длительности гидравлических промывок. Расчет промывного тракта.

Отстойники с непрерывной промывкой наносов и особенности их работы. Типы и конструкция отстойников. Определение основных размеров отстойников. Расчет промывного устройства. Условия работы и особенности проектирования отстойников оросительных систем. Размещение отстойников. Типы и конструкции внутрисистемных отстойников, краткие сведения о методах их расчета.

Судоходные и лесопропускные пути и сооружения.

Водные пути и их классификация. Шлюзование судоходных рек и каналов.

Судоходные каналы, их конструкция. Назначение, основные части и установление габаритных размеров судоходного шлюза. Пропуск плавающего подвижного состава через шлюз, одностороннее и двухстороннее шлюзование. Классификация судоходных шлюзов по числу камер, по числу линий движения, по типу и конструкции камер. Системы питания: сосредоточенная, распределительная. Схемы и конструкции систем питания

условия их работы, достоинства и недостатки. Определение опускной способности шлюзов и величины расхода воды на шлюзование. Расположение шлюза на каналах и в узлах гидротехнических сооружений, типичные схемы компоновки. Судоподъемники, условия их применения. Типы судоподъемников.

Лесопропускные сооружения. Виды водного транспорта леса. Размещение судолесопропускных сооружений в гидроузле.

Рыбохозяйственные гидротехнические сооружения.

Влияние речного гидротехнического строительства на рыбное хозяйство и мероприятия по сокращению рыбных запасов. Рыбопропускные сооружения непрерывного не принудительного действия, рыбоходные шлюзы, рыбоприемники. Типы и конструкции рыбоходных шлюзов и рыбоподъемников, условия применения. Другие способы пропуска через гидроузлы: использование судоходных шлюзов, плавучие рыбопропускные устройства и другие мероприятия по улучшению работы рыбопропускных сооружений. Рыбозащитные устройства: неподвижные сети и решетки, механические заградители в оросительных каналах, электрозаградители.

Искусственные рыбоводные хозяйства – полносистемные, нагульные, рыбопитомники, нерестовые.

Сооружения прудовых рыбных хозяйств, основы их проектирования.

Специальные гидротехнические сооружения.

Защита водозаборных сооружений от льда, шуги, мусора. Противоэрозионные сооружения. Противоселевые сооружения.

Мероприятия по защите территорий от затопления и подтопления.

Общие сведения. Защита территорий от затопления. Основные схемы обвалования. Типы и конструкции дамб обвалования. Искусственное повышение поверхности территории. Отвод поверхностных вод с защищаемой территории.

Защита территории от подтопления. Схемы защитных дренажей. Типы и конструкции дренажей и условия их применения. Методы фильтрационного расчета защитного дренажа.

Исследование гидротехнических сооружений.

Основные вопросы исследований. ГТС и развитие лабораторного дела. Понятие о моделировании. Принципы гидравлического моделирования. Исследование сооружений в натуре.

1.1. ЛЕКЦИОННЫЕ ЗАНЯТИЯ, ИХ СОДЕРЖАНИЕ

1. Общие сведения о гидротехнических сооружениях и сооружениях на дорогах, условиях их работы.
2. Особенности работы гидротехнических сооружений.
3. Фильтрация воды в основаниях и в обход водоподпорных гидротехнических сооружений.
4. Грунтовые плотины и плотины из других местных материалов.
5. Водопропускные сооружения гидроузлов.

6. Бетонные и железобетонные плотины.
7. Оценка надежности (устойчивости и прочности) бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений на нескальном основании.
8. Водопроводящие каналы, выемки и площадки.
9. Каналы и сооружения на них.
10. Регулирование русел и борьба с водной эрозией почв.
11. Водозаборные сооружения.
12. Отстойники.
13. Судоходные и лесопропускные пути и сооружения.
14. Рыбохозяйственные гидротехнические сооружения.
15. Специальные гидротехнические сооружения.
16. Мероприятия по защите территорий от затопления и подтопления.
17. Исследование гидротехнических сооружений.

1.2. ПРАКТИЧЕСКИЕ ЗАНЯТИЯ, ИХ СОДЕРЖАНИЕ

5-й семестр

1. Фильтрационный расчет флютбета с одной шпунтовой стенкой (метод коэффициентов сопротивлений).
2. Приближенный метод расчета.
3. Расчет фильтрации через однородную плотину на водонепроницаемом основании.
4. Расчет фильтрации через однородную плотину на водопроницаемом основании.
5. Расчет фильтрации через плотину с ядром.
6. Расчет устойчивости откосов грунтовых плотин.

6-й семестр

1. Составление эскиза плоского металлического затвора, определение толщины обшивки и посадочного усилия.
2. Расчет сооружений на мелиоративных каналах.
3. Водохозяйственные расчеты.
4. Построение топографических характеристик пруда.
5. Проектирование и расчет водоподпорной плотины.
6. Проектирование и расчет водозаборного сооружения.
7. Подбор и привязка линейных гидротехнических сооружений на мелиоративных каналах.
8. Конструирование и расчеты отстойников.
9. Проектирование и расчеты судоходного шлюза.
10. Проектирование и расчет сетчатого рыбозащитного сооружения.

1.3. ПЕРЕЧЕНЬ ТЕМ ЛАБОРАТОРНЫХ ЗАНЯТИЙ, ИХ НАЗВАНИЕ

1. Исследование фильтрационного давления на флютбет гидротехнического сооружения.
2. Исследование фильтрации через однородную грунтовую плотину, расположенную на водоупоре.
3. Исследование фильтрации через однородную плотину с ядром, расположенную на водоупоре.
4. Исследование фильтрации через грунтовую плотину с экраном, расположенном на водоупоре.
5. Исследование фильтрации через однородную грунтовую плотину с дренажем на водопроницаемом основании.
6. Исследование устойчивости водоподпорной плотины на сдвиг и всплытие.
7. Определение коэффициента устойчивости низового откоса грунтовой плотины.
8. Исследование пропускной способности ковшового водосброса.
9. Гидравлические исследования безвакуумной плотины практического профиля.
10. Исследование гасителей кинетической энергии потока за водосливной плотиной практического профиля.
11. Исследование работы шлюза-регулятора.
12. Исследование работы многоступенчатого перепада.
13. Исследование труб-регуляторов и переездов трубчатых на мелиоративных каналах при различных режимах истечения.
14. Исследование работы затворов-автоматов.

2. ТРЕБОВАНИЯ К КУРСОВОМУ ПРОЕКТУ

Тема: Проект пруда в составе: плотины из местных материалов, водосброса, водоспуска или водовыпуска, сооружений на мелиоративной сети.

Курсовой проект разрабатывается на базе курсового проекта по дисциплине «Сельскохозяйственные мелиорации». Целью разработки является создание гидротехнического узла для целей увлажнения земель запроектированной мелиоративной системы.

Содержание пояснительной записки курсового проекта:

Реферат.

Содержание.

Введение.

Определение основных исходных данных для расчета водохранилищного гидроузла.

Выбор места строительства и компоновка гидроузла.
 Водохозяйственные расчеты.
 Проектирование и расчет плотины из местных материалов.
 Проектирование и расчет водосбросного сооружения.
 Проектирование и расчет водоспуска или водовыпуска.
 Выбор типов, конструкций, расчет и привязка типовых линейных сооружений.
 Подсчет объемов работы.
 Список используемой литературы.
 Графический материал (1 лист).
 Генплан гидроузла.
 Геологический разрез по створу плотины.
 Продольный разрез по водовыпуску.
 Продольный и поперечный разрезы водосбросного сооружения.
 Линейные сооружения.
 На выполнение курсового проекта учебным планом отводится 50 часов.

УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКАЯ КАРТА УЧЕБНОЙ ДИСЦИПЛИНЫ (для дневной формы обучения)

Номер раздела, темы	Название раздела, темы	Количество аудиторных часов				Количество часов самост. работы	Форма контроля знаний
		Лекции	Лабораторные занятия	Практические занятия	Семинарские занятия		
	5-й семестр						
1.	Общие сведения о гидротехнических сооружениях, условиях их работы.	2				4	Собеседование

2.	Особенности работы гидротехнических сооружений	2	2			6	Собеседование; письменный отчет по лабораторным работам
3.	Фильтрация воды в основаниях и в обход водопроводных гидротехнических сооружений	8	4	4		10	Собеседование; письменный отчет по лабораторным и практическим работам
4.	Грунтовые плотины и плотины из других местных материалов.	8	10	8		20	Собеседование; письменный отчет по лабораторным и практическим работам
5.	Водопропускные сооружения гидроузлов	4	8	2		16	Собеседование; письменный отчет по лабораторным и практическим работам
6.	Бетонные и железобетонные плотины.	6	6			16	Собеседование; письменный отчет по лабораторным работам
7.	Оценка надежности (устойчивости и прочности) бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений на нескальном основании.	2	2	2		8	Собеседование; письменный отчет по лабораторным и практическим работам
	Всего за семестр:	32	32	16		80	Экзамен
	6-й семестр						
1.	Затворы и механическое оборудование гидротехнических сооружений.	4		2		6	Собеседование; письменный отчет по практическим работам
2.	Водопроводящие каналы, выемки и площадки.	2		4		4	Собеседование; письменный отчет по практическим работам
3.	Сооружения на мелиоративных каналах	4		10		10	Собеседование; письменный отчет по практическим работам
4.	Регулирование русел и борьба с водной эрозией почв	2		2		6	Собеседование; письменный отчет по практическим работам

5.	Водозаборные сооружения.	6		12		20	Собеседование; письменный отчет по практическим работам
6.	Отстойники.	4		8		8	Собеседование; письменный отчет по практическим работам
7.	Судоходные и лесопропускные пути и сооружения.	2		4		4	Собеседование; письменный отчет по практическим работам
8.	Рыбохозяйственные гидротехнические сооружения.	4		4		6	Собеседование; письменный отчет по практическим работам
9.	Мероприятия по защите территорий от затопления и подтопления. Специальные ГТС.	2		2		6	Собеседование; письменный отчет по практическим работам
10.	Исследование гидротехнических сооружений.	2				2	Собеседование
	Всего за семестр:	32		48		72	Экзамен
	Всего за год:	64	32	64		152	

4. ИНФОРМАЦИОННО-МЕТОДИЧЕСКАЯ ЧАСТЬ

4.1. Перечень литературы (учебной, учебно-методической, научной, нормативной, др.).

Основная:

1. Нестеров М.В. Гидротехнические сооружения. – Москва, ИНФРА-М, 2014.
2. Розанов Н.П., Бочкарев Я.В., Лапшенков В.С., Журавлев Г.И., Коганов Г.М., Румянцев И.С. Гидротехнические сооружения / под редакцией Н.П. Розанова. – М.: Агропромиздат, 1985.
3. Гришин М.М., Слиссский С.М., Рассказов Л.Н., Орехов В.Г. и др. Гидротехнические сооружения / под ред. М.М. Григина. – М.: Высшая школа, части 1 и 2, 1979.
4. Чугаев Р.Р. Гидротехнические сооружения, части 1 и 2. – М.: Агропромиздат, 1985.
5. Ларьков В.М. Водопропускные сооружения низконапорных гидроузлов. – Минск «Ураджай», 1990.

6. Справочник проектировщика. Гидротехнические сооружения / под ред. В.П. Недриги. – М.: Стройиздат, 1982.
7. Справочник. Мелиорация и водное хозяйство, т.4. Сооружения / под ред. П.А. Палад-заде. – М.: Агропромиздат, 1987.

Дополнительная:

1. Слисский С.М. Гидравлические расчеты высоконапорных гидротехнических сооружений. – М.: Энергия, 1979.
2. Васильченко Г.В. Воздействие потоков на мелиоративные и водохозяйственные сооружения. – Мн.: Ураджай, 1985.
3. Замарин Е.А., Фандеев В.В. Гидротехнические сооружения. – М.: Колос, 1985.
4. Ларьков В.М. Гидротехнические сооружения и рыбоводные пруды. – Горки: БГСХА, 2000.
5. Курсовое и дипломное проектирование по гидротехническим сооружениям / под ред. В.С.Лапшенкова. – М.: Агропромиздат, 1989.
6. Орлова З.П. Рыбохозяйственная гидротехника. – М.: Пищевая промышленность, 1978.
7. Нестеров М.В., Нестерова И.М. Гидротехнические сооружения и рыбоводные пруды. – Минск-Москва, ИНФРА-М, 2012.
8. Кириенко И.И., Химерик Ю.А. Гидротехнические сооружения. Проектирование и расчет. – Киев: Вища школа, 1987.
9. Волков И.М., Кононенко П.Ф., Федичкин И.К., Бочкарев Я.В. Проектирование гидротехнических сооружений. – М.: Колос, 1974.
10. Журавлев Г.И. Земляные плотины. – М.: Колос, 1966.
11. Чугаев Р.Р. Подземный контур гидротехнических сооружений. – Л.: Энергия, 1974.
12. Нечипорович А.А. Плотины из местных материалов. – М.: Стройиздат, 1973.
13. Шахтные водосбросы. – Мн.: Белгидроводхоз, 1988.
14. Открытые водосбросы на расход до 250 м³/с с напором до 10 м. – Мн.: Белгидроводхоз, 1989.

4.2. Перечень средств диагностики результатов учебной деятельности.

Для диагностики компетенций используются следующие формы:

- устная форма;
- письменная форма;
- устно-письменная форма;
- техническая форма.

К устной форме диагностики компетенций относятся собеседования.

К письменной форме диагностики компетенций относятся тесты; письменные отчеты по практическим работам; письменные отчеты по лабораторным работам; курсовые проекты; письменные экзамены.

К устно-письменной форме диагностики компетенций относятся курсовые проекты с их устной защитой.

К технической форме диагностики компетенций относятся электронные тесты.

Аттестация обучающихся на соответствие их персональных достижений осуществляется в виде экзамена, который проходит поэтапно. В каждом семестре курс разбивается на три этапа. Студенты на каждом этапе получают для письменного ответа два вопроса по изученному материалу. Каждый этап оценивается. В конце семестра все студенты сдают тест из 40 вопросов, после чего определяется общая конечная оценка персональных достижений.

4.3. Методические рекомендации по организации и выполнению самостоятельной работы обучающихся по учебной дисциплине

Самостоятельная работа студентов включает в себя: подготовку к лекционным занятиям, проработке теоретического материала, не вошедшего в курс лекций, подготовке лабораторным и практическим занятиям, выполнение курсовых проектов, подготовка и сдача экзаменов.

5-й семестр

1. Общие сведения о гидротехнических сооружениях, условиях их работы.

Рекомендуемая литература: [1], [2]; [7], [8]

2. Особенности работы гидротехнических сооружений.

Рекомендуемая литература: [1], [2]; [7], [8]

3. Фильтрация воды в основаниях и в обход водопроводных гидротехнических сооружений.

Рекомендуемая литература: [1], [2]; [8], [11]

4. Грунтовые плотины и плотины из других местных материалов.

Рекомендуемая литература: [1], [2]; [8], [12]

5. Водопускные сооружения гидроузлов.

Рекомендуемая литература: [5]; [13], [14]

6. Бетонные и железобетонные плотины.

Рекомендуемая литература: [4]

7. Оценка надежности (устойчивости и прочности) бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений на нескальном основании.

Рекомендуемая литература: [1], [5], [10]

6-й семестр

1. Затворы и механическое оборудование гидротехнических сооружений.

Рекомендуемая литература: [2], [6]

2. Водопроводящие каналы, выемки и площадки.

Рекомендуемая литература: [1], [2]; [10]

3. Сооружения на мелиоративных каналах.

Рекомендуемая литература: [1], [4]; [5], [9]

4. Регулирование русел и борьба с водной эрозией почв.

Рекомендуемая литература: [2], [4]; [2], [9]

5. Водозаборные сооружения.

Рекомендуемая литература: [2], [3], [4], [6], [7]; [3], [9], [10]

6. Отстойники.

Рекомендуемая литература: [1], [3], [4], [6], [7]

7. Судходные и лесопропускные пути и сооружения.

Рекомендуемая литература: [1], [3], [4]

8. Рыбохозяйственные гидротехнические сооружения.

Рекомендуемая литература: [1], [3], [4]; [4], [6]

9. Мероприятия по защите территорий от затопления и подтопления.

Специальные ГТС.

Рекомендуемая литература: [2], [3], [6], [7]; [3]

10. Исследование гидротехнических сооружений.

Рекомендуемая литература: [2], [3], [4]