

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ



ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

Под редакцией д-ра техн. наук
проф. Н. П. Розанова

*Допущено Министерством высшего и среднего специального
образования СССР в качестве учебного пособия для студентов
гидротехнических специальностей вузов*



МОСКВА
СТРОИИЗДАТ
1978

Рецензенты: кафедра гидротехнических сооружений и гидравлики Грузинского политехнического института имени В. И. Ленина (зав. кафедрой д-р техн. наук проф. Н. Ф. Дanelия), канд. техн. наук Б. В. Орлов (Союзводпроект).

Авторы: И. А. Васильева, Г. И. Журавлев, С. Н. Корюкин, П. Е. Лысенко, Н. П. Розанов, Г. К. Суханов.

Гидротехнические сооружения. Учеб. пособие для вузов. Под ред. Н. П. Розанова, М., Стройиздат, 1978. 647 с. Авт.: И. А. Васильева, Г. И. Журавлев, С. Н. Корюкин и др.

Рассмотрены конструкции и методы расчета речных и внутрисистемных гидротехнических сооружений: плотин, водопропускных сооружений и их затворов, каналов и сооружений на них, гидротехнических туннелей, водозаборов, отстойников, регулиционных, рыбохозяйственных, судоходных и лесопропускных сооружений, водохранилищ. Учтены результаты новейших научных исследований в области фильтрации, управления бурными потоками, воздействия потоков на русла, кавитации на элементах гидротехнических сооружений, строительства мелиоративных сооружений на пучинистых и вечномерзлых грунтах. Дана методика лабораторных и натуральных исследований гидротехнических сооружений.

Учебное пособие предназначено для студентов гидромелиоративных и гидротехнических вузов и факультетов, а также для инженеров — проектировщиков и строителей.

Табл. 63, рис. 437, список лит.: 289 назв.

ПРЕДИСЛОВИЕ

В решениях XXV съезда КПСС уделено значительное внимание развитию водохозяйственного строительства в нашей стране. Предусматривается продолжать сооружение крупных гидроузлов с учетом нужд энергетики, орошения, водоснабжения, судоходства и рыбоводства; продолжать в широких масштабах мелиорацию земель, используя новейшие достижения науки и техники, индустриализацию, автоматизацию и механизацию; продолжать дальнейшее развитие водного транспорта, в первую очередь в Сибири, на Дальнем Востоке и Крайнем Севере. Для осуществления намеченной программы необходимо запроектировать и возвести большое число разнообразных гидротехнических сооружений — надежных и экономичных. В статье 26 новой Конституции СССР указывается, что государство организует внедрение результатов научных исследований в народное хозяйство и другие сферы жизни. В связи с этим будущим инженерам гидротехников и гидромелиораторов крайне важно ознакомиться с основными достижениями современной гидротехники и научиться творчески подходить к выбору рациональных типов гидротехнических сооружений — на основе глубокого анализа различных факторов.

Настоящее учебное пособие посвящено рассмотрению всех разделов курса «Гидротехнические сооружения», включенных в программы по специальностям 1511 «Гидрометеорология» и 1203 «Гидротехническое строительство речных сооружений и гидроэлектростанций». Учебное пособие составлено с учетом специфики преподавания данного курса в Московском гидромелиоративном институте, а именно: по специальности 1511 большое внимание уделяется теоретическим основам курса, а также новым перспективным конструкциям сооружений, в особенности мелиоративных [в том числе на пучнистых, просадочных, многолетнемерзлых (вечномерзлых), торфяных грунтах], водозаборных и характерных для Нечерноземной зоны РСФСР; по специальности 1203 материал курса излагается в значительной степени применительно к проектированию комплексных гидроузлов, рассматриваются судоходные сооружения и отстойники, которые обычно изучают в других курсах.

Для лучшего освещения принципиальных теоретических основ данной дисциплины с учетом последних достижений гидротехнической науки и практики в книге выделены специальные разделы, посвященные общим расчетам устойчивости и прочности различных подпорных бетонных сооружений и их оснований и общим вопросам проектирования водопропускных сооружений (учет режимов работы сооружений, управление бурными потоками, борьба с кавитационной эрозией, расчеты креплений нижнего бьефа, прогноз размывов и пр.). Уделено внимание и освещению тех вопросов, которые недостаточно полно рассмотрены в существующей учебной литературе по гидротехническим сооружениям (глубинные затворы, лабораторные исследования сооружений и пр.).

Книга написана коллективом авторов под общим руководством Н. П. Розанова: И. А. Васильевой (главы 3—5, 24, 25), Г. И. Журавлевым [главы 13 (§ 60—62), 34—39], С. Н. Корюкиным (главы 26—28, 32, 33, 45), П. Е. Лысенко (главы 29—31), Н. П. Розановым [предисловие, введение, главы 10, 11, 17, 20, 21, 46 (§ 202—204)], Г. К. Сухановым (главы 2 и 44). В написании отдельных глав и параграфов приняли участие Б. М. Бахтин, В. Х. Гольцман, Г. Ф. Ильюшенко, Г. М. Каганов, З. М. Киплер, Б. П. Петухов, Д. А. Рагозия, Н. Н. Розанов, И. С. Румянцев, И. П. Сергеев, Е. Н. Терентьев.

Авторы выражают признательность за ценные замечания рецензентам — коллективу кафедры гидротехнических сооружений и гидравлики Грузинского политехнического института имени В. И. Ленина, которую возглавлял д-р техн. наук проф. И. Ф. Даниеля], а также канд. техн. наук Б. В. Орлову.

§ 1. ВОДНЫЕ РЕСУРСЫ, ВОДНОЕ ХОЗЯЙСТВО И ЕГО ОТРАСЛИ, ПЕРСПЕКТИВЫ ИХ РАЗВИТИЯ В СССР

Из общих запасов воды на земном шаре в 1,5 млрд. км³ 97,2% приходится на соленую воду, 2,15% — на воду в виде льда и только 0,65% — на пресную воду. Таким образом, запасы пресной воды, столь необходимой для жизни человека, ограничены, и ее надо расходовать разумно, особенно если учесть всевозрастающую в ней потребность в связи с увеличением численности населения и интенсификацией хозяйственной деятельности человека. К 2000 г. ожидается рост общего потребления пресной воды в мире примерно в 5 раз по сравнению с существующим уровнем.

В СССР средний годовой сток всех рек составляет 4,37 тыс. км³, причем более 80% его приходится на реки северных районов и Сибири. В настоящее время из этого количества воды потребляется около 215 км³ в год при безвозвратном водопотреблении около 120 км³, а в ближайшем будущем потребность в свежей воде может значительно возрасти. За последние 20 лет потребление пресной воды в нашей стране увеличилось в 2 раза.

По водным ресурсам СССР занимает первое место в мире. Протяженность речной сети, которая может быть использована для судоходства и лесосплава, превышает 440 тыс. км, а потенциальный запас водной энергии рек оценивается в 437 млн. кВт (с возможной выработкой 3800 млрд. кВт·ч), что составляет 11,4% мировых гидроэнергетических ресурсов.

Запасы пресной воды распределены по территории и во времени неравномерно, в связи с чем для их хозяйственного использования приходится прибегать к ряду мероприятий, направленных на перераспределение стока — создание водохранилищ, межбассейновые переброски стока. Так, в настоящее время составляются проекты крупных перебросок стока северных рек (Печоры, Вычегды и др. — порядка 30 км³ в год в перспективе) в Каспийское море, а стока сибирских рек в бассейн Аральского моря, что обеспечит дополнительной водой районы, где ее недостаточно для эффективной хозяйственной деятельности человека, прежде всего для развития сельского хозяйства.

Отрасль народного хозяйства, в задачи которой входят 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 охватывает: 1) гидротехнические (инженерные) мелнорации (осушение и орошение земель, обводнение пастбищ и сельскохозяйственное водоснабжение); 2) гидроэнергетику; 3) водный транспорт (судоходство и лесосплав); 4) водоснабжение и водоотведение (канализацию); 5) использование водных недр (разведение в лов рыбы, добычу солей и пр.); 6) регулирование рек для борьбы с наводнениями и пр.

Водные ресурсы в настоящее время, как правило, используют *комплексно* с учетом запросов различных отраслей водного хозяйства.

Огромное значение приобретают вопросы охраны водных ресурсов от загрязнения отходами промышленности, нерационального использования и пр. У нас в стране этой проблеме уделяют большое внимание, причем имеется специальное законодательство по охране водных ресурсов.

Развитие некоторых важнейших отраслей водного хозяйства в нашей стране можно охарактеризовать следующими данными.

Площадь орошаемых земель в России до Великой Октябрьской социалистической революции составляла около 4 млн. га, а в СССР в 1940 г. она превысила 6 млн. га, в 1960 г. составила 9 млн. га, в 1965 г. — 10,3 млн. га, в 1970 г. — 11 млн. га, в 1975 г. — 14 млн. га. За десятую пятилетку решениями XXV съезда КПСС предусмотрено ее увеличение еще на 4 млн. га. Кроме того, в десятой пятилетке намечено обводнить в пустынных, полупустынных и горных районах 37,6 млн. га пастбищ.

Осушенных земель в 1970 г. было примерно 5 млн. га, в 1975 г. — 10 млн. га. За десятую пятилетку запланировано осушить еще 4,7 млн. га.

Мощность гидроэлектростанций в России до Великой Октябрьской социалистической революции составляла всего 16 тыс. кВт, а в СССР в 1960 г. она достигла 14,7 млн. кВт, в 1965 г. — 22,2 млн. кВт, в 1972 г. — 34,8 млн. кВт и в 1975 г. — 42,5 млн. кВт (18,7% мощности всех электростанций страны). За десятую пятилетку намечено увеличить ввод в действие мощностей на атомных и гидроэлектростанциях в 2,1 раза по сравнению с девятой пятилеткой.

§ 2. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ О РАЗВИТИИ СТРОИТЕЛЬСТВА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

1. Общий ход развития строительства гидротехнических сооружений. Строительство гидротехнических сооружений развивалось в разных странах в соответствии с общим развитием в них водного хозяйства (подробнее см. [32, 48, 67]*). Искусство строить гидротехнические сооружения было известно с древнейших времен, причем довольно крупные сооружения создавали уже при рабовладельческом строе. В Египте за 4000 лет до н.э. была построена каменная плотина Кошейн. Относительно сложные сооружения для орошения возводили в IX—VIII вв. до н.э. в Урарту и Хорезме — древних государствах, расположенных на территории СССР. За 500 лет до н.э. проводили работы по регулированию русл рек Тигр и Евфрат.

В феодальный период, когда из-за частых войн и междоусобиц экономика не могла широко развиваться, гидротехническое строительство свелось к устройству малых сооружений — водяных мельниц, небольших сооружений для регулирования русл рек, для водоснабжения городов и замков. Развитие торговли и ремесел потребовало улучшения судоходных условий рек, и в Европе в XIV в. н.э. строят первые судоходные шлюзы.

В XVII—XVIII вв. феодальный строй начал себя изживать, появились мануфактуры, начался подъем промышленности и торговли. В XVIII в. и в начале XIX в. развитие гидротехнического строительства в России и других странах наблюдалось в основном в области водного транспорта и гидроэнергетики (устройство простейших гидроустановок), возводили также заводские плотины — главным образом деревянные и земляные. В России были построены Маринская, Тихвинская и Вышневолоцкая водные системы. С развитием капитализма после изобретения в начале XIX в. железных дорог и паровой машины строительство водных путей и громоздких гидроустановок замедлилось. Новый подъем гидротехнического строительства начался в конце XIX и начале XX вв. после изобретения гидравлических турбин и внедрения в промышленность электричества, когда стали возводить гидроэлектростанции, а также после появления бетона и железобетона.

В этот же период рост транспортных потребностей промышленности и сельского хозяйства привел к новому развитию водных путей, рост городов — к развитию водоснабжения и канализации, необходимость увеличения сельскохозяйственной продукции для удовлетворения потребностей возросшего населения и непрерывно развивающейся промышленности — к развитию оросительных и осушительных работ.

В настоящее время водохозяйственное строительство продолжает интенсивно развиваться, чему способствует общий подъем уровня науки и техники. Построено и строится много выдающихся гидротехнических сооружений. Высота отдельных плотин достигает 200—300 м (высота плотины Вайонт в Италии составляет 266 м, Нурекской плотины в СССР — 305 м, Чиркейской плотины в СССР — 236 м), объемы бетонных работ по гидроузлам достигают нескольких миллионов кубических метров, а объемы земельно-кальных работ — десятков миллионов кубических метров (например, строящаяся в Пакистане грунтовая плотина Тарбела будет иметь объем 120 млн. м³).

2. Строительство гидротехнических сооружений в СССР. Основные этапы развития гидротехнического строительства в нашей стране связаны с соответствующими решениями партии и правительства в области развития экономики страны. Прежде всего надо отметить огромное значение утвержденного VIII Всероссийским съездом Советов в декабре 1920 г. плана ГОЭЛРО, названного В. И. Лениным второй программой партии и, по существу, явившегося комплексным планом развития народного хозяйства страны на основе электрификации. В соответствии с этим планом было положено начало и широкому гидротехническому строительству в СССР (этим планом предусматривалось строительство за 10—15 лет 30 электростанций общей мощностью 1750 тыс. кВт, из них 10 гидроэлектростанций мощностью 640 тыс. кВт). Уже в 1931 г. план ГОЭЛРО был перевыполнен, а в 1935 г. он был перевыполнен втрое. В ходе выполнения этого плана были построены такие гидроузлы, как Волховский, Нижне-Свирский на слабом глинистом основании, Земо-Авчалский и, наконец, Днепрогэс (1927—1932 гг.) с самой крупной для того времени гидроэлектростанцией в Европе и бетонной плотной длиной 760 м и высотой 62 м. Строительство Днепрогэс явилось прекрасной школой для подготовки высококвалифицированных строителей-гидротехников.

С самого начала установления Советской власти партия и советское правительство уделяли огромное внимание мелноративному строительству. Так, еще в 1918 г. В. И. Ленин подписал декрет об организации оросительных работ в Туркестане (в Голодной степи, на реках Зеравшан, Чу), а в 1921 г. — большое постановление Совета труда и обороны «О борьбе с засухой».

Интенсивное строительство гидротехнических сооружений велось для всех отраслей водного хозяйства в период довоенных пятилеток. Приступили к комплексному исполь-

* См. также Гришин М. М. Гидротехнические сооружения, ч. I. М., Стройиздат, 1947 и 1954; Асоченский А. Н. Орошение и обводнение в СССР. М., «Колос», 1967; Зарубаев Н. В. Комплексное использование и охрана водных ресурсов. Л., Стройиздат, 1976.

зованию Волги (Иваньковский, Рыбинский, Угличский гидроузлы), были построены Канал имени Москвы, ряд гидроэлектростанций на Кавказе и в Средней Азии, Большой Ферганский канал длиной 350 км, Северный и Южный Ферганские каналы, Ташкентский канал и ряд других в Средней Азии, Самур-Апшеронский канал в Азербайджане, крупные плотины ирригационного назначения — Катта-Курганская в Средней Азии, Тшкская на Кубани, проводились большие осушительные работы в Белоруссии, Сибири, Грузии.

Гидротехническое строительство не прекращалось и во время Великой Отечественной войны. В этот период было построено много небольших гидроузлов, особенно энергетического назначения, на Урале и в Средней Азии, в частности для обеспечения энергией промышленности, перемещенной сюда из западных и центральных районов страны.

После окончания войны гидротехническое строительство приобрело исключительно широкий размах. Планомерно проводились работы по созданию каскада комплексных гидроузлов с крупными гидротехническими сооружениями на Волге (Горьковская ГЭС, волжские ГЭС имени В. И. Ленина и имени XXII съезда КПСС, Саратовская ГЭС) и Днепре (Коховская, Кременчугская, Днепродзержинская и Киевская ГЭС). Были построены Волго-Донской канал имени В. И. Ленина с комплексом сооружений для нужд водного транспорта, орошения земель и энергетики, Волго-Балтийский водный путь. В целях освоения природных богатств Сибири началось интенсивное плановое строительство мощных гидроэлектростанций и высоких плотин в суровых, климатических условиях на крупных Сибирских реках — Оби (Новосибирская ГЭС), Иртыше (Усть-Каменогорская и Бухтарминская ГЭС), Ангаре (Иркутская, Братская и Усть-Илимская ГЭС), Енисее (Красноярская и Саяно-Шушенская ГЭС). Крупные сооружения, в том числе плотины большой высоты, стали возводить также на Кавказе (построена земляная плотина высотой около 80 м Мингечаурской ГЭС, строится Ингульская плотина высотой 271,5 м — самая высокая в мире арочная плотина) и в Средней Азии (строится ирригационные водохранилища Андижанское и Кировское с массивно-контрфорсными плотинами высотой соответственно 115 и 84 м, самая высокая в мире плотина из грунтовых материалов — высотой 305 м — Нурекской ГЭС, Токтогульский комплексный гидроузел). В стране построены и строятся крупные оросительные и обводнительные системы — Самгорская, Терско-Кумская и др. В 1973 г. закончена третья очередь Каракумского канала на Амударье (общая длина канала около 900 км). Ведутся работы по осушению земель Полесья, Барабинской степи, Прибалтийских республик. Построены для водоснабжения каналы (гидротехнические системы) Северный Донец — Донбасс (125 км), Днепр — Кривой Рог (42,5 км), Иртыш — Караганда (460 км); строится канал Днепр — Донбасс. Начаты большие работы по мелиорации земель в Нечерноземной зоне РСФСР.

Особое значение для развития гидромелиоративного строительства в нашей стране имели решения майского (1966 г.) Пленума ЦК КПСС, посвященного мелиорации. В ходе их выполнения мелиоративные работы развернулись на огромной территории.

На ближайшее время планируются гравитационные работы, связанные с межбассейновыми перебросками стока.

Советские гидротехники разработали целый ряд прогрессивных конструкций различных гидротехнических сооружений, успешно решив много весьма сложных проблем:

1) созданы оригинальные конструкции бетонных и железобетонных плотин и зданий гидроэлектростанций на нескальных основаниях, в том числе и при больших напорах (примерно 30 м) — осуществлены сооружения с анкерными понурами (свирские и некоторые волжские плотины), с широким применением дренажей, ячеистые и другие облегченные типы плотин (Гипросельэлектро, проф. А. М. Сенкова), в том числе с применением сборных и сборно-моноклитных элементов; разработаны эффективные устройства нижнего бьефа, позволяющие допустить большие удельные расходы при таких основаниях (до 40—70 м³/с на 1 м);

2) получили интенсивное развитие плотины из грунтовых материалов в разнообразных, и в ряде случаев тяжелых, условиях — на слабых основаниях (в том числе на торфяных грунтах и илах), при многолетней мерзлоте и зимнем строительстве (Вилюйская и другие плотины), при больших напорах (Нурекская, Чарвакская, Спюнская, Орто-Токкойская и другие плотины); при строительстве грунтовых плотин широко применяют метод гидромеханизации (намыто примерно 600 млн. м³ плотин и дамб) с использованием эффективных советских способов намыва плотин из песчаных (волжские плотины, интенсивность укладки до 300 тыс. м³/сут) и гравелистых (уникальная Мингечаурская плотина) грунтов; разработаны и освоены методы возведения плотин отсыпкой грунтов в воду и направленными взрывами (плотина селехранища Медео около Алматы и др.);

3) разработаны и получили широкое распространение в условиях применяемой в СССР пойменной компоновки гидротехнических сооружений эффективные способы перекрытия русел многоводных рек отсыпкой камня и бетонных блоков в воду;

4) усовершенствованы существующие и разработаны новые конструкции гидротехнических сооружений из дерева (усовершенствованы деревянные плотины русского типа, плотины из наклонных ряжей, деревянные шлюзы, затворы и пр.), синтетической ткани (мягкие наполняемые и мембранные плотины) и других материалов;

5) в связи со строительством высоких бетонных плотин (гравитационных, гравитационных облегченных, контрфорсных, арочных) на скальных основаниях, в том числе на многоводных реках в суровых климатических районах Сибири, разработаны и разработа-

тяваются экономичные конструкции таких плотин для различных условий, при проектировании широко применяют модельные исследования прочности (в том числе с учетом дефектов оснований, сейсмички), проводят большие и плодотворные исследования по разработке эффективных мер борьбы с образованием трещин в бетоне вследствие его экзотермии и колебаний внешних температур;

6) разработаны и разрабатываются рациональные конструкции различных водосбросных сооружений и их элементов с учетом явлений кавитации и аэрации, образования «катящихся» волн, размывов нижнего бьефа;

7) усовершенствованы существующие и созданы новые конструкции гидротехнических затворов (с трубообразными балками, сегментные консольные с наклонными ногами, вододействующие, железобетонные, с применением древесных пластиков; для больших напоров);

8) созданы новые рациональные типы и конструкции водозаборных сооружений для различных условий (горные водозаборы, Ферганского типа, типа ГрузНИИГМ, бычковой и др.), учитывающие гидравлическую структуру потока, режимы наносов, льда и шуги;

9) усовершенствованы различные типы и конструкции сооружений на каналах (лотков, труб, регуляторов, дюкеров, акведуков, перепадов), в особенности с применением сборных элементов; проведена большая работа по унификации мелких гидромелиоративных сооружений;

10) разработаны новые методы борьбы с фильтрацией воды из каналов (оглеение, искусственное уплотнение грунта); усовершенствованы облицовка каналов, в том числе на пучинистых грунтах; разработаны новые прогрессивные типы туннельных обделок (сборные и др.); эффективно внедряются прогрессивные способы ведения подземных работ; применяются туннели большого поперечного сечения (например, 192 м² у Ингурского туннеля);

11) разработаны новые и более совершенные типы и конструкции зданий гидроэлектростанций (совмещенные, бычковые, встроенные, с двухрядным расположением агрегатов, подземные, с применением крупных сборных блоков массой до 200 т), судходных шлюзов (рациональные системы наполнения и опорожнения шлюзов, конструкции камер с использованием «самонапряжения» бетона, конструкции крупногабаритных шлюзов на скальных основаниях с напорами до 20 м и более), судоподъемников, рыбопропускных сооружений (новые конструкции рыбоходных шлюзов и рыбоподъемников);

12) разработаны новые эффективные методы регулирования речных русел (с использованием поперечной циркуляции) и новые экономические типы регуляционных сооружений (плетневые, сборно-решетчатые).

Успехи гидротехнического строительства в нашей стране в значительной мере обеспечены достижениями советских ученых — больших коллективов многочисленных научно-исследовательских и учебных институтов (ВНИИГ, ВНИИГМ, ГрузНИИГМ, ГрузНИЭГС, САНИИРИ, ЛПИ, МИСИ, МГМИ, ВНИИ ВОДГЕО, ЛИИВТ и др.).

Советские ученые, проектировщики и строители ведут большую работу по дальнейшему внедрению в практику прогрессивных типов и конструкций гидротехнических сооружений с применением новых строительных материалов (пластмасс, высокопрочных клеев для соединения сборных элементов), по усовершенствованию методов производства работ (применение бесперемычного способа строительства, высокопроизводительных и новых средств механизации).

ГЛАВА I

КЛАССИФИКАЦИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ,
ГИДРОУЗЛОВ И ГИДРОСИСТЕМ, УСЛОВИЯ ИХ РАБОТЫ
И ОБЩИЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ *

§ 3. ПОНЯТИЕ О ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЯХ
И ИХ КЛАССИФИКАЦИЯ

Гидротехническими сооружениями называют инженерные сооружения, предназначенные для использования природных водных ресурсов (грунтовых вод, рек, озер, морей) или для предотвращения вредного воздействия воды на окружающую среду (размыв берегов, наводнения, сели). При помощи гидротехнических сооружений можно непосредственно управлять водотоками и водоемами в соответствии с требованиями потребителей (регулировать уровень и расход воды, режим наносов, изменять направление водного потока, осуществлять пропуск льда и т. д.).

Гидротехнические сооружения различного назначения строят в самых разнообразных геологических, гидрологических и климатических условиях, поэтому их типы и конструкции весьма разнообразны (всего насчитывается более 100 типов гидротехнических сооружений).

По месту расположения (т. е. по роду водотока или водоема, на котором они построены) гидротехнические сооружения делят на *речные, морские, озерные, прудовые, внутрисистемные и подземные*.

По характеру выполняемых функций различают следующие виды гидротехнических сооружений: а) *водоподпорные* — для создания напора воды (плотины, дамбы); б) *водопроводящие* — для подачи воды к месту ее потребления (каналы, туннели, лотки, трубопроводы); в) *водозаборные* — для забора воды из водотоков и водоемов; г) *водосбросные* — для сброса излишков воды, а также для полезных пусков в нижний бьеф (водосливы, глубинные и сифонные водосбросы); д) *регуляционные* (выправительные) — для укрепления берегов и регулирования взаимодействия речного потока с руслом или регулирования воздействия волн и течений на берега водоемов (берегоукрепительные сооружения, струенаправляющие дамбы, шпоры).

Внутрисистемные (или сетевые) мелиоративные сооружения подразделяют на *регулирующие* (водовыпуски, вододелители, подпорные сооружения, регулирующие уровни воды, и т. д.), *водопроводящие* (туннели, трубы, акведуки, дюкеры, лотки, ливнеспуски) и *сопрягающие*, предназначенные для гашения энергии на участках каналов, имеющих большой уклон (быстротоки, перепасы и др.).

По целевому (водохозяйственному) назначению все гидротехнические сооружения делят на две группы: *общего назначения* и *специальные*. Сооружения общего назначения, к которым относятся во-

* Написано Н. Н. Розановым.

доподпорные, водопроводящие и регуляционные, используют для нужд различных отраслей водного хозяйства, а специальные—для нужд какой-либо одной отрасли водного хозяйства. Различают специальные гидротехнические сооружения: *мелиоративные* (каналы, насосные станции и другие сооружения, предназначенные для орошения, обводнения и осушения земель); *водноэнергетические* (здания гидроэлектростанций, уравнительные резервуары, деривационные каналы и другие сооружения, предназначенные для использования водной энергии); *воднотранспортные* (каналы, шлюзы, судоподъемники, молы, волноломы, пристани и причалы); *лесосплавные* (лотки, бревноспуски, запаны, боны); *рыбохозяйственные* (рыбоподъемники, рыбоходы, рыбоводные пруды); *для водоснабжения и водоотведения* (водозаборы, насосные станции, каналы, водонапорные башни, коллекторы, очистные станции); *для борьбы с наводнениями, селями, эрозией почв* (защитные дамбы, ливнестоки); *для использования грунтовых вод* (подземные водозаборы и др.); *для создания шламонакопителей и хвостохранилищ* (дамбы, трубопроводы, водосбросы и т. д.). В некоторых случаях строят так называемые *совмещенные сооружения*, выполняющие одновременно несколько функций, например совмещенные гидроэлектростанции, имеющие водосбросные отверстия, и т. д.

По условиям использования гидротехнические сооружения гидроэлектростанций, речного транспорта, а также мелиоративных систем в соответствии со СНиП [203, 208] делят на *постоянные* и *временные*. Постоянные сооружения используют при постоянной эксплуатации объекта, а временные—лишь в период его строительства или ремонта. Постоянные гидротехнические сооружения подразделяют на *основные* и *второстепенные*. К основным относят гидротехнические сооружения, ремонт или авария которых приводит к полной остановке работы объекта или существенно снижает эффект его действия (плотины, водосбросы, каналы, туннели, здания гидроэлектростанций, регуляторы, насосные станции, водоприемники), а к второстепенным—гидротехнические сооружения и их отдельные части, прекращение работы которых не влечет за собой столь тяжелых последствий (берегоукрепительные сооружения, ремонтные затворы, служебные мостики, не несущие нагрузку от подъемных механизмов, льдозащитные устройства).

По капитальности все постоянные гидротехнические сооружения делят на четыре класса (с I по IV), а временные относят к V классу. Класс капитальности постоянных гидротехнических сооружений устанавливают по СНиП [203] в зависимости от их народнохозяйственного значения с учетом последствий их аварий или нарушений эксплуатации. Для водоподпорных сооружений класс капитальности принимают по табл. 1.1 в зависимости от их высоты и типа основания и по табл. 1.2 в зависимости от последствий нарушений эксплуатации, причем класс основных сооружений назначают наибольший из определенных по табл. 1.1 и 1.2.

Класс капитальности основных гидротехнических сооружений может быть понижен (кроме сооружений IV класса) или повышен по сравнению с установленным по табл. 1.1 и 1.2. При этом принимают во внимание народнохозяйственное значение объекта, срок его службы, условия эксплуатации, возможные последствия аварий [203].

Если авария временного сооружения может вызвать катастрофические последствия или привести к существенной задержке в возведении основных сооружений объектов I, II и III классов, то при соответствующем обосновании допускается повышать класс его капитальности до IV.

В зависимости от класса капитальности сооружения в соответствии с действующими нормативными документами определяют состав и объем изысканий и проектных работ устанавливают коэффициенты запаса при расчетах прочности и устойчивости, назначают расчетные расходы

Таблица 1.1

Водоподпорные сооружения	Грунты основания	Высота сооружения, м. для его класса по капитальности			
		I	II	III	IV
Плотины из грунтовых материалов	Скальные	> 100	70—100	25—70	< 25
	Песчаные, крупнообломочные, глинистые в твердом и полутвердом состоянии	> 75	35—75	15—35	< 15
	Глинистые водонасыщенные в пластическом состоянии	> 50	25—50	15—25	< 15
Плотины бетонные и железобетонные, подводные конструкции зданий гидроэлектростанций, судходные шлюзы, судоподъемные сооружения, подпорные стенки и другие бетонные и железобетонные сооружения, участвующие в создании напорного фронта	Скальные	> 100	60—100	25—60	< 25
	Песчаные, крупнообломочные, глинистые в твердом и полутвердом состоянии	> 50	25—50	10—25	< 10
	Глинистые водонасыщенные в пластическом состоянии	> 25	20—25	10—20	< 10

Таблица 1.2

Объекты гидротехнического строительства	Класс по капитальности сооружений	
	основных	второстепенных
Гидротехнические сооружения гидравлических, гидроаккумулирующих и тепловых электростанций мощностью, млн. кВт: $\geq 1,5$ $< 1,5$	I II—IV	III III—IV
Гидротехнические сооружения атомных электростанций мощностью, тыс. кВт: ≥ 500 101—499 ≤ 100	I II III	III III IV
Гидротехнические сооружения на внутренних водных путях: сверхмагистральных магистральных и местного значения местного значения на малых реках	II III IV	III IV IV
Сооружения речных портов с навигационным грузооборотом, тыс. усл. т: > 3000 151—3000 ≤ 150	II III IV	III IV IV
Речные гидроузлы и магистральные каналы оросительных систем при площади орошения больше 400 тыс. га Речные гидроузлы и магистральные каналы мелиоративных систем при площади орошения или осушения, тыс. га: 51—400 ≤ 50	II III IV	III IV IV

воды, выбирают вид и качество материалов, используемых при строительстве.

Гидротехнические сооружения различают также по основному материалу, используемому при их возведении (земляные, каменные, бетонные, стальные, деревянные и т. д.); по способу возведе-

ния (насыпные, намывные, построенные методом направленного взрыва, монолитные, сборные и т. д.).

Отдельные типы гидротехнических сооружений классифицируют по высоте и конструктивным признакам. Эти классификации приведены в соответствующих разделах книги.

§ 4. ПОНЯТИЕ О ГИДРОУЗЛАХ И ГИДРОСИСТЕМАХ, ИХ КЛАССИФИКАЦИЯ

Гидроузлом называют группу гидротехнических сооружений, объединенных условиями совместной работы и местоположением.

По месту расположения различают гидроузлы *речные*, на каналах, *морские*, *озерные* и *прудовые*, а по основному назначению — *энергетические* (Нивский), *водотранспортные* (Вытегрский), *водозаборные* (Ферганский), *оросительные* (Кировский) и *регулирующие сток* реки для использования его в различных целях.

Большинство гидроузлов служит для решения нескольких водохозяйственных задач одновременно, т. е. являются *комплексными*. Так, Волгоградский гидроузел (рис. 1.1) является транспортно-энергетическим и одновременно служит для ирригации и водоснабжения, Чарвакский гидроузел предназначен для орошения 493 тыс. га земель, имеет в своем составе гидроэлектростанцию мощностью 480 тыс. кВт, а также используется для водоснабжения и регулирования стока р. Чирчик в целях защиты от наводнений.

Гидроузлы могут быть *безнапорные* (например, морские или речные гавани) и *напорные* (низконапорные — с напором не более 10 м, средненапорные — с напором 10—50 м и высоконапорные — с напором более 50 м)*. Низконапорные гидроузлы строят на равнинных реках; они предназначены главным образом для водозабора или транспортных целей. Средне- и высоконапорные гидроузлы чаще всего выполняют энергетические, ирригационные и транспортные функции.

Гидросистемой называют комплекс гидротехнических сооружений (обычно они объединены в несколько гидроузлов), которые могут располагаться со значительным удалением друг от друга, но служат для выполнения общих водохозяйственных задач.

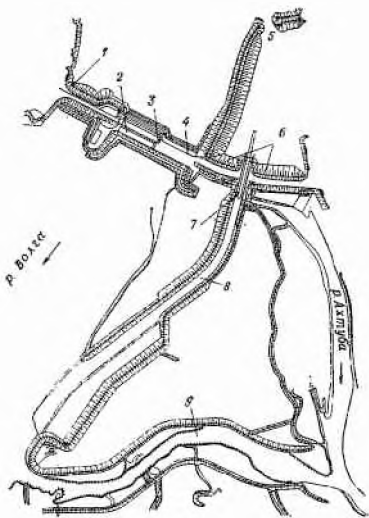


Рис. 1.1. Схема Волгоградского гидроузла

1 — земляная плотина в русле; 2 — здание гидроэлектростанции совмещенного типа с донными водосборными; 3 — рыбоподъемник; 4 — бетонная водосливная плотина; 5 — аэропорт; 6 — земляная плотина на пойме; 7 — судходные шлюзы; 8 — подходный канал; 9 — Волго-Ахтубинский канал

* В литературе приводятся и несколько иные значения напоров при классификации гидроузлов по напору (см., например, [48]).

Подобно гидроузлам гидросистемы могут быть *специализированными* и *комплексными*.

В СССР функционирует большое число гидросистем различного назначения. На р. Раздан построена система *гидроэнергетического* назначения (Севано-Разданский каскад), аналогичная система строится на р. Ингури. Крупные *гидромелиоративные* системы построены на Украине, Северном Кавказе, в республиках Средней Азии (Ингулецкая, Северо-Крымская, Самгорская, Терско-Кумская, Андижанская). Имеются *судоходные* системы (Волго-Балтийская, Беломорско-Балтийская), системы *водоснабжения* (канал Иртыш — Караганда, система водоснабжения Донбасса).

Одним из характерных примеров гидросистемы *комплексного* назначения является Волго-Донской комплекс, в состав которого входят Волго-Донской судоходный канал имени В. И. Ленина длиной 101 км, Цимлянский гидроузел на р. Дон с гидроэлектростанцией мощностью 165 тыс. кВт, а также оросительная система на левом берегу Дона и системы обводнения засушливых земель в Волгоградской и Ростовской областях общей площадью около 20 тыс. км². Только на Волго-Донском канале насчитывается до 100 различных гидротехнических сооружений, в том числе 13 судоходных шлюзов, три насосные станции и три водохранилища. Сооружения Волго-Донской гидросистемы, размещившиеся на огромной территории протяженностью до 100 км между Волгой и Доном и свыше 600 км вдоль Дона, используются для нужд водного транспорта, гидроэнергетики, ирригации, рыбного хозяйства, промышленного и питьевого водоснабжения.

§ 5. ОСОБЕННОСТИ И УСЛОВИЯ РАБОТЫ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Гидротехнические сооружения в отличие от других инженерных сооружений работают в постоянном контакте с движущейся или находящейся в покое водой, которая оказывает на них *механическое, физико-химическое и биологическое воздействие*.

Механическое воздействие воды проявляется в виде статических и динамических нагрузок, в значительной степени определяющих форму и размеры сооружения, и в первую очередь должно учитываться при строительстве подпорных гидротехнических сооружений, которые после заполнения водохранилища оказываются под напором и испытывают давление воды. Так, гидростатическое давление, действующее в горизонтальном направлении со стороны верхнего бьефа, стремится сдвинуть или опрокинуть сооружение (рис. 1.2). Заполнение водохранилища приводит к изменению естественного режима руслового потока и грунтовых вод как в верхнем, так и в нижнем бьефе, что непосредственно влияет на работу водоподпорных сооружений. Скорости течения в водохранилище вследствие увеличения глубин значительно уменьшаются по сравнению с бытовыми, однако на подходе к водосбросным сооружениям они возрастают и могут вызвать размывы дна в верхнем бьефе (такая опасность возникает, например, при пропуске воды через донные

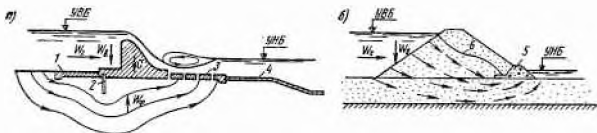


Рис. 1.2. Схемы воздействия воды на бетонную (а) и земляную (б) плотины

1 — покур; 2 — шпунт; 3 — водобой; 4 — рисберма; 5 — дренажная призма; 6 — депрессионная кривая

отверстия), что требует в необходимых случаях устройства перед сооружением крепления. При проходе потока с большими скоростями (20—30 м/с и более) через водослив (рис. 1.2, а) возникают динамические нагрузки на сооружение, а в нижнем бьефе энергия потока может вызвать размывы грунта основания, опасные для сооружения, что требует соответствующих защитных мероприятий (например, устройства водобоя, рисбермы). Динамические нагрузки на гидротехнические сооружения возникают также при ударах волн, при движении фильтрационного потока в основании и теле сооружения (см. рис. 1.2), при действии сейсмических сил во время землетрясения, которые кроме непосредственного воздействия на сооружение вызывают дополнительные инерционные силы в прилегающих к нему массах воды, а в сооружениях из грунта, насыщенного водой, обуславливают появление динамического порового давления.

В зимний период возможно возникновение статических нагрузок на сооружение при термическом расширении сплошного ледяного покрова или навале ледяных полей под действием ветра и течений, динамических нагрузок от ударов плавающего льда при пропуске его через гидроузлы, а также нагрузок от примерзшего ледяного покрова при колебаниях уровня воды, которые могут привести к нарушению креплений откосов земляных плотин.

При фильтрации воды в основании сооружения возникает так называемое *противодавление* W_{ϕ} — фильтрационное давление, направленное снизу вверх (см. рис. 1.2), которое уменьшает сопротивление сооружения сдвигу, зависящее от его собственного веса G . Фильтрационный поток может вызвать в грунтах основания различные виды фильтрационных деформаций: химическую и механическую суффозию, выпор грунта при выходе фильтрационного потока в нижний бьеф, контактный размыв (см. гл. 3). Большое влияние оказывает фильтрационный поток на работу земляных плотин, значительная часть которых находится в зоне его действия (рис. 1.2, б). Наблюдающиеся на практике повреждения таких сооружений часто связаны с фильтрацией воды. Например, фильтрационные силы наряду с силами тяжести могут вызвать обрушение откосов плотины; возможны различные виды фильтрационных деформаций таких сооружений (см. гл. 13).

Физико-химическое воздействие воды вызывает коррозию металлических элементов, кавитацию, которая может возникнуть в зонах, где поток обтекает сооружение с большими скоростями и образуется значительный вакуум (см. гл. 11), химическую суффозию в грунтах основания, содержащих легкорастворимые вещества (каменную соль, гипс), и др.

Биологическое воздействие воды связано с жизнедеятельностью различных обитающих в ней организмов, в результате которой может происходить зарастание трубопроводов, гниение деревянных сооружений и др.

Многообразие воздействий воды на гидротехнические сооружения в сочетании с целым рядом других возможных воздействий (сейсм, колебания температуры и др.) и самыми разнообразными климатическими, инженерно-геологическими и гидрологическими условиями строительства обуславливает необходимость индивидуального подхода к проектированию каждого сооружения. Последнее, разумеется, не исключает возможность и необходимость использования типовых проектов различных сооружений и отдельных элементов, к которым предъявляют ряд общих, обязательных требований, отраженных в действующих общесоюзных и ведомственных нормативных документах.

Строительство гидротехнических сооружений, особенно крупных гидроузлов и гидросистем, оказывает существенное влияние не только на экономику целых районов, давая огромный народнохозяйственный эф-

фект, но и на природные условия в прилегающей местности. Появление крупных водохранилищ с огромными запасами воды (так, объем Братского водохранилища достигает 179,1 км³, Красноярского — 77,2 км³, Куйбышевского — 42 км³), распространение подпора от крупных гидроузлов на десятки, а иногда и на сотни километров вверх по течению, орошение безводных земель и осушение болот преобразует растительность и животный мир района, изменяя в зонах крупных водохранилищ в известной степени даже климат.

Гидротехнические сооружения относятся к числу наиболее ответственных. Авария крупного подпорного сооружения может привести к самым тяжелым последствиям, связанным с человеческими жертвами и необходимостью восстановления самого сооружения, а также промышленных объектов, транспортных магистралей и населенных пунктов, расположенных ниже по течению.

За последние 200 лет на земном шаре зарегистрировано свыше 300 случаев разрушения плотин. В 1889 г. при разрушении земляной Суотфоркской плотины в США в результате перелива воды через гребень погибло около 2500 человек. Ряд крупных аварий произошел в последние годы (разрушение плотин Мальпассе во Франции, Титон в США и др.).

Известные аварии гидротехнических сооружений различного типа были вызваны в основном следующими причинами: переливом воды через гребень, сосредоточенной фильтрацией через тело сооружения или основание, химической суффозией, деформациями и оползанием откосов земляных плотин, сейсмическими и волновыми воздействиями. Разрушения по названным причинам стали возможны главным образом в результате недостаточной изученности инженерно-геологических условий в створах проектируемых сооружений и районах водохранилищ, неправильного учета всего многообразия факторов, влияющих на работу сооружения, низкого качества производства работ. Указанные вопросы требуют самого пристального внимания со стороны инженеров-гидротехников. На состоявшемся в 1967 г. в Стамбуле IX Международном конгрессе по большим плотинам специально рассматривалась проблема обеспечения безопасности плотин с точки зрения надежной работы их оснований и устойчивости берегов водохранилищ. В СССР сделаны первые попытки использования при проектировании гидромелиоративных сооружений критериев теории вероятностей и теории надежности [113].

Гидротехнические сооружения обладают рядом особенностей, связанных с производством работ при их возведении. Строительство в пределах водных пространств требует обеспечения пропуска строительных расходов и судоходства на водных магистралях с большим грузооборотом. Принятая схема пропуска строительных расходов в значительной степени определяет календарный план строительства. Если строительство безнапорных сооружений (причалов и т. п.) обычно возможно в воде; то возведение подпорных сооружений, как правило, сопряжено с необходимостью осушения котлована (исключения составляют намывные плотины и плотины, возводимые методом направленного взрыва), что само по себе часто бывает достаточно сложной инженерной задачей, связанной с постройкой перемычек и других временных сооружений, обеспечением водоотлива и пр. Так, площадь котлованов Куйбышевского и Волгоградского гидроузлов превышала 100 га, а стоимость одного только водоотлива составляла около 10 000 руб. в день.

Гидротехническое строительство отличается массовостью основных работ. К числу основных относятся бетонные и земельно-скальные работы, составляющие по стоимости и трудоемкости до 80% общего объема работ. Масштабы основных работ достигают колоссальных размеров: на Волжской ГЭС имени В. И. Ленина было уложено 7,7 млн. м³ бетона, а объем земляных работ достиг 180 млн. м³; при строительстве Волго-Донского канала имени В. И. Ленина объем земляных работ составлял примерно 152 млн. м³, а объем бетонных работ — около 3 млн. м³; для возведения Нурекской плотины требуется уложить в тело сооружения до 58 млн. м³ грунта и камня. Совершенно очевидно, что работы такого объема могут быть выполнены в достаточно короткие сроки только при условии их максимальной механизации, основанной на комплексном использовании высокопроизводительных механизмов.

§ 6. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

Гидротехнические сооружения подвергаются различным по природе, характеру и продолжительности нагрузкам и воздействиям. Некоторые из них являются постоянными (например, собственный вес сооружения), другие действуют лишь в определенные периоды (ледовые нагрузки) или являются случайными и действуют кратковременно с той или иной интенсивностью и повторяемостью (например, сейсмические воздействия). Таким образом, на сооружение могут воздействовать одновременно различные комбинации сил.

При расчетах прочности и устойчивости гидротехнических сооружений в соответствии со СНиП [203] различают *основные* и *особые сочетания* нагрузок и воздействий, для которых с учетом класса капитальности сооружения установлены минимальные допускаемые коэффициенты запаса. Например, для плотин I класса допускаемый коэффициент запаса устойчивости откосов [206] при основном сочетании нагрузок равен 1,25—1,3, а при особом — 1,05—1,1.

Нагрузки и воздействия принимают в наиболее неблагоприятных сочетаниях, возможных в строительный и эксплуатационный периоды.

Основные сочетания образуются из постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок и воздействий, а особые сочетания — из постоянных, временных длительных, отдельных кратковременных и одной из особых нагрузок и воздействий.

Постоянными нагрузками являются воздействие собственного веса сооружения и находящихся на нем постоянных устройств (трансформаторов, гидроагрегатов и др.); давление грунта с учетом нагрузок на его поверхность; горное давление; гидростатическое, фильтрационное, поровое давление воды и противодействие в расчетных сечениях сооружений, а также в строительных швах бетонных и железобетонных конструкций при нормальном подпорном уровне.

К *временным длительным* нагрузкам и воздействиям относят давление наносов при заилении водохранилища и дополнительное давление грунта (сверх основного), возникающее вследствие деформации основания и конструкций или от температурных воздействий.

К *кратковременным* воздействиям относят волновые, ледовые, ветровые и снеговые нагрузки; тяговые усилия, создаваемые подъемными и транспортными механизмами; нагрузки от судов (навал, швартовые и ударные); нагрузки от плавающих тел; пульсационные нагрузки в напорных и безнапорных водоводах; давление от гидравлического удара в период нормальной эксплуатации.

К *особым* нагрузкам и воздействиям относят дополнительное гидростатическое давление, поровое давление воды и противодействие в расчетных сечениях, а также в строительных швах бетонных и железобетонных конструкций при форсированном подпорном уровне: дополнительное фильтрационное давление при нарушении нормальной работы противофильтрационных и дренажных устройств; ледовые нагрузки при прорыве затворов и зимних попусках воды в нижний бьеф; сейсмические воздействия; давление от гидравлического удара при полном сбросе нагрузки; температурно-влажностные воздействия.

Расчетные значения нагрузок и воздействий на гидротехнические сооружения следует определять, руководствуясь указаниями соответствующих нормативных документов [201, 204, 209 и др.]; основные формулы, необходимые для их подсчета, приведены в главах 4, 5, 8, 9, 13, 14, 28.

§ 7. ОБЩИЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Гидротехнические объекты проектируют либо в две стадии — *технический проект* и *рабочие чертежи*, либо в одну стадию — *техно-рабочий проект* [33]. Технические (техно-рабочие) проекты разрабатывают на основании *задания на проектирование*, которое составляют в соответствии со схемой использования реки, схемой развития и размещения производственных сил по экономическим районам и союзным республикам, а также, как правило, на основе утвержденного *техничко-экономического обоснования* (ТЭО), являющегося составной частью задания. ТЭО составляют только при подготовке к проектированию достаточно сложных и ответственных объектов для подтверждения экономической целесообразности и хозяйственной необходимости их строительства. Материалами для ТЭО служат результаты рекогносцировочных исследований и изысканий на местности.

В задании на проектирование на основании данных о народнохозяйственном назначении объекта, состоянии хозяйства в районе строительства, климатических условиях, гидрологии, геологии, гидрогеологии и топографии намечают створ гидроузла и отметки уровней воды, состав основных сооружений и их типы, основные энергетические и водохозяйственные показатели, рассматривают возможности использования местных производственных баз и строительных материалов, энергоснабжения строительства, устройства подъездных путей к району створа, намечают размер капиталовложений и сроки строительства.

Крупные гидротехнические объекты проектируют в две стадии. На стадии технического проекта выполняют все необходимые инженерные расчеты, выбирают и утверждают площадку для строительства, разрабатывают генеральный план объекта, уточняют отметки нормального и форсированного подпорного уровня, емкость водохранилища и глубину его сработки, принимают окончательную компоновку гидроузла для выбранных конструкций основных сооружений, разрабатывают проекты временных сооружений, устанавливают число и параметры необходимого оборудования, составляют проект организации строительства, определяют стоимость строительства и технико-экономические показатели, включая себестоимость продукции и эффективность капитальных вложений. Рабочие чертежи составляют в соответствии с утвержденным техническим проектом, уточняя и детализируя принятые в техническом проекте решения в той степени, в какой это необходимо для производства строительного-монтажных работ. На строительствах крупных и сложных гидротехнических объектов создают отделы или группы рабочего проектирования, которые продолжают доработку рабочих чертежей в процессе строительства.

Одностадийное проектирование (разработку техно-рабочего проекта) применяют в тех случаях, когда строительство объекта намечено осуществлять по типовым или повторно применяемым экономичным индивидуальным проектам, а также для технически несложных объектов.

При проектировании руководствуются действующими нормативными документами, стандартами на материалы и изделия, каталогами типовых проектов, строительными конструкциями и деталями, учитывая современное состояние науки и техники и перспективы их развития.

Проектирование гидротехнических объектов неразрывно связано с проведением *изыскательских* и *научно-исследовательских* работ (см. главы 46, 47), состав и объем которых зависят от сложности и ответственности объекта и стадии проектирования.

В отдельных случаях, при проектировании уникальных сооружений, предусматривают отработку методов и средств производства работ и испытание строительных конструкций на опытных фрагментах сооружения в натуральных условиях.

Для часто повторяющихся сооружений и конструкций с одинаковыми параметрами разрабатывают типовые проекты, которые необходимо совершенствовать по мере развития науки и техники. Типовые проекты привязывают к местным условиям с учетом климатических, топографических, геологических и других особенностей района строительства. Их применение позволяет существенно упростить проектные работы, дает возможность широко использовать сборные конструкции и максимально механизировать строительство. Очень широко используют типовые проекты в гидромелиоративном строительстве для небольших сетевых сооружений мелиоративных систем.

Для крупных гидротехнических объектов (отдельных основных сооружений, гидроузлов, гидросистем) составляют, как правило, индивидуальный проект. При этом обычно рассматривают несколько возможных вариантов решения задачи (в некоторых случаях различные варианты разрабатывают несколько проектных организаций) и после их технико-экономического сопоставления выбирают лучший. В последнее время появилась возможность использовать при сопоставлении аналоговые и быстродействующие электронно-цифровые машины, что значительно облегчает и ускоряет выбор оптимального решения.

При варианте проектирования конструктивные решения по отдельным сооружениям, узлам и элементам можно в некоторых случаях принимать по аналогии с ранее построенными в сходных условиях сооружениями (повторное применение проектов) и по типовым проектам (крепления откосов земляных плотин, дренажные устройства, сборные железобетонные элементы зданий гидростанций, опалубочные плиты и пр.). Повторное применение наиболее совершенных и экономичных проектов имеет и самостоятельное значение как один из методов проектирования гидротехнических сооружений. Однако его применение «в чистом виде» ограничивается редкой полной повторяемостью на практике всего комплекса природных условий строительства.

ГЛАВА 2

ОСНОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ И МЕТОДЫ ИХ УЛУЧШЕНИЯ

§ 8. ОБЩИЕ ПОНЯТИЯ И КЛАССИФИКАЦИЯ ОСНОВАНИЙ

Под основанием гидротехнического сооружения принято понимать область естественного массива горных пород или грунтов, которая с ним контактирует, взаимодействует и вовлекается в совместную работу.

Приемлемыми естественными основаниями для гидротехнических сооружений считают такие, которые обеспечивают допустимые для принятых конструкций сооружений неравномерности осадок и горизонтальных смещений, а также их прочность и устойчивость. Если неоднородность естественного основания настолько велика, что оно не может быть принято для возведения на нем гидротехнического сооружения, то должны быть предусмотрены соответствующие инженерные мероприятия, обеспечивающие необходимое выравнивание осадок и горизонтальных смещений сооружения, а также его прочность, устойчивость и долговечность, его эксплуатационную надежность и экономичность.

По виду слагающих их пород различают *скальные, полускальные* и *нескальные* основания гидротехнических сооружений.

К скальным относят основания, сложенные прочными горными породами, которые имеют жесткие кристаллизационные и цементационные связи между зернами и характеризуются слабой деформируемостью (см. далее). Их объемный вес находится обычно в пределах 2,5—

3,1 тс/м³, пористость не превышает 1%, а временные сопротивления в водонасыщенном состоянии при одноосных сжатии и растяжении превосходят соответственно 5 и 1 МПа (50 и 10 кгс/см²).

По происхождению скальные породы разделяют на магматические (базальты, граниты, диориты, долериты, порфириты и другие изверженные породы), метаморфические (гнейсы, кварциты, кристаллические сланцы, мраморы и ряд других изменившихся под влиянием метаморфических процессов горных пород) и осадочные (известняки, доломиты и песчаники).

К полускальным относят основания, сложенные породами с жесткими кристаллизационными или пластичными коллоидными связями, менее прочными, чем у скальных пород, а также выветрелые и раздробленные скальные породы и такие осадочные породы, как алевролиты, мергели, мелы, некоторые виды известняков и доломитов, туфы, гипсы. Полускальные основания характеризуются объемным весом от 2,2 до 2,65 тс/м³, пористостью до 20% и временными сопротивлениями в водонасыщенном состоянии при одноосных сжатии и растяжении соответственно менее 5 и 1 МПа (менее 50 и 10 кгс/см²).

К не скальным относят основания, сложенные как связными (обладающими силами внутреннего трения и сцепления), так и несвязными (обладающими только силами внутреннего трения) породами или грунтами, несущая способность которых в подавляющем большинстве случаев определяется степенью их водонасыщения и плотностью. К связным грунтам относятся глины, глинистые мергели, суглинки, супеси, лессы; к несвязным — пески, гравий, галечник, их смеси, дресва и щебень. По сравнению со скальными и полускальными не скальные основания более податливы и обладают меньшей прочностью. Несвязным и связным грунтам не скальные основания соответственно присущи следующие осредненные значения физико-механических характеристик: число пластичности меньше 0,01 и больше 0,01, объемный вес 1,4—2,1 и 1,1—2,1 тс/м³, пористость 20—50 и 26—80%, коэффициент внутреннего трения ($\operatorname{tg} \varphi$) 0,4—0,7 и 0,15—0,4, удельное сцепление 0 и 0,005—0,05 МПа (0 и 0,05—0,5 кгс/см²). Сопротивление сдвигу связных и несвязных грунтов в значительной степени зависит от их плотности-влажности и формы зерен (от их окатанности).

Основание называют *сложным* или *слоистым*, если оно представлено чередованием слоев нескольких грунтов или пород, различных по своему генезису (происхождению), строению и состоянию, а также по условиям залегания в природе и гидрогеологической обстановке. Такие основания гидротехнических сооружений обычно характеризуются большой анизотропией их физико-механических свойств.

§ 9. СКАЛЬНЫЕ ОСНОВАНИЯ

Скальные основания гидротехнических сооружений принято характеризовать по семи признакам.

1. По характеру сложения скальные основания делят на *массивные*, *блочные*, *слоистые* и *плитчатые*. *Массивные* основания представляют собой крупноблочные, слабо расчлененные горные породы, плохо поддающиеся избирательному выветриванию и, как правило, не требующие специальной подготовки. *Блочные* основания характеризуются наличием четко выраженных отдельных частей, расчленяющих весь массив на блоки, ограниченные поверхностями ослабления и подвергающиеся преимущественно избирательному выветриванию. Блочные основания при инженерной подготовке требуют местной расчистки выветрелых зон и укрепления избирательной инъекцией. *Слоистые* основания отличаются наличием одной преобладающей системы трещин. Они обычно неравномерно и избирательно выветрены и при инженерной подготовке требуют выборочного удаления слабых зон, укрепления массива инъекцией, а иногда применения на ряде участков анкеровки. *Плитчатые* основания представляют собой сильно расчлененные систе-

мой трещин горные породы, легко поддающиеся неравномерному избирательному выветриванию. В подавляющем большинстве случаев под высокими и ответственными бетонными плотинами и под противофильтрационными элементами плотин из грунтовых материалов их приходится удалять или укреплять (омоноличивать) путем очень тщательной инъекции.

2. По степени выветрелости $K_{вс}$ (коэффициент выветрелости $K_{вс}$ есть отношение объемной массы выветрелого образца к объемной массе невыветрелого образца той же породы) скальные основания разделяют на *сильновыветрелые* (рухляки), *выветрелые*, *слабовыветрелые* (трещиноватые) и *практически невыветрелые* (монолитные). *Сильновыветрелые* породы ($K_{вс} < 0,8$) рекомендуется удалять из-под гидротехнических сооружений, так как они обладают очень низкими геотехническими характеристиками и большой анизотропией своих свойств. *Выветрелые* породы ($0,8 \leq K_{вс} < 0,9$) обычно имеют пониженную несущую способность, большую податливость и низкие характеристики сдвига. В связи с этим из-под ответственных гидротехнических сооружений их приходится удалять. Выветрелая скальная порода часто разбита многочисленными короткими трещинами самого различного направления и размера на плитки и мелкие обломки (нередко до щебня). *Слабовыветрелые* породы ($0,9 \leq K_{вс} < 1$) обычно затронуты процессами выветривания не повсеместно, а избирательно, вдоль крупных трещин и ослабленных зон. В связи с этим слабовыветрелые породы можно встретить на значительных глубинах. Визуально их бывает трудно отличить от материнской породы, однако, будучи разбиты мелкими трещинами на обломки размером до 30—50 см, они легко раскалываются даже при слабых ударах. Если слабовыветрелые породы поддаются укреплению инъекцией цементных или других растворов и если подобные укрепительные мероприятия оправданы с экономической точки зрения, они могут быть оставлены в основании бетонных плотин и под противофильтрационными элементами плотин из грунтовых материалов. В ряде случаев они подлежат выборке вдоль отдельных трещин или контакта пластов. Образовавшуюся в результате их удаления полость заполняют бетоном. *Практически невыветрелые* породы ($K_{вс} = 1$) характеризуются отсутствием признаков химического изменения и дополнительного расчленения. На них можно возводить гидротехнические сооружения всех классов капитальности практически без каких-либо мероприятий по их улучшению.

3. По степени нарушения сплошности скальные основания принято разделять на *очень сильнотрещиноватые*, *сильнотрещиноватые*, *среднетрещиноватые* и *слаботрещиноватые*. Нетрещиноватых скальных оснований не существует.

Степень нарушения сплошности обычно характеризуют *модулем трещиноватости* M_t , который обозначает число трещин на 1 м длины разреза. При $M_t < 1,5$ скальные основания считают слаботрещиноватыми, при $1,5 \leq M_t \leq 5$ — среднетрещиноватыми, при $5 < M_t \leq 30$ — сильнотрещиноватыми и при $M_t > 30$ — очень сильнотрещиноватыми.

Слабо- и среднетрещиноватые скальные основания часто требуют проведения укрепительной инъекции под бетонными плотинами и противофильтрационными элементами плотин из грунтовых материалов, а сильнотрещиноватые и очень сильнотрещиноватые основания — кроме укрепительной инъекции частичного их удаления.

Принято различать семь категорий нарушения сплошности скальных оснований (табл. 2.1).

Располагать ответственные подпорные гидротехнические сооружения на породах с нарушениями сплошности I категории не рекомендуется, а с нарушениями сплошности II, III и IV категории нежелательно, хотя и возможно; в последнем случае нарушения под бетонными

Таблица 2.1

Категория нарушения сплошности	Характер нарушения сплошности массивов	Мощность зоны дробления разломов и ширина трещин	Протяженность зоны дробления (нарушения)
I	Разломы I порядка — глубинные, сейсмогенные	Тысячи и сотни метров	Тысячи и сотни километров
II	Разломы II порядка — глубинные, несейсмогенные и частично сейсмогенные	Десятки метров и метры	Сотни и десятки километров
III	Разломы III порядка	То же	Десятки километров и километры
IV	Разломы IV порядка	Сотни и десятки сантиметров	Тысячи и сотни метров
V	Мелкие разломы и крупные трещины	Десятки сантиметров	Сотни и десятки метров
VI	Средние трещины	Сантиметры и миллиметры	Десятки метров и метры
VII	Мелкие трещины	Миллиметры и доли миллиметра	Метры и сантиметры

ми плотинами и противодиффузионными элементами плотин из грунтовых материалов должны быть надежно заделаны горным или каким-либо другим способом. Нарушения сплошности V категории следует заделывать в зависимости от местных условий горным способом или инъекцией растворов. Породы с нарушениями сплошности VI и VII категории под бетонными плотинами и противодиффузионными элементами плотин из грунтовых материалов чаще всего укрепляют инъекцией цементных и иных растворов или удаляют.

4. По степени деформируемости и крепости скальные основания обычно подразделяют на три группы: *сильнодеформируемые*, *среднедеформируемые* и *слабдеформируемые*. К сильнодеформируемым относят такие основания, которые характеризуются коэффициентом крепости по Протодяконову $f_{кр}$ от 5 до 8, модулем деформации в массиве E от 2 до 5 ГПа (от 20 000 до 50 000 кгс/см²) и скоростью распространения продольных упругих волн $v_{пр}$ от 2000 до 3500 м/с. Для среднедеформируемых оснований характерны следующие значения указанных параметров: $8 < f_{кр} \leq 12$, $5 < E \leq 10$ ГПа ($50\,000 < E \leq 100\,000$ кгс/см²) и $3500 < v_{пр} \leq 4200$ м/с. Для слабдеформируемых оснований $f_{кр} > 12$, $E > 10$ ГПа ($> 100\,000$ кгс/см²) и $v_{пр} > 4200$ м/с.

В природе однородных по деформируемости и крепости скальные основания не существует, поэтому одной из задач инженерно-геологических изысканий является установление имеющейся степени деформативной неоднородности пород и оконтуривание в пределах так называемой активной зоны основания областей, обладающих более или менее одинаковыми деформационными свойствами для учета их при проектировании. Следует иметь в виду, что с помощью укрепительной цементации модуль деформации скального массива может быть увеличен для оснований первой группы в 1,5—2 раза, для оснований второй группы в 1,3—1,5 раза и для оснований третьей группы в 1,1—1,3 раза; после цементации несколько увеличивается и сопротивляемость пород сдвигу. При проектировании сооружений и их оснований необходимо также учитывать то обстоятельство, что в результате производства работ и в процессе эксплуатации под влиянием нагрузок от плотины и водохранилища деформационные свойства основания могут претерпевать изменения, иногда весьма значительные, как в сторону ухудшения, так и в сторону улучшения.

5. По водопроницаемости скальные основания принято разделять на *очень слабопроницаемые*, *слабопроницаемые*, *водопроницаемые*, *слабоводопроницаемые* и *практически водонепроницаемые*. Отнесение оснований к одной из этих групп зависит от осредненных значений коэффициента фильтрации k_f и удельного водопо-

глощения q , которые определяют путем полевых опытных нагнетаний или откачек, выполняемых в процессе изысканий по специальным методикам. При $k_{\phi} > 10$ м/сут и $q > 10$ л/мин на 1 м длины скважины основание считают очень сильноводопроницаемым, при $10 \geq k_{\phi} > 1$ м/сут и $10 \geq q > 1$ л/мин — сильноводопроницаемым, при $1 \geq k_{\phi} > 0,1$ м/сут и $1 \geq q > 0,1$ л/мин — водопроницаемым, при $0,1 \geq k_{\phi} > 0,01$ м/сут и $0,1 \geq q > 0,01$ л/мин — слабоводопроницаемым, при $k_{\phi} \leq 0,01$ м/сут и $q \leq 0,01$ л/мин — практически водонепроницаемым.

В зависимости от степени водопроницаемости основания в качестве противофильтрационных элементов в составе подземного контура гидротехнического подпорного сооружения рекомендуется предусматривать либо завесу, либо дренаж, либо и то и другое. Так, при очень сильноводопроницаемых и сильноводопроницаемых основаниях обычно достаточно противофильтрационной завесы, при водопроницаемых основаниях часто рекомендуется предусматривать и противофильтрационную завесу и дренаж, при слабоводопроницаемых основаниях более эффективным мероприятием является устройство дренажа, а противофильтрационные завесы устраивают лишь на отдельных участках, где выявлена повышенная водопроницаемость пород. При практически водонепроницаемых основаниях следует проектировать усиленный дренаж.

При проектировании гидротехнических сооружений и проведении фильтрационных расчетов необходимо учитывать, что водопроницаемость оснований, как и модуль деформации, может существенно изменяться во времени.

6. По степени изотропности (однородности в пространстве физико-механических свойств) скальные основания обычно подразделяют на *анизотропные* и *изотропные*. В природе изотропные основания встречаются сравнительно редко. Степень непостоянства физико-механических свойств скального массива в различных направлениях характеризуют *коэффициентом анизотропии* — отношением значения рассматриваемого параметра (например, коэффициента фильтрации) по данному направлению к его наименьшему значению, встречающемуся в массиве вообще, т. е. по любому направлению. За критерий для отнесения скальных оснований к изотропным или анизотропным условно принимают коэффициент анизотропии, равный 1,5.

7. По степени однородности скальные основания принято делить на *однородные*, *неоднородные* и *очень неоднородные*. *Однородными* считают основания, сложенные какой-либо одной породой. Свойства этой породы в разных точках основания мало отличаются друг от друга. По каждой характеристике (показателю) их можно отнести к одной группе. *Неоднородными* считают основания, сложенные несколькими породами или содержащие отдельные участки, свойства которых меняются по всем или по некоторым характеристикам в пределах двух групп. *Очень неоднородными* считают основания, сложенные несколькими породами и содержащие области, свойства которых (массивов и зон) меняются по всем или по большинству характеристик в пределах трех групп.

Неоднородность и анизотропию скального основания следует учитывать при назначении укрепительных мероприятий, при расчетах устойчивости и напряженно-деформированного состояния, а также при проектировании противофильтрационных и дренажных мероприятий.

Далее в табл. 2.2 для скальных оснований приведены значения параметров сопротивляемости сдвигу, рекомендуемые СНиП [205].

§ 10. ПОЛУСКАЛЬНЫЕ ОСНОВАНИЯ

Полускальные основания принято подразделять и характеризовать по тем же семи признакам, что и скальные (см. § 9). Кроме того, их классифицируют по водостойкости, разделяя на *размокающие*,

растворимые, слабо-растворимые и нерастворимые. К размокающим относят основания, сложенные некоторыми разновидностями алевролитов, песчаников, аргиллитов и глинистых сланцев, теряющими при увлажнении несущую способность и резко снижающими показатели сдвига. В откосах такие породы неустойчивы и, будучи вскрыты (обнажены), быстро разрушаются с поверхности. В связи с этим время между окончанием работ по подготовке размокающего основания и началом работ по возведению сооружения должно быть сведено к минимуму, а посто-

Таблица 2.2

Виды грунтов оснований	Расчетные значения характеристик скальных и полускальных грунтов $\text{tg } \varphi_{I, II}$ и $c_{I, II}$ для определения									
	местной прочности оснований для поверхностей сдвига, не совпадающих с трещинами и с контактом бетон-скала		устойчивости и местной прочности* для поверхностей и площадок сдвига по контакту бетон-скала; устойчивости* для поверхностей сдвига в массиве частично по трещинам и по монолиту		устойчивости и местной прочности* для поверхностей и площадок сдвига в массиве по трещинам, заполненным песчаным и глинистым грунтом, шириной раскрытия, мм					
					менее 2 (в том числе сомкнутые)		2—20		более 20	
	$\text{tg } \varphi_{II}$	c_{II}	$\text{tg } \varphi_I$	c_I	$\text{tg } \varphi_I$	c_I	$\text{tg } \varphi_I$	c_I	$\text{tg } \varphi_I$	c_I
Скальные с временным сопротивлением одноосному сжатию $R_c > 50$ МПа (> 500 кгс/см ²), массивные, крупноблочные, блочные, слоистые, плитчатые: слаботрещиноватые, невыветрелые	3	4 (40)	0,95	0,4 (4)	0,8	0,15 (1,5)	0,7	0,1 (1)	0,55	0,05 (0,5)
среднетрещиноватые, слабоветрелые	2,4	2,5 (25)	0,85	0,3 (3)	0,8	0,15 (1,5)	0,7	0,1 (1)	0,55	0,05 (0,5)
Скальные с $R_c = 15 \dots 50$ МПа (150—500 кгс/см ²), массивные, крупноблочные, блочные, слоистые, плитчатые, сильнотрещиноватые; скальные с $R_c = 5 \dots 15$ МПа (50—150 кгс/см ²), слабоветрелые, но малопрочные, слаботрещиноватые	2	1,5 (15)	0,75	0,2 (2)	0,7	0,1 (1)	0,65	0,05 (0,5)	0,45	0,02 (0,2)
Полускальные с $R_c < 5$ МПа (< 50 кгс/см ²), плитчатые, тонкоплитчатые, средне- и сильнотрещиноватые	1,5	0,3 (3)	0,7	0,1 (1)	0,65	0,05 (0,5)	0,5	0,03 (0,3)	0,45	0,02 (0,2)

* Для расчетов устойчивости и местной прочности оснований сооружений по второй группе предельных состояний (по деформациям) следует принимать указанные в первых двух графах характеристики $\text{tg } \varphi_{II}$ и c_{II} с коэффициентами безопасности по грунту $k_{\text{гф}} = 1,15$ и $k_{\text{гс}} = 1,8$ ($\text{tg } \varphi_{II}/k_{\text{гф}}$ и $c_{II}/k_{\text{гс}}$). Исключение составляют расчеты устойчивости склонов сооружений I и II классов, когда $k_{\text{гф}}$ и $k_{\text{гс}}$ следует принимать равными единице. Удельные сцепления c_I и c_{II} даны в МПа (кгс/см²).

янные откосы в них рекомендуется защищать от атмосферных воздействий специальными покрытиями (например, торкретом или набрызг-бетоном). К *растворимым* относят основания, сложенные ангидридами, гипсами, калийной солью и рядом других легко выщелачиваемых водой горных пород. Возводить на таких основаниях подпорные гидротехнические сооружения не рекомендуется. Если по каким-либо причинам это неизбежно, то в проекте разрабатывают надежные противофильтрационные и специальные мероприятия, позволяющие производить систематический контроль за состоянием пород основания. К *слаборастворимым* относят основания, сложенные доломитами, карстующимися известняками, мелоподобными породами и конгломератами на водорастворимом цементе. При расположении на таких основаниях гидротехнических сооружений в проекте обычно разрабатывают специальные противофильтрационные мероприятия, предусматривая, кроме того, тщательную заделку имеющихся в массиве карстовых полостей и пустот. При *нерастворимых* основаниях рекомендуется осуществлять комплекс противофильтрационных мероприятий, аналогичный таковому при скальных основаниях.

В отличие от скальных полускальные основания по степени деформируемости рекомендуется подразделять не на три, а только на две группы: *сильно-* и *слабodeформируемые*. Первые характеризуются коэффициентом крепости, по Протоdjяконову, $f_{кр}$ от 1 до 2, модулем деформации в массиве $E < 1$ ГПа ($< 10\,000$ кгс/см²) и скоростью распространения продольных упругих волн $v_{пр} < 1500$ м/с, а вторые — $2 < f_{кр} < 4$, $1 \leq E < 2$ ГПа ($10\,000 \leq E < 20\,000$ кгс/см²) и $1500 \leq v_{пр} \leq 2500$ м/с.

В случае необходимости возведения подпорных гидротехнических сооружений на сильнодеформируемых полускальных основаниях в проекте должна быть учтена деформируемость основания и должны быть предусмотрены соответствующие конструктивные мероприятия (осадочные швы и пр.).

При среднем суммарном содержании в сухом полускальном грунте 2% и более легко- и среднерастворимых солей (по массе воздушно-сухого грунта) его считают *засоленным*.

Рекомендуемые СНиП [205] расчетные значения параметров сопротивляемости сдвигу для полускальных оснований приведены в табл. 2.2.

Значениями характеристик табл. 2.2 можно пользоваться для сооружений I и II класса капитальности только на стадии ТЭО и при условии, что инженерно-геологические условия створа простые или средние; при сложных инженерно-геологических условиях на стадии ТЭО и во всех случаях на стадии технического проекта расчетные значения параметров сопротивляемости сдвигу следует принимать на основании опытных данных, которые для стадии рабочих чертежей подлежат обязательно уточнению (дополнительному обоснованию). Для сооружений III и IV класса капитальности допускается пользоваться приведенными в табл. 2.2 значениями на всех стадиях проектирования, за исключением стадии рабочих чертежей для сооружений III класса капитальности, когда в случае сложных инженерно-геологических условий расчетные значения параметров сопротивляемости сдвигу устанавливают на основании опытных данных.

§ 11. НЕСКАЛЬНЫЕ ОСНОВАНИЯ

Нескальные основания являются наиболее широко распространенными видами оснований гидротехнических сооружений. Их характерные признаки — слоистость сложения, неоднородность гранулометрического состава и анизотропность многих свойств (коэффициента фильтрации, модуля деформации, характеристик сдвига и др.), зависящая в значительной степени от плотности-влажности.

По крупности частиц в активной зоне основания различают грубо- или крупнообломочные грунты (с частицами крупнее 2 мм), которые подразделяют на *валунные* и *глыбовые* (с долей по массе частиц крупнее 200 мм не менее 50%), *галечные* и *щебенистые* (с долей частиц крупнее 10 мм не менее 50%), *гравийные* и *дресвяные* (с долей частиц крупнее 2 мм не менее 50%); при этом первые наименования относятся к грунтам с окатанными частицами, а вторые — с неокатанными; если в грунтах имеются и те и другие частицы, то в зависимости от их преобладания грунты называют валунно-глыбовыми (преобладание неокатанных частиц) либо глыбово-валунными (преобладание окатанных частиц) и соответственно галечно-щебенистыми либо щебенисто-галечными и гравийно-дресвяными либо дресвяно-гравийными; песчаные грунты (с частицами размером от 2 до 0,05 мм), которые подразделяют на *гравелистые* (с долей частиц крупнее 2 мм не менее 25%), *крупные* (с долей частиц крупнее 0,5 мм не менее 50%), *средней крупности* (с долей частиц крупнее 0,25 мм не менее 50%), *мелкие* (с долей частиц крупнее 0,1 мм не менее 75%) и *пылеватые* (с долей частиц крупнее 0,1 мм не менее 75%) пески; супесчаные (с частицами размером от 0,05 до 0,005 мм и числом пластичности $0,01 \leq I_p \leq 0,07$) и глинистые (с частицами мельче 0,005 мм) грунты, причем глинистый грунт с числом пластичности $0,07 < I_p \leq 0,17$ называют *суглинком*, а с числом пластичности $I_p > 0,17$ — *глиной*.

Крупнообломочные и песчаные грунты относятся к *несвязным* грунтам, у которых отсутствуют силы сцепления между отдельными частицами и сопротивление сдвигу зависит только от угла внутреннего трения. Суглинки и, в особенности, глины относятся к *связным* грунтам, обладающим кроме сил трения еще и силами сцепления, обусловленными целым рядом факторов и прежде всего степенью дисперсности грунта, плотностью его сложения и влажностью. Супесчаные грунты могут обладать свойствами либо связных, либо несвязных грунтов в зависимости от того, к каким грунтам по своему гранулометрическому составу они приближаются — к суглинкам или к пылеватым пескам. При этом имеет значение их состояние (плотность-влажность).

Крупнообломочные и песчаные грунты по степени влажности G разделяют на *маловлажные* ($0 < G \leq 0,5$), *влажные* ($0,5 < G \leq 0,8$) и *насыщенные водой* ($0,8 < G \leq 1$). Степень влажности подсчитывают по формуле

$$G = (\omega/e)(\gamma_{ск}/\gamma_{в}), \quad (2.1)$$

где ω — природная влажность грунта (по весу) в долях единицы; e — коэффициент пористости грунта природного сложения и влажности; $e = n_{гп}/(1 - n_{гп})$, где $n_{гп}$ — пористость грунта; $\gamma_{ск}$ и $\gamma_{в}$ — объемный вес соответственно скелета грунта и воды, тс/м³.

Песчаные грунты обычно принято характеризовать не только по крупности их частиц, но также по плотности сложения и неоднородности гранулометрического состава. Критерием последней характеристики служит *коэффициент разнородности (неоднородности)* $\eta = d_{60}/d_{10}$: чем он больше, тем более неоднороден грунт и, следовательно, тем более он предрасположен к развитию суффозионных процессов (см. гл. 3).

По плотности сложения пески подразделяют на *рыхлые*,

Таблица 2.3

Пески	Значения e для песков			Значения D для песков всех крупностей
	гравелистых, крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	
Плотные	$< 0,55$	$< 0,6$	$< 0,6$	$1 - \frac{2}{3}$
Средней плотности	$0,55 - 0,7$	$0,6 - 0,75$	$0,6 - 0,8$	$\frac{2}{3} - \frac{1}{3}$
Рыхлые	$> 0,7$	$> 0,75$	$> 0,8$	$< \frac{1}{3}$

Примечание. Коэффициент пористости e следует определять по монолитам, отобраным без нарушения их природного сложения.

средней плотности и плотные. При этом руководствуются либо значением предложенного К. Терцаги коэффициента относительной плотности D [216], либо значением коэффициента пористости e (табл. 2.3), либо результатами динамического и статического зондирования грунтов, залегающих на глубине более 2 м под подошвой сооружения.

По Терцаги,

$$D = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min}), \quad (2.2)$$

где e_{\max} , e и e_{\min} — коэффициенты пористости песка соответственно при самом рыхлом, природном и самом плотном сложении.

Среди глинистых грунтов надлежит выделять *набухающие*, *просадочные* и *илы*. Последние могут быть глинистыми, суглинистыми и супесчаными (табл. 2.4).

Т а б л и ц а 2.4

Илы	Число пластичности I_p	Коэффициент пористости e , не менее
Глинистые	$>0,17$	1,5
Суглинистые	0,07—0,17	1
Супесчаные	0,01—0,07	0,9

Набухающими называют такие глинистые грунты, которые при замачивании водой или химическими растворами увеличиваются в объеме (разбухают) настолько, что

$$\delta_n = (h_{nc} - h) / h \geq 0,04, \quad (2.3)$$

где δ_n — относительное набухание в условиях свободного набухания (без нагрузки); h_{nc} — высота образца грунта после его свободного набухания в условиях невозможности бокового расширения в результате замачивания до полного водонасыщения; h — начальная высота образца грунта природной влажности.

При $0,04 < \delta_n < 0,08$ грунты считают слабонабухающими, при $0,08 < \delta_n < 0,12$ — средненабухающими и при $\delta_n > 0,12$ — сильнонабухающими.

Установить, относится ли данный глинистый грунт к категории набухающих, можно также путем вычисления показателя

$$П = (e_L - e) / (1 + e), \quad (2.4)$$

где e_L и e — коэффициенты пористости соответственно при влажности на границе текучести ω_L и при природной влажности ω ,

и сопоставления его значения с данными табл. 2.5. Если вычисленное значение $П$ окажется меньше значения, указанного в табл. 2.5 для соответствующего интервала числа пластичности, то такой грунт может быть отнесен к набухающим; если больше, то ожидать его набухания при замачивании или дополнительном увлажнении нет оснований.

Т а б л и ц а 2.5

Число пластичности грунта I_p	0,01—0,1	0,1—0,14	0,14—0,22
Показатель $П$	0,1	0,17	0,24

К *просадочным* грунтам относят виды лессов и лессовидных грунтов, а также некоторые виды макропористых (с пористостью не менее 50%) покровных глинистых грунтов, которые при замачивании дают под действием внешней нагрузки или собственного веса грунта относительную осадку (просадку)

$$\delta_{пр} = (h' - h_{пр}) / h_0 \geq 0,01, \quad (2.5)$$

где h' — высота образца грунта природной влажности, обжатого без возможности бокового расширения давлением, равным сумме давлений от сооружения и собственного веса грунта, или давлением только от собственного веса грунта на рассматриваемой глубине; $h_{пр}$ — высота того же образца после замачивания его до полного водонасыщения при сохранении давления; h_0 — высота того же образца природной влажности, обжатого без возможности бокового расширения давлением, равным давлению от собственного веса грунта на рассматриваемой глубине.

При отсутствии экспериментальных данных, т. е. при невозможности вычисления $\delta_{пр}$, отнесение макропористых глинистых и лессовидных грунтов со степенью влажности $G=0,8$ к просадочным или непросадочным на предварительных стадиях проектирования может быть выполнено путем определения показателя Π по формуле (2.4). Если его значение будет больше значения, приведенного в табл. 2.5, то грунт должен быть отнесен к просадочным.

Несущая способность оснований, сложенных супесчаными и глинистыми (непросадочными) грунтами, в сильной степени зависит от их **консистенции**

$$I_L = (\omega - \omega_p) / (\omega_L - \omega_p) = (\omega - \omega_p) I_p, \quad (2.6)$$

где ω , ω_p и ω_L — массовая влажность грунта в долях единицы соответственно в природных условиях, на границе раскатывания и на границе текучести; I_p — число пластичности.

В зависимости от значения I_L супесчаные грунты находятся в *твердом* ($I_L < 0$), *пластичном* ($0 \leq I_L \leq 1$) или *текущем* ($I_L > 1$) состоянии. Суглинки и глины по консистенции принято подразделять на шесть состояний: *твердое* ($I_L < 0$), *полутвердое* ($0 \leq I_L \leq 0,25$), *тугопластичное* ($0,25 < I_L \leq 0,5$), *мягкопластичное* ($0,5 < I_L \leq 0,75$), *текучепластичное* ($0,75 < I_L \leq 1$) и *текущее* ($I_L > 1$).

При относительном содержании в грунтах нескальных оснований растительных и других органических остатков q в их названиях включают следующие дополнения: грунты с примесью растительных (органических) остатков ($q < 10\%$ массы минеральной части грунта), грунты слабозаторфованные ($10 < q \leq 25\%$), грунты среднезаторфованные ($25 < q \leq 40\%$), грунты сильнозаторфованные ($40 < q \leq 60\%$) и торфы ($q > 60\%$). Заторфованные грунты и торфы обычно рекомендуется характеризовать еще степенью разложения (распада) растительных тканей, выражаемой в процентах.

Во многих нескальных грунтах имеются в том или ином количестве соли и их соединения. Для грунтов оснований гидротехнических сооружений особый интерес представляет наличие водорастворимых солей. В зависимости от количества этих солей в нескальных грунтах последние называют *засоленными* и *незасоленными*. К засоленным относят грунты, среднее суммарное содержание водорастворимых солей в которых по массе сухого грунта) превышает: в крупнообломочных грунтах 2% в крупнообломочной фракции и 5% в заполнителе (при его содержании более 30%); в песчаных грунтах 0,5%; в просадочных глинах, суглинках, супесях и лессах 0,3% в случае легкорастворимых и 1% в случае среднерастворимых солей; в супесях и непросадочных суглинках 5%.

Породы или грунты скальных, полускальных и нескальных оснований могут находиться в *талом*, *мерзлом* и *многолетнемерзлом* состоянии. К *талым* относят основания с температурой пород или грунтов выше 0°C . *Мерзлыми* считают основания, если слагающие их породы или грунты имеют отрицательную или нулевую температуру и содержат в своем составе лед. Если породы или грунты основания находятся в замерзшем состоянии более трех лет, то такие основания называют *многолетнемерзлыми*.

§ 12. МЕТОДЫ УЛУЧШЕНИЯ ОСНОВАНИЯ

Все основания гидротехнических сооружений — скальные, полускальные и нескальные — в большинстве случаев требуют осуществления в пределах отдельных зон или всего массива инженерных меро-

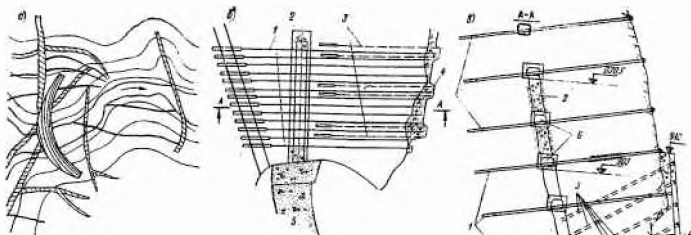


Рис. 2.1. Укрепление левобережного примыкания плотины Кавамата анкерами

а — план плотины с показом главных трещин (заштрихованы); б и в — горизонтальный и поперечный разрезы опорного массива; 1 — анкеры-стержни; 2 — «передающая стенка»; 3 — тросы; 4 — удерживающая стенка; 5 — арочная плотина; 6 — штольни для бетонирования стенки и бурения скважин для анкеров



Рис. 2.2. Укрепление основания шлюза при плотине Чикамауга бетонными сваями

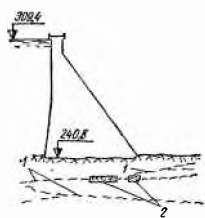


Рис. 2.3. Повышение сопротивления сдвигу основания плотины Гранд-Питер путем устройства шпонок

1 — зоны, опасные по сдвигу; 2 — бетонные шпонки

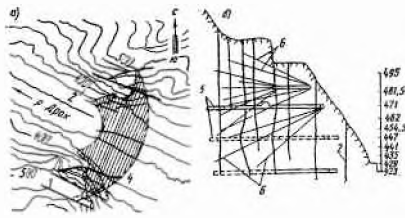
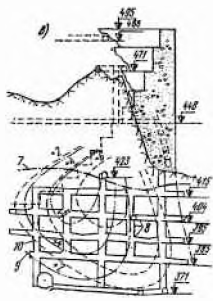


Рис. 2.4. Укрепление основания плотины Монтейнар пространственно работающими конструкциями («решетками»)

а — план; б — схема цементации правого примыкания плотины; в — заделка трещины ? «Рыжая Юлия»; 1—4 — главные трещины; 5 — штольни; 6 — цементационные скважины; 7 — верхняя граница зоны, укрепленной «микробетоном»; 8 — «решетка» из шахт и штолен, заполненных бетоном; 9, 10 — изолинии соответственно касательных и нормальных напряжений в основании (в МПа)



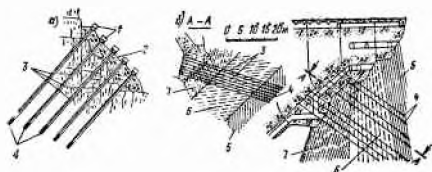


Рис. 2.5. Укрепление скальных массивов с помощью напряженных анкеров

а — склон у плотины Каширской; б — основание плотины Свята-Евфалия; 1 — дощечка; 2 — бетонный анкер-форс; 3 — сваи с мешенными в них тяжами — анкерами; 4 — заделка (цементация) анкеров в скальной скале; 5 — кварцевый сланец; 6 — чередование кварцевых сланцев; 7 — кремнистые сланцы

приятый, улучшающих их физико-механические и строительно-технические свойства, в частности повышающих их однородность, несущую способность и устойчивость и понижающих их деформативность и водопроницаемость. Среди этих мероприятий наибольшее распространение получили: а) инъекции различных составов, веществ и растворов; б) дренирование грунтовых вод в основании гидротехнического сооружения и в его береговых примыканиях; в) укрепление недостаточно устойчивых склонов, раздробленных массивов и ослабленных зон анкерами (рис. 2.1), металлическими или бетонными (рис. 2.2) сваями, шпильками, шпонками (рис. 2.3), пространственно работающими конструкциями («решетками») (рис. 2.4), ненапряженными тяжами, преднапряженными анкерами (рис. 2.5); г) заделка крупных трещин, карстовых полостей и тектонических зон бетоном.

Инъектирование — это весьма эффективный и экономичный способ борьбы с фильтрацией под плотинами и в береговых примыканиях, а также повышения несущей способности и уменьшения деформативности оснований. Для инъекции используют растворы трех видов: *нестабильные суспензии, стабильные суспензии и жидкости (жидкие растворы)*. Суспензии и жидкие растворы должны обладать необходимым водоотделением, высокой прочностью структуры после окончания инъектирования и процесса схватывания (консолидации) вяжущего, малой вязкостью в процессе инъекции, обеспечивающей легкое проникание в грунт на значительные расстояния, и достаточно большой вязкостью после окончания инъектирования, предотвращающей их выдавливание под действием напора воды. Кроме того, суспензии и растворы должны быть устойчивы против агрессивных вод. *Нестабильные суспензии* представляют собой смесь с водой каменной муки, чистого цемента и цемента с отошающими добавками в виде всевозможных инертных порошков или мелкого песка, а также золы-уноса тепловых электростанций, обладающей пуццолановыми свойствами. *Стабильные суспензии* получают путем размешивания в воде коллоидальных глин (типа бентонита) или их сочетаний в разных пропорциях с цементами, песками и другими подобными «крупнозернистыми» добавками. Стабильность подобных суспензий сохраняется обычно лишь в течение нескольких часов, достаточных, однако, для приготовления состава и его инъектирования.

На практике получили распространение следующие инъекционные растворы: цементно-бентонитовые, маслосланцевые, цементно-бентонито-силикатные и активированные цементные (т. е. приготовленные на сильнодиспергированном цементе), обработанные соответствующими химическими веществами, а также глинистые, гели глин, глиноцементные, глиноцементно-песчаные и целый ряд других [81].

Для заделки трещин в скальных и полускальных породах в основном применяют простую суспензию цемента с водоцементным отношением $B : Ц$ от 4 до 2. В отдельных случаях часть цемента может быть заменена золой-уносом тепловых электростанций или минеральными

Инъекционные растворы	Область применения	б
Суспензии:		
нестабильные — цемент в воде (+песок) с $B:Ц$ от 10 до 1—0,66	Инъектирование трещин в скале или в кладке	4,2
стабильные (водоотделение несколько сантиметров):		
активированные цементы и смеси (препакт, термокол, колькрет)	Заполнение больших пустот	—
цемент — глина (+песок)	Инъектирование широких трещин, песка и гравия $k_{\Phi} > 5 \cdot 10^{-4}$ м/с	1
обработанная глина		1,1
Жидкие растворы (химические продукты):		
твердые гели:		
силикат натрия + $CaCl_2$	$k_{\Phi} > 1 \cdot 10^{-4}$ м/с	10,7
силикат натрия + этилацетат		11
лигносульфат + бихромат	$k_{\Phi} > 5 \cdot 10^{-5}$ м/с	6,5—8
пластичные гели:		
силикат натрия + реагент	$k_{\Phi} > 1 \cdot 10^{-5}$ м/с	2—4
дефлокулированный бентонит	$k_{\Phi} > 1 \cdot 10^{-4}$ м/с	1,8
органические смолы:		
акриламид (АМ-9)	Инъектирование деформируемых сред	50—130
резерцин-формальдегид	—	10—40
мочевинноформальдегид (кислый раствор)	$k_{\Phi} > 1 \cdot 10^{-6}$ м/с	—
конденсационные полимеры (эпоксиды)	Обработка трещин в бетоне	150—500
органические вяжущие:		
эмульсия битума + силикат	$k_{\Phi} > 1 \cdot 10^{-5}$ м/с	6
эмульсия битума + резерцин		12
горячий битум	При значительной циркуляции воды	—

Примечания: 1. Коэффициент фильтрации k_{Φ} относится к несвязным грунтам, которые могут быть пропитаны раствором. При небольшой структурной прочности раствора его не следует инъектировать в сильнопроницаемые грунты.

2. б — относительная стоимость материалов, необходимых для заполнения пустот. За единицу принята стоимость заполнения 1 м³ пустот глиноцементным раствором следующего состава: глины 300 кг, цемента 200 кг.

добавками. В пористых скальных массивах трещины плохо поддаются инъекции цементными суспензиями, так как их стенки быстро поглощают воду из раствора и цемент выпадает вблизи скважин. В таких случаях перед нагнетанием цементного раствора следует закачивать в скважины силикагель, который при последующей цементации должен быть выжат раствором из трещин.

Область применения основных инъекционных растворов указана в табл. 2.6 [81].

Эффективным мероприятием по повышению надежности сооружений напорного фронта и уменьшению их стоимости является также устройство дренажа в основаниях плотин и их береговых примыканиях. В ряде случаев с помощью дренажа удается резко повысить устойчивость плотины, ее основания и береговых массивов путем уменьшения или полного снятия с них фильтрационного давления (см. главы 3—5). Особенно благоприятно для статической работы плотин и их оснований совместное воздействие инъектирования и дренирования, причем во многих случаях главная роль принадлежит именно дренажу.

**ФИЛЬТРАЦИЯ ВОДЫ В ОСНОВАНИЯХ
И В БЕРЕГОВЫХ ПРИМЫКАНИЯХ
ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ**

ГЛАВА 3

**ФИЛЬТРАЦИЯ ВОДЫ В НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ
ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ**

**§ 13. ЭЛЕМЕНТЫ ПОДЗЕМНОГО КОНТУРА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ
СООРУЖЕНИЙ**

При создании напора перед гидротехническим сооружением в его основании возникает фильтрационный поток, приводящий к потерям воды на фильтрацию. При напорной фильтрации поток оказывает на горизонтальные элементы подземной части сооружения давление, называемое *противодавлением*.

Поверхностный поток протекает в сооружении по искусственному ложу — *флутбету*. Флутбет состоит из *понура, тела плотины, водобоя и рисбермы* (рис. 3.1). В мелиоративных сооружениях тело плотины обычно совмещено с водобоем. Линию контакта флутбета с грунтом основания (на рис. 3.1 линия *абвгдежзиклмно*) называют *подземным контуром сооружения*. Подземный контур служит верхней границей напорного фильтрационного потока, нижней границей является поверхность водоупора — грунта, имеющего значительно меньшую водопроницаемость, чем основание, в котором он протекает.

Понур размещают в верхнем бьефе перед плотиной. Выполняют его из водонепроницаемых материалов, что позволяет удлинить путь фильтрации и тем самым повысить фильтрационную прочность грунтов основания, а также снизить фильтрационное давление на подошву плотины и водобоя. На понуре располагают крепление для защиты основания в верхнем бьефе от размыва поверхностным потоком, сбрасываемым в нижний бьеф. Конструкцию понура и материал для его выполнения выбирают в зависимости от грунтов основания, напора и класса сооружения. Длину понура обычно назначают от 1 до 3 *H*, где *H* — напор на сооружении. К устройству понура большей длины прибегают лишь в редких случаях при неблагоприятных геологических условиях и доказанной экономической целесообразности, так как с возрастанием длины понура его эффективность заметно падает. При водопроницаемых основаниях (пески, гравелистые грунты и т. п.) понуры выполняют из глинобетона, суглинков, глин, хорошо разложившегося торфа, бетона или железобетона. При слабопроницаемых основаниях (глины, суглинки) для понуров используют практически водонепроницаемые материалы — асфальтобетоны, битумные смеси, битумные маты и др. (см. гл. 19). Шов в месте примыкания понура к плотине (водобою) перекрывают гибким водонепроницаемым материалом, битумным матом, бризолом и т. п. На речных гидроузлах, возводимых на глинистых грунтах с малым коэффициентом трения, для повышения устойчивости плотины на сдвиг широко применяют анкерные понуры (см. гл. 19).

Вертикальные противофильтрационные элементы — шпунты, завесы, диафрагмы и зубья — удлиняют подземный контур сооружения, значительно снижая тем самым фильтрационное давление на расположенные за ними горизонтальные элементы флютбета. Шпунтовые ряды (завесы) в зависимости от глубины залегания поверхности водоупора устраивают *висячими* или *совершенными* (доведенными до водоупора). Они могут быть деревянными, железобетонными или металлическими. В тех случаях, когда забивка шпунтов по каким-либо причинам затруднительна или невыгодна, устраивают зубья, бетонные завесы, буробетонные стенки или диафрагмы. Перед жестким понуром для перекрытия возможной щели между ним и основанием всегда предусматривают зуб или шпунтовый ряд. Примыкание шпунтовых рядов к бетонным элементам должно обеспечивать горизонтальное перемещение и самостоятельную осадку плотины без давления на шпунт, иначе последний может вызвать концентрацию напряжений в бетоне. Со стороны нижнего бьефа устраивают зуб для обеспечения допустимых выходных градиентов.

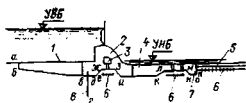


Рис. 3.1. Элементы флютбета

- 1 — понур; 2 — тело плотинки; 3 — потеря; 4 — водобой; 5 — рисберма; 6 — дренаж; 7 — зуб; 8 — шпунт

Дренажные устройства принимают фильтрационный поток под сооружением и тем самым значительно снижают фильтрационное давление на горизонтальные элементы подземного контура. При проектировании подземного контура дренажи размещают под плотиной, водобоем и рисбермой, а иногда и под частью понура (см. рис. 3.15 и 3.16). Дренажи могут быть горизонтальными и вертикальными в зависимости от их назначения и геологического строения основания.

§ 14. МЕТОДЫ ФИЛЬТРАЦИОННЫХ РАСЧЕТОВ

Фильтрационные расчеты выполняют для определения фильтрационного давления на горизонтальные элементы подземного контура гидротехнического сооружения, градиентов и скоростей фильтрации при оценке деформационной устойчивости основания, фильтрационного расхода. Все эти величины необходимы для проверки устойчивости гидротехнического сооружения и его основания, а также для определения потерь воды на фильтрацию. Расчетные величины могут быть получены аналитическими методами и экспериментально, например методом электрогидродинамических аналогий (ЭГДА).

1. Аналитические методы. Эти методы основаны на гидромеханических и гидравлических решениях фильтрационных задач. Основоположниками аналитических решений задач движения грунтовых вод являются проф. Н. Е. Жуковский и акад. Н. Н. Павловский. Вопросы фильтрации занимались и занимаются ВНИИ ВОДГЕО (В. С. Истомина, В. П. Недрига, А. А. Ничипорович и др.), ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева (Б. И. Аравин, С. Н. Нумеров и др.), Институт проблем механики АН СССР (П. Я. Полубарнинова-Кочина и др.), МГМИ (С. Ф. Аверьянов, В. В. Ведерников, Е. А. Замарин и др.).

На основании теоретических решений для простейших подземных контуров получены зависимости, позволяющие строить эпюру фильтрационного давления грунтового потока на флютбет, определять фильтрационный расход и градиенты напора, а следовательно, и скорости в любой точке области фильтрации.

В основу теоретических решений положен ряд допущений: среда, в которой происходит фильтрация, однородна по своим физическим и фильтрационным свойствам, фильтрующаяся жидкость несжимаема, движение грунтовых вод установившееся и подчиняется закону Дарси. Закон Дарси в дифференциальной форме для плоского установившегося движения может быть представлен уравнениями

$$v_x = -k_f \partial h / \partial x = \partial \varphi / \partial x; \quad v_y = -k_f \partial h / \partial y = \partial \varphi / \partial y, \quad (3.1)$$

где v_x и v_y — составляющие скорости по оси x и y ; k_f — коэффициент фильтрации; h — напор; φ — потенциальная функция, причем

$$\varphi(x, y) = -k_f h. \quad (3.2)$$

Из условия неразрывности потока v_x и v_y связаны зависимостью

$$\partial v_x / \partial x + \partial v_y / \partial y = 0. \quad (3.3)$$

Если в выражение (3.3) подставить значения v_x и v_y , то будут получены уравнения

$$\Delta \varphi = \partial^2 \varphi / \partial x^2 + \partial^2 \varphi / \partial y^2 = 0 \text{ и } \partial^2 h / \partial x^2 + \partial^2 h / \partial y^2 = 0, \quad (3.4)$$

показывающие, что функции φ и h являются гармоническими.

Выразив уравнение линий тока ψ в дифференциальной форме:

$$d\psi = v_x dx - v_y dy = 0, \quad (3.5)$$

можно после соответствующих преобразований доказать, что функция тока удовлетворяет уравнению Лапласа:

$$\Delta \psi = \partial^2 \psi / \partial x^2 + \partial^2 \psi / \partial y^2 = 0, \quad (3.6)$$

и получить зависимость, связывающую линии эквипотенциалей $\varphi = \text{const}$ (или линии равных напоров $h = \text{const}$) с линиями тока $\psi = \text{const}$:

$$(\partial \varphi / \partial x)(\partial \psi / \partial x) + (\partial \varphi / \partial y)(\partial \psi / \partial y) = 0. \quad (3.7)$$

Из уравнения (3.7) следует, что линии эквипотенциалей $\varphi = \text{const}$ и линии тока $\psi = \text{const}$ ортогональны и образуют гидродинамическую сетку.

Эти важные свойства, доказываемые математически строго, позволяют в практической деятельности строить гидродинамическую сетку графически и пользоваться методом ЭГДА и др., так как для большинства случаев инженерной практики аналитическое решение невыполнимо без принятия значительных допущений.

Используя гидромеханические методы, были проведены расчеты напорной фильтрации в основании гидротехнических сооружений простейших очертаний и получены уравнения для построения гидродинамических сеток. На рис. 3.2 представлены эпюры фильтрационного давления на флютбет простых очертаний в относительных координатах h_x/H , полученные точным гидромеханическим методом. На всех эпюрах давление под флютбетом h_x/H изменяется от 1 до 0. На рис. 3.2, а показано изменение эпюры фильтрационного давления в зависимости от толщины водопроницаемого слоя T . Случай $T=0$ практически означает, что между водонепроницаемым основанием и флютбетом имеется щель. При этом напор изменяется от H в начале флютбета до нуля на выходе в

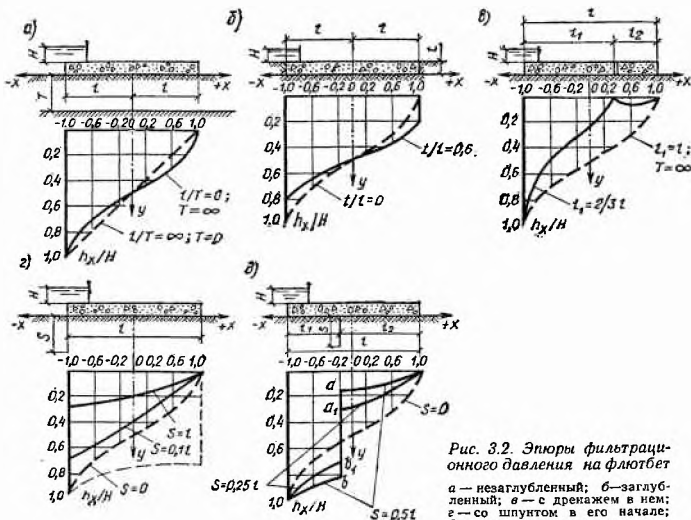


Рис. 3.2. Эпюры фильтрационного давления на флютбет
 а — незаглубленный; б — заглубленный; в — с дренажем в нем; г — со шпунтом в его начале; д — со шпунтом под ним

нижний бьеф по прямой. С увеличением толщины водопроницаемого слоя T фильтрационное давление уменьшается в начале подземного контура и возрастает в конце его. При $T = \infty$ и заглублении флютбета на величину t (рис. 3.2, б) наблюдается уменьшение давления в начале флютбета, причем падение напора здесь происходит скачкообразно; в конце подземного контура давление, наоборот, возрастает, и падение напора до нуля происходит скачкообразно. На рис. 3.2, б сопоставлены эпюры давления для $t=0$ и $t=0,6 l$. На рис. 3.2, в показано влияние дренажа, выразившееся в снятии части фильтрационного давления. На рис. 3.2, г показано влияние шпунта, установленного в начале плоского незаглубленного флютбета. Видно, что с увеличением длины шпунта по отношению к длине флютбета происходит увеличение потерь напора на шпунте и значительное уменьшение давления на горизонтальный элемент флютбета за шпунтом. На рис. 3.2, д шпунт расположен на расстоянии l_1 от начала флютбета. Такое размещение шпунта привело к увеличению напора перед ним и скачкообразным потерям напора на нем. Расстояния ab и a_1b_1 характеризуют потери напора на вертикальном элементе — его эффективность. За шпунтом давление значительно уменьшилось. Если шпунт разместить в конце, то фильтрационное давление на флютбет значительно возрастет (тонкая пунктирная линия на рис. 3.2, г). Такая установка шпунта вообще нерациональна, но в инженерной практике бывает вызвана необходимостью повысить фильтрационную прочность грунтов основания. Во избежание увеличения давления на горизонтальный элемент перед шпунтом, установленным в конце флютбета, предусматривают перфорацию шпунта. Перфорацию выполняют на некотором расстоянии от подошвы флютбета, чтобы не вызывать повышения скоростей около него.

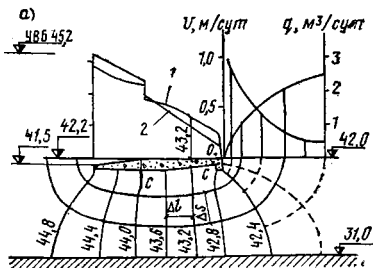
При умелом размещении дренажа и вертикальных элементов можно довести фильтрационное давление на горизонтальные элементы до минимума.

2. Элементы гидродинамической сетки. Гидродинамическая сетка изображает графически кинематическую картину движения фильтрационного потока в области фильтрации и состоит из двух систем линий: эквипотенциалей (линий равных напоров) и линий тока, являющихся при установившейся фильтрации траекториями движения частиц жидкости. Линии тока и линии равных напоров пересекаются под прямым углом. Касательная к линии тока в любой точке определяет направление скорости движения. По сетке движения можно определить градиенты (скорости), пьезометрические напоры, фильтрационное давление и фильтрационный расход.

Область, ограниченную двумя соседними эквипотенциалами, принято называть *поясом давления*. При квадратичной сетке в каждом квадрате $\Delta l = \Delta s$ (рис. 3.3, а). Потери напора между двумя эквипотенциалами $\Delta H = H/\Pi$, где H — расчетный напор на сооружении, Π — число поясов давления (на рис. 3.3 $\Pi = 8$). Согласно закону Дарси, в любой точке области фильтрации можно определить градиент (скорость фильтрации). Градиент $J = \Delta H/\Delta l$, а скорость $v = k_f J = k_f \Delta H/\Delta l$. Область, ограниченную двумя соседними линиями тока, называют *лентой расхода*. Расход, проходящий в ней, $\Delta q = v \Delta s = k_f (\Delta H/\Delta l) \Delta s$. При квадратичной сетке расход в одной ленте $\Delta q = k_f \Delta H$. Общий

Рис. 3.3. Гидродинамическая сетка

а — пример гидродинамической сетки с $\Pi = 3$ и $\Pi = 8$; б — графическое построение гидродинамической сетки; 1, 2 — эпюры фильтрационного давления, построение соответственно по сетке и по способу линейной контурной фильтрации



фильтрационный расход равен сумме расходов в лентах и при квадратичной сетке может быть записан так:

$$Q = \Sigma q = k_{\phi} \Delta H L B = k_{\phi} (H/P) L B, \quad (3.8)$$

где B — ширина подошвы флютбета поперек фильтрационного потока; L — число лент.

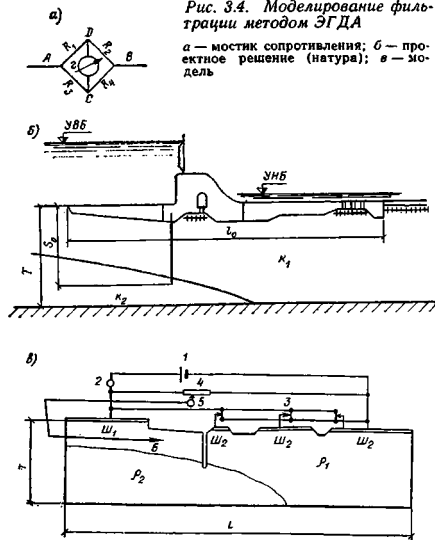
В углах поворота контура, больших 90° (точки c на рис. 3.3, а), при теоретическом решении задач скорости бесконечно велики, и ламинарный режим движения грунтового потока нарушается. В действительности это небольшие области с сосредоточением больших скоростей движения потока, называемые *особыми точками*, или *фокусами*. Близкое их расположение к дневной поверхности может вызвать фильтрационные деформации грунта за ними в нижнем бьефе. Во избежание их в конце водобоя предусматривают зуб или заглубляют флютбет на глубину, обеспечивающую выход фильтрационного потока в нижний бьеф с допустимыми градиентами.

3. Графическое построение гидродинамической сетки (рис. 3.3, б). Такое построение возможно благодаря однозначности аналитического решения задачи с определенными граничными условиями. В основу построения положена ортогональность, непрерывность и плавность линий тока ψ и линий равного напора h (эквипотенциалей ϕ). За граничные (первую и последнюю) линии тока принимают подземный контур сооружения и поверхность водоупора. При глубоком залегании поверхности водоупора вместо нее назначают границу, размещаемую на расстоянии $2,5 l_0$ от подошвы сооружения, где l_0 — горизонтальная проекция подземного контура вдоль потока. Первой линией равного напора служит поверхность грунта в верхнем бьефе, а последней — поверхность грунта в нижнем бьефе. Графическое построение рекомендуется вести для целого числа лент расхода (трех-четырёх). Такой прием позволяет более точно построить сетку и проверить ее правильность. При квадратичной сетке может оказаться нецелое число поясов давления. При любом принятом числе лент расхода модуль сетки M для каждого конкретного граничных условий всегда будет постояен, т. е. $M = P/L = \text{const}$.

Построение сетки можно вести в такой последовательности. Выбрав число лент расхода, например, три, проводят огибающую подземный контур плавную линию ab так, чтобы она проходила под флютбетом примерно на расстоянии $1/3$ толщины проницаемого основания. Далее область, ограниченную подземным контуром и проведенной линией ab , разбивают на криволинейные квадраты. На рис. 3.3, б их восемь — они показаны сплошными линиями. Затем переходят к построению криволинейных квадратов второй ленты расхода, для чего к построенным криволинейным квадратам первой ленты подстраивают криволинейные квадраты второй ленты расхода. Так как линия тока ab была проведена произвольно, то при дальнейшем построении криволинейных квадратов нарушается непрерывность второй линии тока. Для сохранения ее непрерывности исправляют криволинейные квадраты первой и второй ленты расхода (на рис. 3.3, б пунктирные линии). Необходи-

Рис. 3.4. Моделирование фильтрации методом ЭГДА

а — мостик сопротивления; б — проектное решение (натура); в — модель



мо иметь в виду, что в особых точках появляются не криволинейные квадраты, а многоугольники и треугольники (на рис. 3.3, б это квадраты 1, 3, 4 и 7). При правильном построении сетки средние линии в каждом криволинейном квадрате должны быть равны.

4. Экспериментальное решение фильтрационных задач. В практической деятельности приходится встречаться с весьма разнообразными в фильтрационном и геологическом отношении основаниями, с весьма сложными формами подземного контура и наличием дополнительных источников питания и стока фильтрационного потока кроме питания со стороны верхнего и стока со стороны нижнего бьефов. Учитывая сложность и разнообразие фильтрационных задач, для их решения широко используются экспериментальными методами.

Наибольшее распространение получил метод электродинамических аналогий — ЭГДА, впервые предложенный и разработанный акад. Н. Н. Павловским. При фильтрацион-

ных исследованиях нестационарного движения потока пользуются гидронтегратором проф. В. С. Лукьянова, при решении плоских нестационарных задач — щелевыми лотками, электроинтегратором Л. И. Гутенмахера, грунтовыми лотками и другими методами. Грунтовыми лотками в последнее время пользуются только при решении специальных задач фильтрации, например, создание пневмоинъекционных завес, определение допустимых градиентов.

Метод ЭГДА позволяет решать фильтрационные задачи на плоской, плановой и пространственной моделях. В основу метода положена математическая аналогия между различными физическими процессами — электрическим током и фильтрацией жидкости в пористой среде. Эта аналогия представлена в табл. 3.1.

При решении плоской задачи методом ЭГДА область фильтрации заменяют электропроводной бумагой или электролитом. Граничные условия модели должны соответствовать граничным условиям природы. При назначении размеров модели используют следующие рекомендации:

при конечной глубине T до поверхности водоупора длину L области фильтрации на модели (рис. 3.4) принимают равной

$$L > l_0 + (3 \dots 4) T; \quad (3.9)$$

при глубоком залегании поверхности водоупора форму модели области фильтрации принимают близкой к полуокругу с радиусом $R = 2,5 l_0$ или $R = 5 S_0$, где l_0 и S_0 — соответственно горизонтальная и вертикальная проекции подземного контура;

Таблица 3.1

Электрический ток	Фильтрация жидкости
Электрический потенциал U	Пьезометрический напор h
Удельная электропроводимость $c = 1/\rho$	Коэффициент фильтрации k_{Φ}
Плотность тока i	Скорость фильтрации v
Закон Ома $i = -c \nabla U / \partial t$	Закон Дарси $v = -k_{\Phi} \nabla h / \partial t$
Уравнение Лапласа для электрического потенциала	Уравнение Лапласа для напора
$\nabla^2 U / \partial x^2 + \nabla^2 U / \partial y^2 + \nabla^2 U / \partial z^2 = 0$	$\nabla^2 h / \partial x^2 + \nabla^2 h / \partial y^2 + \nabla^2 h / \partial z^2 = 0$
Граничные условия:	Граничные условия:
изоляционная поверхность $\partial U / \partial n = 0$, где n — нормаль	водонепроницаемая поверхность $\partial h / \partial n = 0$, где n — нормаль
эквипотенциальная поверхность $U = \text{const}$	поверхность равных напоров $h = \text{const}$
Сила тока I	Фильтрационный расход Q
Напряженность электрического поля	Градиент фильтрационного потока
$E = (U_1 - U_2) / L$	$J = (h_1 - h_2) / l$

при моделировании слоев основания с различными значениями коэффициента фильтрации соблюдают равенство

$$1 / (k_1 \rho_1) = 1 / (k_2 \rho_2) = \dots = 1 / (k_n \rho_n) \text{ или } c_1 / k_1 = c_2 / k_2 = \dots = c_n / k_n, \quad (3.10)$$

где k_1, k_2, \dots, k_n — коэффициенты фильтрации слоев области фильтрации; $\rho_1, \rho_2, \dots, \rho_n$ — удельные сопротивления; $c_1 = 1/\rho_1, c_2 = 1/\rho_2, \dots, c_n = 1/\rho_n$ — удельные электропроводимости.

В основу построений и измерений эквипотенциалей положен мостик сопротивления (рис. 3.4, а). Известно, что если в точке A мостика сопротивления электрический ток разделяется на две ветви, сходящиеся в точке B , то в проводнике, соединяющем ветви в точках C и D , не будет тока и гальванометр g покажет нуль (т. е. отсутствие тока) только при равенстве соотношений сопротивлений ветвей, выделенных точками C и D , т. е. при $R_1 : R_2 = R_3 : R_4$, которым будут пропорциональны падения потенциалов.

Электрическая схема ЭГДА (рис. 3.4, в) состоит из питательной и измерительной цепей. В состав питательной цепи входят источник тока I , прибор 2 , регулирующий напряжение в цепи, и приборы 3 , задающие потенциал на участках модели. В состав измерительной цепи входят делитель напряжения 4 (реохорд), гальванометр 5 и игла-шуп 6 . На шинах $Ш_1$ и $Ш_2$ поддерживаются потенциалы U_1 и U_2 , их разность $U = U_1 - U_2$ в натуре соответствует напору на сооружении, равному разности отметок уровней воды в верхнем и нижнем бьефах.

При моделировании пользуются не абсолютными значениями напоров h и потенциалов U , а их приведенными (относительными) значениями:

$$h_{пр} = (h_x - h_{min}) / (h_{max} - h_{min}); U_{пр} = (U_x - U_{min}) / (U_{max} - U_{min}), \quad (3.11)$$

где h_x и U_x — соответственно напор и потенциал на рассматриваемой поверхности; h_{max} и h_{min} , U_{max} и U_{min} — максимальные и минимальные значения соответственно напоров и потенциалов.

Так как значение напора не влияет на характер гидродинамической сетки, то при построении эквипотенциалей принимают $U=1$ и $h=1$.

В дальнейшем напряжение делят на равные части (обычно принимают n равным 5, 10 или 20), устанавливая указатель реохорда на какую-то часть от U , например на 0,6, и ищут на модели точки, соответствующие показанию реохорда; при правильно найденных на модели точках на гальванометре будет нуль. Найденные на модели точки с одинаковым напряжением соединяют плавной линией, получая таким образом эквипотенциаль, после чего переходят к построению следующей эквипотенциали. Линии тока чаще всего строят графически после построения эквипотенциалей ЭГДА. При построении линий тока необходимо соблюдать их непрерывность и ортогональность с эквипотенциалами в точках взаимного пересечения.

§ 15. ПРИБЛИЖЕННЫЕ СПОСОБЫ ФИЛЬТРАЦИОННЫХ РАСЧЕТОВ

1. Построение эпюры фильтрационного давления. В практической деятельности встречаются подземные контуры более сложной конфигурации, чем приведенные на рис. 3.2, и разнообразные расположения водоупора. В связи с этим на практике пользуются приближенными способами фильтрационных расчетов. Например, Н. Н. Павловским предложен метод фрагментов, В. С. Козловым составлены номограммы [12], М. А. Лаврентьевым предложен метод последовательного отображения шпунта, разработанный Н. Т. Мелещенко и П. Ф. Фильчаковым. Для удобства расчетов составлены таблицы.

Одной из разновидностей метода фрагментов является метод коэффициентов сопротивления, предложенный Р. Р. Чугаевым [269]. Этот метод получил довольно широкое распространение в проектной практике. В основу метода положен ряд допущений: грунт основания однороден, водопроницаемое основание представляет собой напорную трубу, в которой имеются отдельные сопротивления в виде уступов, шпунтов, горизонтальных участков. Для учета влияния водоупора на характер фильтрационного потока Р. Р. Чугаевым введены понятия *расчетное положение водоупора* $T_{расч}$, *активная зона по напору* $T_{вк}$ и *активная зона по выходному градиенту* $T_{вк}^*$. Изменение напора по длине каждого элемента подземного контура происходит по закону прямой. Подземный контур при расчете упрощают (схематизируют путем исключения отдельных деталей, не оказывающих существенного влияния на форму подземного контура и результаты расчета). Область фильтрации под сооружением разбивают на фрагменты сопротивления (рис. 3.5). Для

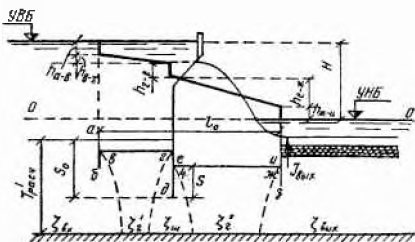
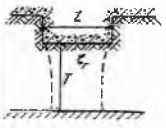


Рис. 3.5. Расчетная схема для метода коэффициентов сопротивления

Тип фрагмента	Схема фрагмента	Формула для ζ
Вход или выход		При $S = 0$ и $a = 0$ $\zeta_{\text{вх}} = \zeta_{\text{вых}} = 0,44$
		При $S = 0$ и $a \neq 0$ $\zeta_{\text{вх}} = \zeta_{\text{вых}} = \zeta_{\text{ус}} + 0,44$
		При $S \neq 0$ и $a \neq 0$ $\zeta_{\text{вх}} = \zeta_{\text{вых}} = \zeta_{\text{ш}} + 0,44$
Уступ и внутренний шпунт		При $S = 0$ и $a \neq 0$ $\zeta_{\text{ус}} = a/T_1$
		При $S \neq 0$ и $0,5 < \frac{T_2}{T_1} < 1$: если $0 < \frac{S}{T_2} < 0,8$
		$\zeta_{\text{ш}} = \frac{a}{T_1} + 1,5 \frac{S}{T_2} + \frac{0,5S/T_2}{1 - 0,75S/T_2}$ если $0,8 < \frac{S}{T_2} < 0,96$. $\zeta_{\text{ш}} = \frac{a}{T_1} + 12 \left(\frac{S}{T_2} - 0,8 \right) + 2,2$
Горизонтальный фрагмент		$\zeta_{\text{г}} = \begin{cases} \text{При } l \geq 0,5(S_1 + S_2) \\ (l - 0,5(S_1 + S_2))/T \\ \text{При } l < 0,5(S_1 + S_2) \\ \zeta_{\text{г}} = 0 \end{cases}$

Тип фрагмента	Схема фрагмента	Формула для ζ
Горизонтальный фрагмент		При $S_1 = S_2 = 0$ $\zeta_c = l/T$

вычисления коэффициента сопротивления ζ каждого из фрагментов используют формулы, приведенные в табл. 3.2.

Сначала определяют расчетное положение водоупора по напору $T'_{расч}$ и расчетное положение водоупора по выходному градиенту $T''_{расч}$, для чего пользуются следующими условиями: если $T'_{ак} > T_d$, то $T'_{расч} = T_d$; если $T'_{ак} < T_d$, то $T'_{расч} = T'_{ак}$; если $T''_{ак} > T_d$, то $T''_{расч} = T_d$; если $T''_{ак} < T_d$, то $T''_{расч} = T''_{ак}$, где T_d — действительное положение водоупора.

$T'_{ак}$ определяют в зависимости от соотношения горизонтальной l_0 и вертикальной S_0 проекций подземного контура:

$$\begin{array}{llll} l_0/S_0 \dots > 5 & < 5 - 3,4 & < 3,4 - 1 & < 1 - 0 \\ T'_{ак} \dots \dots & 0,5l_0 & 2,5S_0 & 0,8S_0 + 0,5l_0 & S_0 + 0,3l_0 \end{array}$$

$T''_{ак}$ определяют по формуле

$$T''_{ак} = 2T'_{ак} \quad (3.12)$$

Потери напора h_i распределяются между элементами подземного контура пропорционально значениям коэффициента сопротивления ζ_i , вычисленным в соответствии с рекомендациями табл. 3.2.

$$h_i = \{H / \sum \zeta_i\} \zeta_i \quad (3.13)$$

где H — расчетный напор на сооружении; $\sum \zeta_i = \zeta_{вх} + \zeta_1 + \dots + \zeta_n + \zeta_{вых}$.

2. **Определение фильтрационного расхода.** Расчетное положение водоупора $T'_{расч}$ при определении фильтрационного расхода всегда равно действительному положению водоупора, т.е. $T'_{расч} = T_d$. При близком залегании поверхности водоупора удельный фильтрационный расход, м²/сут, может быть определен по формуле

$$q = (H / \sum \zeta_i'') k_{\phi} \quad (3.14)$$

где $\sum \zeta_i''$ определяется из условия $T''_{расч} = T_d$; k_{ϕ} — коэффициент фильтрации основания, м/сут.

3. **Проверка общей фильтрационной прочности основания.** Проверку достаточности длины подземного контура можно проводить, используя метод коэффициентов сопротивления, по неравенству

$$J_k \leq J_{доп} \quad (3.15)$$

где J_k — контролирующий градиент; $J_{доп}$ — допустимое значение градиента, зависящее от грунта основания и класса сооружения (табл. 3.3).

Контролирующий градиент

$$J_k = H / (\sum \zeta_i' T'_{расч}) \quad (3.16)$$

Максимальный выходной градиент может быть определен по формуле С. Н. Нумерова:

$$J_{вых} = (H/T_1) (1/\alpha \sum \zeta_i'') \quad (3.17)$$

где T_1 и $\sum \zeta_i''$ определяют при $T'_{расч}$; $\alpha = \sqrt{1 - (T_2/T_1)^2}$ при $S=0$.

Грунт основания	Значение $J_{\text{доп}}^*$ для класса сооружения по капитальности			
	I	II	III	IV
Плотная глина	0,9	1	1,1	1,2
Суглинок	0,45	0,5	0,55	0,6
Песок:				
крупный	0,36	0,4	0,44	0,48
средней крупности	0,3	0,33	0,36	0,4
мелкий	0,23	0,25	0,27	0,3

* Рекомендации Гидропроекта имени С. Я. Жука, полученные на основе анализа опыта проектирования и эксплуатации гидротехнических сооружений.

При выходном градиенте $J_{\text{вых}} > 0,5 \dots 0,7$ грунт основания на выходе рекомендуется переверить на выпор.

Одним из первых методов расчета, позволившим определить давление на горизонтальные элементы подземного контура, был метод Бляя, иначе называемый способом линейной контурной фильтрации ЛКФ [48, 67]. Усовершенствованием способа ЛКФ является предложенный Р. Р. Чугаевым способ удлиненной контурной линии. Этот способ позволяет учесть потери напора на входном и выходном участках флюжбета и используется при предварительных назначениях размеров подземного контура сооружения. Минимально допустимую длину подземного контура с учетом влияния сопротивления на входе и выходе фильтрационного потока определяют по формуле

$$L_{\text{min}} = H/J_{\text{доп}} - 0,88T_{\text{ср}}, \quad (3.18)$$

где $T_{\text{ср}}$ — среднее значение глубины основания до расчетного положения водоупора $T_{\text{расч}}$ (см. рис. 3.5).

Этим способом можно приближенно определить и напор в любой точке горизонтальных элементов подземного контура — графически или по выражению [269]:

$$h = Hl_x / (L + 0,88T_{\text{ср}}) = Hl_x / L_{\text{уд}}, \quad (3.19)$$

где L — действительная длина развернутого подземного контура; $l_x = x + 0,44 T_{\text{ср}}$; $L_{\text{уд}}$ — длина флюжбета, удлиненная на $0,44T_{\text{ср}}$ соответственно в начале и в конце подземного контура.

§ 16. ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ ДЕФОРМАЦИИ ОСНОВАНИЯ

Фильтрационный поток может вызвать следующие деформации основания: *суффозию механическую* (внешнюю — вынос мелких частиц неоднородных несвязных грунтов фильтрационным потоком при его градиентах, больших критического значения $J_{\text{кр}}^c$, и внутреннюю — перемещение мелких частиц грунта внутри области фильтрации), *химическую, кольматаж* (отложение в порах грунта мелких частиц, перемещаемых фильтрационным потоком), *выпор* (вспучивание грунта с образованием трещин в месте выхода в нижний бьеф вертикально направленного фильтрационного потока с градиентом $J_{\text{кр}}^в$; в песчаных грунтах особо опасен выпор в виде «грифона», когда под действием восходящего фильтрационного потока грунт находится во взвешенном состоянии и как бы «кипит» — в нем могут потонуть расположенные выше слои обратного фильтра и пригрузка), *отслоение* (отрыв частиц связного грунта на контакте с несвязным крупнозернистым грунтом, например на контакте с обратным фильтром) и *контактный размыв* (размыв поверхности грунта на контакте двух слоев с различным гранулометрическим составом; на контакте связного грунта с несвязным или с трещиноватой скалой; на контакте основания с сооружением при наличии щели), вызываемый фильтрационным потоком, параллельным слоям, с градиентом, равным или большим критического градиента контактного размыва $J_{\text{кр}}^к$. Способность грунта сопротивляться деформациям, вызываемым фильтрационным потоком, называют его *фильтрационной прочностью*.

1. Определение суффозионности грунтов.

Различают *несуффозионные, практически несуффозионные и суффозионные* несвязные грунты.

На рис. 3.6 приведен график зависимости допустимого градиента $J_{\text{доп}}$ от коэффициента неоднородности $\eta = d_{60}/d_{10}$, где d_{60} и d_{10} — соответственно контролирующий и действующий размеры частиц, мельче которых в грунте содержится соответственно 60 и 10% по массе. Процентное содержание частиц любого диаметра определяется по кривой гранулометрического состава. Критический градиент суффозии $J_{\text{кр}}^{\text{с}}$ всегда меньше критического градиента выпора $J_{\text{кр}}^{\text{в}}$ (см. далее).

Исследованиями ВНИИ ВОДГЕО установлено, что при отсутствии пригрузки в месте выхода фильтрационного потока для исключения деформаций суффозии и выпора выходной градиент $J_{\text{вых}}$ не должен превышать $J_{\text{доп}}$, равного 0,3—0,4 при $\eta \leq 10$; 0,2 при $10 < \eta < 20$ и 0,1 при $\eta > 20$. Повышение выходных градиентов возможно только при устройстве сильноводопроницаемой пригрузки в месте выхода фильтрационного потока.

Отсутствие механической суффозии означает, что не происходит выноса даже самых мелких частиц грунта размером $d_{\text{мин}}$. Суффозионные грунты защищают от выноса мелких частиц обратными фильтрами, принимая выходные градиенты $J_{\text{вых}}$ меньше допустимых $J_{\text{доп}}^{\text{с}}$. Во ВНИИ ВОДГЕО считают, что при $\eta \leq 10$ в грунтах не развивается суффозия и может возникнуть только выпор.

Грунты состоят из скелета и заполнителя. Заполнитель может быть песчаным из частиц грунта размером $d \leq 1$ мм и глинистым (составляющая грунта с числом пластичности $I_p \geq 0,07$). При содержании в грунте более 20—25% глинистого заполнителя может возникнуть местный выпор заполнителя, характеризующийся градиентом $J_{\text{кр}}^{\text{м.в}}$. Для обеспечения устойчивости заполнителя против местного выпора, по данным В. С. Истоминой, должно соблюдаться неравенство $J_{\text{кр}}^{\text{с}} = J_{\text{кр}}^{\text{м.в}} \leq 0,9 \dots 1$. Кроме того, ею установлено, что критический градиент местного выпора $J_{\text{кр}}^{\text{м.в}}$ в значительной степени зависит от процентного содержания глинистого заполнителя. Чем больше содержание глинистого заполнителя, тем больше величина $J_{\text{кр}}^{\text{м.в}}$. При содержании глинистого заполнителя 38% по массе опытами был получен градиент $J_{\text{кр}}^{\text{с}} = J_{\text{кр}}^{\text{м.в}} = 2,1$.

Во ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева [76] рекомендуют считать грунты несуффозионными, если

$$0,77d_{0 \text{ max}} < d_{\text{мин}}. \quad (3.20)$$

где $d_{0 \text{ max}}$ — максимальный диаметр фильтрационного хода (размер пор) в грунте; $d_{\text{мин}}$ — минимальный размер частиц грунта.

Максимальный диаметр фильтрационного хода определяют по формуле

$$d_{0 \text{ max}} = 0,445 \sqrt[6]{\eta} (1 + 0,05\eta) [n/(1 - n)] d_{1,7}. \quad (3.21)$$

Максимальный размер частиц, вынос которых возможен фильтрационным потоком, составляет

$$d_{\text{max}} = 0,77d_{0 \text{ max}}. \quad (3.22)$$

Если $d_{0 \text{ max}} > d_{\text{мин}}$, грунт считают суффозионным. Это означает, что фильтрационный поток вынесет из него все частицы размером d_{max} и мельче при условии, что скорость фильтрации будет больше ее критического значения $v_{\text{кр}}$. Критическая скорость фильтрации может быть определена по формуле А. Н. Патрашева:

$$v_{\text{кр}} = \varphi_0 d_c \sqrt{(ng/\nu) k_{\Phi}}, \quad (3.23)$$

где $\varphi_0 = 0,6(\gamma_{\text{ск}}/\gamma_{\text{в}} - 1) f_* \sin(30^\circ + \theta/8)$ [здесь $\gamma_{\text{ск}}$ и $\gamma_{\text{в}}$ — объемный вес соответственно грунта и воды; $f_* = 0,82 - 1,8n + 0,0062(\eta - 5)$; θ — угол между направлением скорости фильтрации и силы тяжести]; d_c — размер выносимых частиц, см; n — пористость грунта в долях единицы; g — ускорение свободного падения; ν — кинематическая вязкость; k_{Φ} — коэффициент фильтрации, см/с.

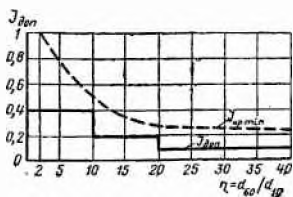


Рис. 3.6. Зависимость $J_{\text{доп}}$ от η

В практически несупфозионных грунтах допускается незначительный, не более 3% по массе, вынос мельчайших частиц грунта, если при этом не нарушается его устойчивость и прочность. Практически несупфозионный грунт удовлетворяет следующему неравенству:

$$d_3/d_{17} > N, \quad (3.24)$$

где d_3 и d_{17} — размер частиц грунта, мельче которых в нем содержится соответственно 3 и 17% по массе; $N = (0,32 + 0,016n) \sqrt{\eta n / (1-n)}$.

Если $d_3/d_{17} < N$, грунт супфозионен.

2. **Фильтрационный выпор** возникает, если вертикальная составляющая гидродинамической силы W_ϕ , приложенная к единице объема на выходе в дренаж или нижний бьеф (рис. 3.7)

$$W_\phi = \gamma_B J, \quad (3.25)$$

превысит вес грунта в этом объеме, равный

$$\gamma_{вв} = \gamma_{ск} - (1-n)\gamma_B, \quad (3.26)$$

где γ_B — объемный вес воды; J — градиент в пределах объема возможного выпора; $\gamma_{ск}$ — объемный вес грунта в воздухе.

Если пренебречь силами трения между всей массой грунта и рассматриваемым объемом и сцеплением (в глинистых грунтах), что идет в запас, то можно получить условие равновесия между силой фильтрационного давления и весом выделенного объема грунта:

$$\gamma_B J = \gamma_{ск} - (1-n)\gamma_B. \quad (3.27)$$

Так как $\gamma_{ск} = \delta_1(1-n)$, то после несложных преобразований, приняв $J = J_{кр.в.}^в$, можно получить значение критического градиента выпора:

$$J_{кр.в.}^в = (\delta_1/\gamma_B - 1)(1-n), \quad (3.28)$$

где δ_1 — объемный вес частиц грунта.

Для мелких песков со средним размером частиц $d_{50} = 0,07 \dots 0,2$ мм в формулу $J_{кр.в.}^в$ рекомендуется вводить коэффициент α , принимаемый равным 0,9—0,95:

$$J_{кр.в.}^в = (\delta_1/\gamma_B - 1)(1-n)\alpha. \quad (3.29)$$

Если $J_{вых} > J_{кр.в.}^в$, необходимо в месте выхода фильтрационного потока предусматривать водопроницаемую пригрузку, толщину которой определяют по формуле

$$t = S (J_{вых} - J_{кр.в.}^в) (\gamma_B/\gamma_{пр}) K_{зап}, \quad (3.30)$$

где S — обозначено на рис. 3.7; $\gamma_{пр}$ — объемный вес пригрузки; $K_{зап}$ — коэффициент запаса, равный 1,2—1,5 в зависимости от класса сооружения по капитальности.

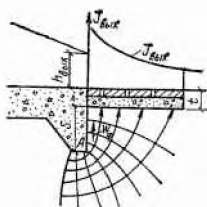


Рис. 3.7. Схема выхода фильтрационного потока в нижний бьеф

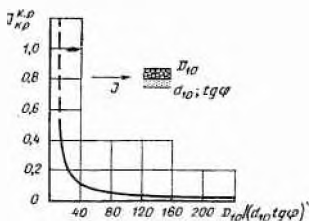


Рис. 3.8. Зависимость $J_{кр.в.}^в$ от $D_{пг}$ (d_{10} tg φ)

3. **Контактный размыв.** Критический градиент контактного размыва $J_{кр}^{к-р}$ зависит от гранулометрического состава (размера пор крупнозернистого материала) грунта или максимального значения ширины трещин скального основания.

На рис. 3.8 представлен график ВНИИ ВОДГЕО для определения $J_{кр}^{к-р}$ в зависимости от d_{10} и D_{10} (действующих диаметров смежных слоев) и тангенса угла внутреннего трения более мелкого грунта $\operatorname{tg} \varphi$.

По данным ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева, не следует ожидать контактного размыва и выноса мелких частиц на контакте двух несвязных грунтов, если соблюдается неравенство $d_c/D_0 \geq 0,7$. При $d_c/D_0 < 0,7$ значение градиента контактного размыва может быть определено для ламинарного потока (при $Re = k_{\phi} J_{кр}^{к-р} D_0 / \nu \leq 20$, где k_{ϕ} — коэффициент фильтрации, см/с; ν — кинематическая вязкость) по экспериментальной зависимости

$$J_{кр}^{к-р} = (1/\varphi_1)(2,3 + 15d_c/D_0)(d_c/D_0) \sin(30^\circ + \theta/8), \quad (3.31)$$

где φ_1 — коэффициент, зависящий от шероховатости и формы частиц (для песчано-гравелистых грунтов $\varphi_1 = 1$, для щебенистых $\varphi_1 = 0,35 \dots 0,4$); d_c — размер частиц, выносимых фильтрационным потоком, определяемый из условия $d_c = 0,77 d_{0 \max}$; D_0 — диаметр пор соседнего слоя; θ — угол между направлениями фильтрации и силы тяжести.

Для контакта связного грунта (число пластичности $I_p \geq 0,05$) с несвязным грунтом или трещиноватой скалой ВНИИГ предлагает зависимость

$$J_{кр}^{к-р} = (1/\sqrt{D_{0 \max}}) - 0,75, \quad (3.32)$$

справедливую для $D_{0 \max} \leq 1,8$ см. При $D_{0 \max} > 1,8$ см будет происходить отслоение грунта и размыв контакта при $J > 0$. $D_{0 \max}$ — максимальный размер пор грунта, определяемый по формуле (3.21). Для скалы принимают максимальную ширину трещины в сантиметрах.

§ 17. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОБРАТНЫХ ФИЛЬТРОВ

1. **Общие сведения.** Обратные фильтры служат приемной частью дренажей, они защищают грунт основания от фильтрационных деформаций и обеспечивают свободный выход фильтрационного потока. Выполняют обратные фильтры из несвязного естественного или искусственно подобранного грунта. Для обратных фильтров используют пески, гравелистые и щебенистые грунты из твердых и плотных каменных пород. В последнее время для обратного фильтра используют искусственные волокнистые материалы, изготовленные на основе стекла и базальта*.

В слоях обратного фильтра не допускается суффозия и кольматаж. В основании, защищенном обратным фильтром, а также в слоях самого фильтра не должно быть отслоения грунта и контактного размыва. Чтобы исключить возможность появления в обратном фильтре фильтрационных деформаций его размещают в бетонных сооружениях несколько выше подошвы зуба или флютбета (при отсутствии нижнего зуба). Для обеспечения выравнивания скоростей (градиентов) фильтрационного потока в месте выхода нижняя грань зуба (точка А на рис. 3.7) должна быть достаточно заглублена от подошвы обратного фильтра, так как здесь наблюдаются скорости (градиенты), превышающие допустимые, а теоретически равные бесконечности.

Толщина каждого слоя обратного фильтра t_{ϕ} должна быть не менее (7—8) D_{85} , где D_{85} — размер частиц, мельче которых в фильтре содержится 85% по массе. Из условий удобства производства работ толщину каждого слоя фильтра назначают не менее 20—25 см, а при укладке в воду — 50—70 см и более. В последнем случае, чтобы исключить возможность расслоения и выноса мелких частиц, коэффициент неоднородности грунтов доводят до $\eta_{\phi} = D_{60}/D_{10} = 4 \dots 5$.

* См. «Фильтры дренажные из искусственных минеральных волокнистых материалов». Технические требования. ОСТ 33-10-73. Минводхоз СССР, М., 1973.

Подбор состава или проверку пригодности естественного грунта карьера для слоев обратного фильтра ведут в зависимости от гранулометрического состава и физических свойств грунтов основания, местоположения обратного фильтра в сооружении (доступность для осмотра, наличие пульсационных нагрузок), характера ожидаемых деформаций (осадка, перемещение) и гранулометрического состава материала, используемого для фильтра.

Минимальное значение коэффициента фильтрации обратного фильтра должно удовлетворять неравенству

$$k_{\phi} > \left(2 + \sqrt[6]{\eta_{\phi}}\right) k_{осм}, \quad (3.33)$$

где η_{ϕ} — коэффициент неоднородности обратного фильтра; $\eta_{\phi} = D_{60}/D_{10}$; $k_{осм}$ — коэффициент фильтрации основания.

Коэффициент фильтрации k слоев обратного фильтра может быть определен по экспериментальной формуле М. Павичча:

$$k = \frac{4\varphi_1}{\nu} \sqrt[3]{\eta_{\phi}} \frac{n_{\phi}^3}{(1-n_{\phi})^2} d_{17}^2, \quad (3.34)$$

где φ_1 — коэффициент, учитывающий форму и шероховатость частиц (для песчано-гравелистых грунтов $\varphi_1 = 1$, для щебенистых $\varphi_1 = 0,35 \dots 0,4$); ν — кинематическая вязкость воды; d_{17} — размер частиц, см, мельче которых в грунте содержится 17% по массе.

Формулой (3.34) можно пользоваться и для определения коэффициента фильтрации основания из несвязных грунтов.

Наиболее жесткие требования предъявляются к подбору состава обратных фильтров в местах воздействий значительных пульсационных нагрузок (в дренированных водобоях и в швах креплений верховых откосов плотин из грунта). Для обратных фильтров дренированных водобоев, в которые пульсационные давления проникают через дренажные отверстия, принимают коэффициент межслойности η_m , равный $D_{50}^*/d_{50} < D_{50}^*/D_{50}^* < D_{50}^*/D_{50}^* \leq 6$. При обеспечении защиты отверстий от проникания опасных пульсационных давлений значения коэффициента межслойности могут быть увеличены. Коэффициент межслойности фильтров, работающих при медленно изменяющихся напорах, например в дренажах под понурами и плотинами, может быть принят в пределах 12—15. При предварительных расчетах пользуются графиками или данными лабораторных исследований.

2. Подбор обратных фильтров для оснований из несвязных грунтов. При предварительных ориентировочных расчетах для грунтов с коэффициентом неоднородности $\eta \leq 10$ для подбора обратных фильтров можно пользоваться графиком В. С. Истоминой (рис. 3.9, а), где по оси абсцисс отложен коэффициент неоднородности фильтра, а по оси ординат — коэффициент межслойности $\eta_m = D_{50}/d_{50}$ смежных слоев.

Во ВНИИГ имени Б. Е. Веденева за коэффициент межслойности η_m принимают отношение размера частиц D_{17} , мельче которых в слое об-

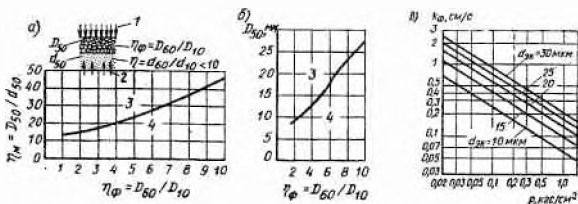


Рис. 3.9. Графики для подбора обратных фильтров

а — при несвязных грунтах основания; б — при связных грунтах основания; в — при фильтре из искусственных материалов; 1 — нагрузка; 2 — фильтрационный поток; 3 — область недопустимых характеристик; 4 — область допустимых характеристик

ратного фильтра содержится 17% по массе, к размеру сводообразующих частиц $d_{св}$ слоя, им покрываемого, т. е. $\eta_m = D_{17}/d_{св}$.

Фактический коэффициент межслойности должен удовлетворять условию

$$\eta_m < \eta_{m, доп}. \quad (3.35)$$

где $\eta_{m, доп}$ — допустимый коэффициент межслойности, определяемый по формуле

$$\eta_{m, доп} = \left[1 / \left(0,252 \sqrt{\eta_{\phi}} \right) \right] (1 - n_{\phi}) / n_{\phi}. \quad (3.36)$$

Диаметр сводообразующих частиц $d_{св}$ из условия непрсыпаемости должен удовлетворять неравенству

$$d_{св} > 0,555 D_0, \quad (3.37)$$

где D_0 — средний диаметр пор, определяемый по формуле (3.21).

Кроме того исходя из требований, предъявляемых к коэффициенту фильтрации слоев обратных фильтров, $d_{св}$ должен удовлетворять формуле

$$d_{св} > 3,95 \sqrt{v k_{\phi} / (n_{\phi} g \varphi_1)}, \quad (3.38)$$

Индекс «Ф» относится к величинам, определяемым для слоя фильтра.

При использовании для обратных фильтров суффозионных грунтов допускается коэффициент неоднородности $\eta_{\phi} = D_{60}/D_{10} \leq 15$, несуффозионных — $\eta_{\phi} \leq 25$.

3. Подбор обратных фильтров для оснований из связных грунтов ($I_p > 0,07$) сводится к проверке пригодности существующего карьерного грунта в качестве первого слоя фильтра или к проектированию фильтра, составляемого искусственно. На рис. 3.9, б дан график ВНИИ ВОДГЕО, позволяющий подобрать первый слой обратного фильтра по коэффициенту неоднородности фильтра $\eta_{\phi} = D_{60}/D_{10}$ и его среднему диаметру D_{50} .

Во ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева оценку пригодности грунта для первого слоя фильтра, укладываемого на связный грунт, рекомендуют проводить по следующему неравенству:

$$D_{0 \max} < D_{0 \text{ расч.}} \quad (3.39)$$

где $D_{0 \max}$ определяют по формуле (3.21); $D_{0 \text{ расч.}}$, см, для дренажей, недоступных осмотру, и при воздействии фильтрационного потока с градиентом $J > 3$ определяют по формуле

$$D_{0 \text{ расч.}} = \sqrt{2,25 / [(1 - \varphi) J + \cos \theta]}, \quad (3.40)$$

где φ зависит от J ; J — заданный или расчетный градиент напора; θ — угол между направлениями фильтрации и силы тяжести.

Для дренажей внешних, доступных для осмотра во время эксплуатации, при градиенте напора $J < 3$ максимальный размер пор $D_{0 \max}$ не должен превышать 15 мм.

Для определения φ имеется специальный график (ВСН 02-65), а при предварительных расчетах можно пользоваться следующими значениями φ :

J	10	6,5	3,5	1
φ	0,45	0,4	0,3	0,1

Остальные слои обратного фильтра подбирают по рекомендациям для несвязных грунтов.

4. Использование искусственных материалов в качестве обратных фильтров. Для выстилки под креплением верховых откосов из мелкого песка, супеси, суглинков и глин удобно использовать негрунтовые обратные фильтры — искусственные полужесткие стекловатные маты толщиной 50—100 мм, размером 10×100 м с диаметром отверстий $d_{зк} = 11 \dots 17$ мкм, стеклосетки $d_{зк} = 14$ мкм и войлок из штапельного волокна с $d_{зк} = 15$ мкм. Для их применения необходимо, чтобы коэффициент фильтрации искусственного волокна k_{ϕ} был больше коэффициента фильтра-

ции закрываемого основания $k_{осн}$: для песчаных грунтов $k_{ф} \geq 5 k_{осн}$, для связных грунтов $k_{ф} \geq 20 k_{осн}$. Значения коэффициента фильтрации $k_{ф}$ волокна зависят от диаметра пор $d_{эк}$ и нагрузки p и могут быть определены по графику на рис. 3,9, в.

§ 18. ВОДОПРОНИЦАЕМОСТЬ ЭЛЕМЕНТОВ ПОДЗЕМНОГО КОНТУРА

При строительстве первых плотин на Волге — Ивановской, Угличской, Рыбинской — В. М. Моисеенко [153] обратил внимание на зависимость противодавления на сооружение от водопроницаемости бетона при наличии в основании глинистых грунтов с коэффициентом фильтрации $k_{осн}$, значительно меньшим коэффициента фильтрации бетона $k_{б}$. В дальнейшем на основании работ, проведенных в НИСе Гидропроекта имени С. Я. Жука (И. С. Рояжиным и Л. Д. Сорокоумовой), было установлено, что водопроницаемостью бетонных сооружений можно пренебрегать только при соблюдении неравенства $k_{осн}/k_{б} \geq 50$. Учитывая небольшие напоры на гидромелиоративных сооружениях, Минводхоз СССР рекомендует для этих сооружений не учитывать водопроницаемость бетона при $k_{осн}/k_{б} \geq 25$.

Исследованиями было отмечено, что при малой водопроницаемости основания потери в бетонных плотинах играют роль дренажа, поэтому при малопроницаемых основаниях иногда предусматривают изоляционный слой из асфальтобетона или другого, практически водонепроницаемого материала по поверхности бетона, соприкасающейся с основанием. Целесообразность такого мероприятия, однако, должна быть специально обоснована.

1. **Водопроницаемость понура и водобоя.** В НИСе Гидропроекта разработаны графики для определения коэффициентов α и β приведения водопроницаемых понуров и водобоев к водонепроницаемым (рис. 3.10). Приведенные длины понура и водобоя определяют по зависимостям:

$$l_{пр.п} = \alpha l_n; \quad l_{пр.в} = \beta l_b, \quad (3.41)$$

где l_n и l_b — фактические длины понура и водобоя, м.

2. **Водопроницаемость шпунтового ряда.** Натурными наблюдениями за построенными сооружениями в нашей стране и за рубежом установлено, что шпунтовые ряды в первые годы эксплуатации в той или иной степени водопроницаемы; в дальнейшем вследствие колыматации щелей водопроницаемость шпунтовых рядов уменьшается. Учет водопроницаемости шпунтового ряда можно вести на модели ЭГДА или приближенно путем замены его горизонтальным элементом либо путем приведения водопроницаемого шпунта к водонепроницаемому в зависимости от типа шпунтового ряда — совершенного (доведенного до водоупора) или висячего.

Проницаемость шпунтового ряда, доведенного до водоупора, в соответ-

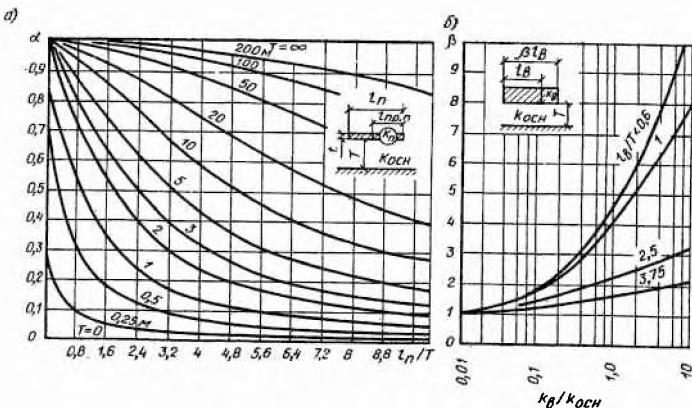


Рис. 3.10. Графики приведения водопроницаемых горизонтальных элементов к водонепроницаемым

а — для понуров; б — для водобоев

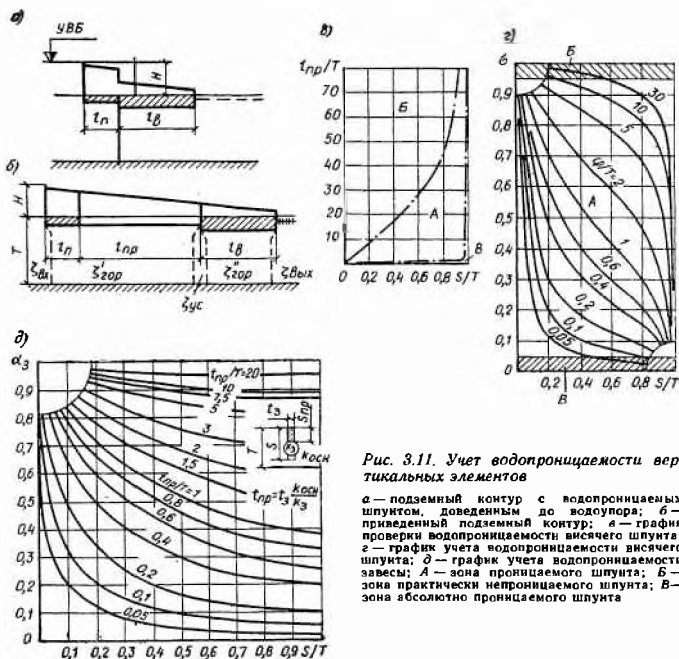


Рис. 3.11. Учет водопроницаемости вертикальных элементов

а — подземный контур с водопроницаемым шпунтом, доведенным до водоупора; б — приведенный подземный контур; в — график проверки водопроницаемости всячего шпунта; г — график учета водопроницаемости всячего шпунта; д — график учета водопроницаемости завесы; А — зона проницаемого шпунта; Б — зона практически непроницаемого шпунта; В — зона абсолютно проницаемого шпунта

ствии с предложением Е. А. Чугаевой, может быть учтена путем замены шпунтового ряда горизонтальным элементом длиной l_{np} . В основу расчета положен способ виртуальной замены проницаемости шпунтового ряда проницаемостью земляного массива толщиной l_{np} при условии, что в том и в другом случае будут получены одинаковые фильтрационные расходы. На рис. 3.11, а, б представлена схема замены совершенного шпунта горизонтальным элементом длиной l_{np} и построены эпюры напоров на сооружении с учетом водопроницаемости шпунта. В результате обработки натуральных данных установлено, что приведенную длину горизонтального элемента l_{np} , вводимого в расчет вместо водопроницаемого шпунта, можно назначать при хорошо кольматируемом шпунтовом ряду в пределах 150—180 м, а при отсутствии уверенности в кольматации щелей равной 50 м.

Проницаемость висячего шпунтового ряда, по данным ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева, рекомендуется учитывать в том случае, если на графике $l_{np}/T = f(S/T)$ (рис. 3.11, а) точка пересечения координат попадет в зону А. Учет водопроницаемости висячего шпунта заключается во введении в расчетную схему укороченного шпунта с помощью коэффициента σ , определяемого по графику С. Н. Нумерова. На рис. 3.11, г представлен график зависимости σ от отношений S/T и φ/T , где S — фактическая длина шпунта, м; φ — коэффициент, м; T — толщина основания до водоупора, м.

Для учета водопроницаемости бетонных, буробетонных и других аналогичных завес И. С. Ронжиным составлен график (рис. 3.11, д), позволяющий определять коэффициент приведения α_3 , учитывающий коэффициент фильтрации материала завесы и основания. Расчетная длина завесы S_{np} в этом случае будет равна:

$$S_{np} = \alpha_3 S, \quad (3.42)$$

где S — фактическая длина завесы.

Полученную расчетную длину S_{np} включают в расчетную схему для дальнейшего решения задачи.

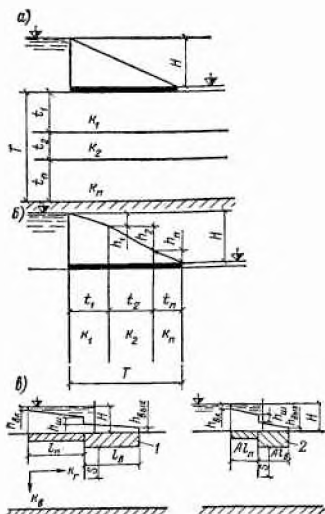


Рис. 3.13. Учет слоистости и анизотропии
а, б — схемы слоистости, соответственно параллельной и перпендикулярной направлению потока; а — схемы флюتبета — фактическая (1) и расчетная (2) с учетом анизотропии грунта

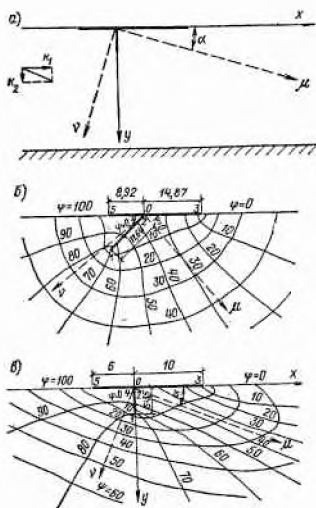


Рис. 3.14. Построение гидродинамической сетки при анизотропии грунтов

а — переход от координат x, y к координатам μ, ν ; б — сетка движения в новых координатах; в — неортогональная сетка движения с учетом анизотропии грунта

анизотропии λ . Значение $\lambda = k_2/k_1$, где $k_1 > k_2$.

В мягких осадочных породах коэффициент фильтрации в горизонтальном направлении k_r обычно значительно больше коэффициента фильтрации в вертикальном направлении k_b ; в лессовых грунтах из-за особенностей строения их отложений, наоборот, $k_b > k_r$.

Учет анизотропии при приближенных расчетах осуществляют путем изменения горизонтальных размеров подземного контура в A раз:

$$A = \sqrt{k_b/k_r}. \quad (3.49)$$

Далее все расчеты выполняют для нового искаженного флюتبета, а затем напоры, полученные для искаженной схемы, переносят на фактический подземный контур при анизотропном основании (рис. 3.13, в).

Для точного решения задачи при анизотропии грунтов П. Я. Полубариновой-Кочинной разработана методика построения гидродинамической сетки, в которой осуществляют переход от координат x, y к координатам μ, ν (рис. 3.14), связанным между собой зависимостями:

$$\mu = x \cos \alpha + y \sin \alpha; \quad \nu = (1/\sqrt{\lambda})(-x \sin \alpha + y \cos \alpha), \quad (3.50)$$

где α — угол между направлением фильтрации и осью x ; $\lambda = k_2/k_1$.

Ось абсцис $y=0$ в новых координатах перейдет в прямую $\nu/\mu = -\operatorname{tg} \alpha/\sqrt{\lambda}$, а угол между этой новой прямой и осью μ даст $\operatorname{tg} \delta = -\operatorname{tg} \alpha/\sqrt{\lambda}$. Ось ординат $x=0$ перейдет в прямую $\nu/\mu = \operatorname{ctg} \alpha/\sqrt{\lambda}$, а угол, образованный новой прямой и осью μ , определится из уравнения

$$\operatorname{tg} \beta = \operatorname{ctg} \alpha/\sqrt{\lambda}, \quad (3.51)$$

Найдя с помощью формул (3.50) длину преобразованных элементов подземного контура, можно графически или экспериментально построить квадратичную сетку движения в новых координатах. Для получения фактической, несротогональной сетки движения в плоскости xu необходимо сделать пересчет по решениям относительно x и y уравнениям:

$$x = \mu \cos - v \sqrt{\lambda} \sin \alpha; \quad y = \mu \sin \alpha + v \sqrt{\lambda} \cos \alpha. \quad (3.52)$$

На рис. 3.14, б, в представлен расчет, выполненный В. С. Козловым для конкретного примера с анизотропным грунтом основания при $k_1=0,000049$ м/с и $k_2=0,000004$ м/с, коэффициенте анизотропии $\lambda=k_2/k_1=0,0816$ и угле между осью x и главной осью фильтрации $\alpha=19^\circ 7'$.

§ 20. СОВРЕМЕННЫЕ СХЕМЫ ПОДЗЕМНОГО КОНТУРА ПЛОТИН НА НЕСКАЛЬНОМ ОСНОВАНИИ

Выбор конфигурации подземного контура, длины его отдельных элементов и общей длины водонепроницаемой части до дренажей, соотношения длин вертикальных и горизонтальных элементов и мест для дренажей зависит от строения основания (наличия анизотропии, линз, прослоек, слоистости и наклона слоев), гранулометрического состава и коэффициента трения грунтов, залегающих в основании, их общей и местной фильтрационной прочности, наличия напорных грунтовых вод, глубины залегания поверхности водоупора, возможного способа производства работ, наличия местных материалов, транспортных путей и ряда других факторов.

В современном подземном контуре широко используют вертикальные элементы (зубья, шпунтовые ряды, буробетонные стенки, диафрагмы и различного рода завесы) совместно с горизонтальными и вертикальными дренажами. Это позволяет значительно уменьшать фильтрационное давление на горизонтальные элементы подземного контура (подошву плотины, водобоя и т. п.). Значительный эффект достигается устройством анкерного понура с вертикальным элементом в начале и горизонтальным дренажем перед зубом плотины. Такое решение подземного контура при обеспечении общей фильтрационной прочности основания позволяет обеспечить устойчивость плотины на сдвиг на грунтах с малым коэффициентом трения, вводя в работу большую часть массы воды, размещенной над понуrom.

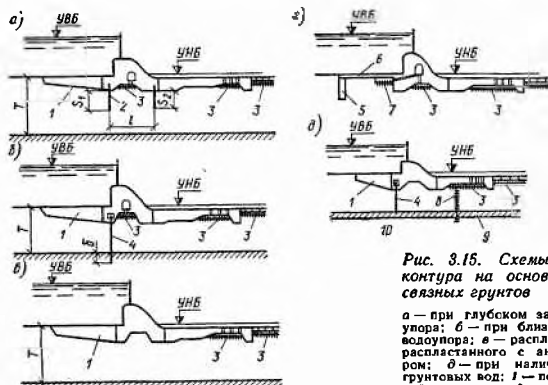


Рис. 3.15. Схемы подземного контура на основании из невязных грунтов

а — при глубоком залегании водоупора; б — при близком залегании водоупора; в — распластанного; г — распластанного с анкерным понуrom; д — при наличии напорных грунтовых вод: 1 — понур; 2 — висячий шпунт; 3 — горизонтальный дренаж; 4 — совершенный шпунт; 5 — буробетонная стенка или диафрагма (завеса); 6 — анкерный понур; 7 — дренаж под понуrom; 8 — вертикальный дренаж для снятия давления напорных вод; 9 — водонепроницаемый пласт; 10 — пласт с напорными водами

При наличии напорных грунтовых вод под маловодопроницаемыми грунтами небольшой мощности для обеспечения устойчивости основания и недопущения явления выпора в нижнем бьефе за сооружением широко пользуются вертикальным разгрузочным дренажем.

1. Подземный контур на основаниях из несвязных грунтов. В основаниях из несвязных грунтов довольно широко распространена анизотропия $k_r > k_v$, и поэтому здесь часто оказывают предпочтение подземным контурам с развитыми вертикальными элементами (рис. 3.15, а, б). Висячий шпунт (рис. 3.15, а) забивают на глубину $S \leq (0,4—0,5) T$. При расположении поверхности водоупора на значительной глубине длина шпунта составляет не более 5—10% горизонтальной проекции подземного контура. Шпунт, доведенный до водоупора (рис. 3.15, б), должен быть погружен в водонепроницаемый грунт на глубину, исключающую возможность проявления фильтрационных деформаций на контакте шпунт — водоупор — водопроницаемое основание. Глубину погружения δ шпунта в водоупор назначают из условия $J_{\text{вых}} \leq J_{\text{доп}}$. При совершенном шпунте дренаж, размещенный за ним, обеспечивает перехват фильтрационного потока, прошедшего через шпунтовый ряд из-за некоторой его проницаемости. В подземном контуре, представленном на рис. 3.15, б, фильтрационное давление почти полностью снимается с плотины и водобоя. На рис. 3.15, в показан распластаный подземный контур с дренажем, расположенным только под рисбермой. Отказ от дренирования подземного контура обычно бывает вызван слабой общей фильтрационной устойчивостью основания (например, наличие в основании мелкозернистых грунтов). Создание вертикальных элементов только в виде зубьев часто обусловлено невозможностью или экономической нецелесообразностью применения вертикальных элементов другого типа. На рис. 3.15, г показан распластаный подземный контур для грунтов основания, обеспечивающих большую общую фильтрационную прочность, т. е. допускающих большие значения средних градиентов $J_{\text{доп}}$. Устройство анкерного понура и расположение дренажа под ним (перед верхним зубом плотины) позволяет проектировать плотину облегченного типа с обеспечением ее устойчивости на сдвиг пригрузкой от воды на понур (см. гл. 19), присоединенный шарнирно к плотине. На рис. 3.15, д предусмотрен вертикальный разгрузочный дренаж, снимающий давление напорных вод, находящихся под водоупором небольшой мощности. Водоприемная часть вертикального дренажа размещена в водоносном пласте, подстилающем водоупорный пласт. Вывод напорных вод осуществляется в дренаж плотины и водобоя. Приемную часть вертикального дренажа целесообразно выполнять из пористого бетона.

Вертикальные элементы (шпунты) рекомендуется размещать на расстоянии, равном или большем суммы длин соседних шпунтов, т. е. $l \geq S_1 + S_2$ (рис. 3.15, а). При более близком расположении шпунтов их эффективность резко падает, и давление на горизонтальные элементы, расположенные между ними, возрастает по сравнению с давлением, возникающим при наличии одного только верхнего шпунта.

2. Подземный контур на основаниях из связных грунтов. При значительной мощности оснований из однородных связных грунтов эффективен распластаный подземный контур с анкерным понуром (рис. 3.16, а). Размещение дренажа в конце понура перед верхней гранью зуба плотины и устройство зуба в начале понура значительно повышают устойчивость сооружения на сдвиг благодаря снятию большей части фильтрационного давления дренажем, выдвинутым в верхний бьеф. В слабопроницаемых грунтах ($k_{\text{осв}} \leq k_6$) при отсутствии по подошве плотины слоя из практически водонепроницаемого материала (например, асфальтобетона) потеряна в теле плотины оказывает дренирующий эффект. При неоднородных в фильтрационном отношении грунтах (рис. 3.16, б), имеющих горизонтальные прослойки или линзы из более водопроницаемых

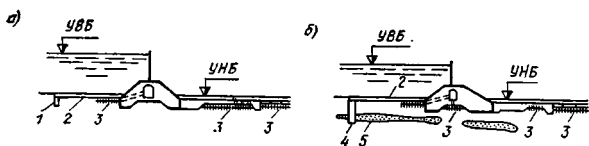


Рис. 3.16. Схемы подземного контура на основании из связных грунтов

а — распластанного; б — при неоднородных грунтах основания; 1 — зуб перед понуром; 2 — анкерный понур; 3 — горизонтальный дренаж; 4 — завеса (буробетонная стенка); 5 — прослойка или линзы из сильнофильтрующих грунтов

грунтов, в подземном контуре предусматривают вертикальные элементы — диафрагмы, буробетонные стенки, глубокие зубья. При пестром строении основания наибольший эффект достигается при расположении вертикального элемента перед понуром и, если позволяют грунты, при устройстве дренажа в конце или в начале понура, непосредственно за вертикальным элементом.

Если в основании имеются прослойки грунта, перекрывающие напорные грунтовые воды, или если верхний слой основания малой мощности имеет коэффициент фильтрации, меньший, чем подстилающие его грунты, для снятия давления напорного потока предусматривают вертикальный дренаж, оканчивающийся в водоносной, более проницаемой толще.

Г Л А В А 4

ФИЛЬТРАЦИЯ ВОДЫ В СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

§ 21. ОСОБЕННОСТИ ФИЛЬТРАЦИИ ВОДЫ В СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

В скальных породах фильтрационный поток проходит по трещинам. Водопроницаемость скальных пород характеризуют *удельным водопоглощением* и *коэффициентом фильтрации*, зависящими от трещиноватости массива (направления, размера и общей протяженности трещин), наличия заполнителя и в значительной степени от напряженного состояния пород [36]. Водопроницаемость скального основания может уменьшаться при смыкании трещин под влиянием сжимающих напряжений и, наоборот, увеличиваться при их открытии под влиянием растягивающих напряжений. Изменение коэффициента фильтрации с изменением напряжения в скальном массиве (легниты) отмечалось при натурных исследованиях плотины Мекниненса в Испании.

В скальных породах возможны фильтрационные деформации двух видов: *механическая суффозия* (размыв и вынос заполнителя трещин) и *химическая суффозия* (выщелачивание легкорастворимых пород и включений — гипса, ангидрита, каменной соли, известняка). Для исключения химической суффозии устраивают дренажные скважины и вертикальные или наклонные завесы, иногда доводимые до нерастворимых пород (рис. 4.1).

На Ингури ГЭС, где трещины основания, сложенного известняками и доломитами, были заполнены плотной местами пластичной глиной и естественная водопроницаемость пород характеризовалась водопоглощением около 0,05 л/мин, с ростом давления нагнетания воды в скважину водопоглощение возросло вследствие фильтрационных деформаций заполнителя трещин до 0,8 л/мин. С помощью цементации фильтрационные деформации удалось пресечь и добиться снижения водопоглощения примерно до 0,006 л/мин. При длительном воздействии высоких давлений наблюдалось некоторое увеличение водопоглощения — до 0,008 л/мин.

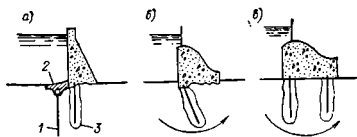


Рис. 4.1. Защита основания от выщелачивания

а — дренаж 1 и понур 2 перед цементационной завесой 3; б — наклонная цементационная завеса; в — две цементационные завесы, обеспечивающие создание застойной зоны

Исследования П. Лонда и Ф. Сабарли показали, что приращение открытия трещины прямо пропорционально давлению воды в ней.

Согласно предложению Ж. Серафима и А. Дель Кампо, для скальных пород с параллельно расположенными трещинами шириной e и расстоянием между ними l коэффициент фильтрации можно определить по формуле

$$k_f = \gamma_w e^3 / (12 \mu l), \quad (4.1)$$

где γ_w — объемный вес воды; μ — динамическая вязкость.

Фильтрационный поток может двигаться в скальных породах, не заполняя полностью сечение трещины, что исключает возможность использования при расчетах закона Дарси; это явление было обнаружено, например, при исследовании водопроницаемости основания арочной плотины Рапель в Чили.

§ 22. ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННАЯ ЗАЩИТА ОСНОВАНИЯ

Для улучшения свойств скального основания в гидротехнической практике применяют укрепительную и связующую цементацию, а также противofильтрационные завесы. Для создания завес используют цементные и глиняные растворы, стекло жидкое, битумы и их комбинации (см. гл. 2).

Укрепительная цементация, иногда называемая площадной, создает монолитность основания, повышает его модуль деформации и уменьшает неупругие деформации пород. Размещают ее под подошвой сооружения (см. далее рис. 4.2). В зависимости от толщи пород с сильной трещиноватостью глубину завесы назначают от 5 до 15 м. Для уменьшения влияния площадной цементации на противодавление нагнетание осуществляют густыми растворами с относительно низким водоцементным отношением. В этом случае цементный камень заполняет только крупные трещины, а мелкие остаются свободными для выхода фильтрационного потока.

Связующую цементацию, увеличивающую водонепроницаемость контакта подошвы бетонной плотины с основанием, устраивают иногда при возможности появления растягивающих напряжений по контактному шву со стороны верхнего бьефа. Размещают ее в верховой части подошвы плотины, создавая в плане одно целое с укрепительной цементацией.

Цементационные завесы используют для снижения противодавления на подошву сооружения, уменьшения фильтрационного расхода, предохранения растворимых пород от химической суффозии и предотвращения размыва и выноса заполнителя трещин при значительных напорах. Размещают цементационную завесу как можно ближе к напорной грани бетонной плотины (иногда в начале короткого понура — со сдвижкой от области возможных растягивающих напряжений в основании; см. гл. 18) или в центре подошвы ядра (или экрана) грунтовой плотины. Длину завесы назначают в зависимости от напора, создаваемого сооружением, и от водопоглощения пород.

Завеса может быть доведена до практически водонепроницаемой скалы (водоупора) или выполнена в виде висячей преграды. В последнем случае глубину (длину) завесы назначают от 0,5 до 0,7 H , где H — действующий напор на плотину. В некоторых случаях она может быть и больше, например на плотине Мовуазен (Швейцария) длина завесы достигает 220 м при высоте плотины 236 м.

При отсутствии в основании растворимых пород завесу доводят до глубины, где удельное водопоглощение пород составляет 0,01—0,05 л/мин на 1 м длины скважины, а при прогнозировании возможности химической суффозии — до глубины, где удельное водопоглощение

не превышает 0,01 л/мин. Водопоглощение завесы q назначают в зависимости от напора H :

H , м . . .	<30	30—100	>100
q , л/мин, не более . . .	0,05	0,03	0,01

Толщина завесы должна обеспечивать допустимые градиенты $J_{\text{доп}}$, т. е.

$$J_{\text{max}} \neq \Delta H/l < J_{\text{доп}} \quad (4.2)$$

где J_{max} — максимальный градиент напора в теле завесы; Δ — коэффициент приведения; H — действующий напор; l — толщина завесы.

Значения $J_{\text{доп}}$, указанные в СНиП II-16-76, приведены в табл. 4.1 и принимаются в зависимости от q или $k_{\text{ф}}$. Приближенные значения Δ для завес, не доведенных до водоупора, при наличии за ними вертикального дренажа можно принимать по табл. 4.2.

Таблица 4.1

Характеристики водопроницаемости завесы		$J_{\text{доп}}$
удельное водопоглощение q , л/мин, не более	коэффициент фильтрации $k_{\text{ф}}$, см/с, не более	
0,05	$1 \cdot 10^{-4}$	15
0,03	$6 \cdot 10^{-5}$	20
0,01	$1 \cdot 10^{-5}$	30

Таблица 4.2

Отношение ширины плотины по подошве к глубине завесы	Δ
<1	0,75—0,85
1—2	0,7—0,75
>2	0,65—0,7

Наибольшую толщину завесы назначают непосредственно у подошвы плотины, уменьшая ее по глубине путем исключения крайних рядов цементационных скважин. Обычно до конца доводят один-два ряда скважин. Диаметр скважин $d=50 \dots 100$ мм. Скважинам цементации придают вертикальное или наклонное направление в зависимости от направления трещин и характера залегания напластований.

Эффективность завесы обеспечивается ее сплошностью и плотностью. Сплошность завесы зависит от расстояний между скважинами — зона влияния каждой скважины должна захватывать зоны влияния соседних. На Усть-Каменогорской плотине (основание-габбро) среднее расстояние между осями скважин составляет 1,4 м, на Братской плотине (основание — диабазы) — 4 м, на Ладжанурской (основание — известняк) — 2 м, на плотине Кентукки (основание — известняк) — 3,5 м. Чем больше трещиноватость, тем больше назначают расстояния между скважинами первой очереди.

Толщину пригрузочного слоя $h_{\text{пр}}$, м, при цементации назначают по зависимости

$$h_{\text{пр}} = 10p/(\gamma_6 n), \quad (4.3)$$

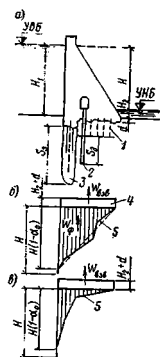
где p — наибольшее давление при цементации, 0,1 МПа (кгс/см²); γ_6 — удельный вес бетона, 10 кН/м³ (тс/м³); n — коэффициент, учитывающий возможность безопасного повышения давления при нагнетании, принимаемый равным 1,5—2.

Цементация эффективна при ширине трещин $e \geq 0,1$ мм. Давление нагнетания составляет 1—3 МПа (10—30 ат) и более. Чем тоньше трещины, тем больше увеличивают давление путем постепенного нарастания. При тонких трещинах в цементный раствор добавляют пластифицирующие добавки и глины.

При наличии агрессивных вод используются битумизацией (нагнетание битумных эмульсий — взвешенных частиц битума в воде — или прогретого электрическим током жидкого асфальта) либо глинизацией (нагнетание смеси глины, песка и воды). Глинизацией пользуются также при наличии в основании карста, каверн и трещин значительных размеров. Для сильно нарушенных и закарстованных пород используют густые глиноцементные растворы состава 1:2—1:3 (цемент:глина). В этом случае при обеспечении большей водонепроницаемости экономия цемента достигает 30—50%.

Дренажные системы, устраиваемые совместно с цементационной завесой, позволяют значительно уменьшить фильтрационное давление (рис. 4.2). В скальных основаниях они могут быть выполнены в виде вертикальных дренажных скважин, иногда называемых дренажными завесами, или горизонтального дренажного слоя. Глубину дренажных

Рис. 4.2. Влияние дренажа и завесы на фильтрационное давление под плотиной на скальном основании



а — схема плотины; б — эпюры противодействия при отсутствии противофильтрационных элементов; в — эпюра противодействия при наличии дренажа и завесы; 1 — укрепительная (площадная) цементация; 2 — вертикальный дренаж; 3 — цементационная завеса; 4 — эпюра взвешивающего давления; 5 — эпюра фильтрационного давления

вертикальных скважин S_d назначают от 0,5 до 0,75 глубины противофильтрационной завесы S_3 . Расширенные швы бетонных плотин (см. гл. 22) также обеспечивают хорошее дренирование основания и снимают часть фильтрационного давления с подошвы плотины.

Наиболее широко используют вертикально (иногда наклонно) расположенные дренажные скважины, размещаемые в один ряд на расстоянии 2—5 м друг от друга. Диаметр скважин принимают не менее 25 см. Ось дренажа размещают за цементационной завесой на расстоянии двух—четырех шагов между скважинами цементации, но не менее 4 м для исключения возможности вымыва цементного камня из завесы фильтрационным потоком. При наличии в трещинах мелкого заполнителя для предотвращения его выноса дренажные скважины закрепляют перфорированными трубами с гравийными фильтрами.

При прочих скальных основаниях, не подверженных химической суффозии, наряду с вертикальным дренажем эффективен горизонтальный дренаж в виде продольных и поперечных галерей, располагаемых на расстоянии 10—15 м друг от друга. Размеры галерей должны быть достаточны для пропуска профильтровавшегося расхода и прохода обслуживающего персонала.

Дренажи устраивают не только в основании плотины, но и в береговых примыканиях — для перехвата обходного фильтрационного потока с целью обеспечения устойчивости береговых склонов в нижнем бьефе (см. гл. 20).

§ 23. ФИЛЬТРАЦИОННОЕ ДАВЛЕНИЕ В СКАЛЬНЫХ ПОРОДАХ

Конфигурация эпюры противодействия зависит от трещиноватости скальных пород и поэтому может быть различной. Устраиваемые в основании дренажи не могут полностью снять фильтрационного давления (см. рис. 4.2, в), так как дренаж не в состоянии перекрыть все трещины основания.

Принятые способы учета фильтрационного давления в скальных породах основаны на схематизации данных натурных исследований на построенных плотинах. Принимают, что напор под сооружением уменьшается от полной величины H до нуля в нижнем бьефе, изменяясь по длине отдельных участков основания по закону прямой (рис. 4.3). Потери напора перед завесой учитывают коэффициентом α_0 . В зависимости от мощности ожидаемых отложений наносов и трещиноватости пород α_0 принимают равным от 0 до 0,05—0,08; часто его значения принимают по данным построенных плотин. Влияние завесы и дренажа учитывают введением коэффициентов α'_1 и α''_1 , уменьшающих ординаты эпюры фильтрационного давления под серединой цементационной завесы до $\alpha'_1 H$ и по оси дренажа до $\alpha''_1 H$. В расчетах, как правило, принимают $\alpha'_1 = 0,4$ и $\alpha''_1 = 0,2$.

На рис. 4.3 представлены эпюры фильтрационного давления, принимаемые при расчетах плотин различной высоты. Значение фильтрационного давления может быть определено по следующим зависимостям: при $H < 25$ м, отсутствии цементационной завесы и наличии дренажа

$$W_\phi = 0,5\gamma_b H l (1 - \alpha_0) \alpha_2; \quad (4.4)$$

при $25 \leq H < 75$ м, наличии дренажа

$$W_\phi = 0,5\gamma_b H [l (1 - \alpha_0) + B \alpha_1'] \alpha_2; \quad (4.5)$$

Рис. 4.3. Расчетные эпюры фильтрационного давления для плотин различной высоты

а — схема плотины; б — эпюра фильтрационного давления при $H < 25$ м; а — то же, при $25 \leq H < 75$ м; г — то же, при $H \geq 75$ м

при $H \geq 75$ м, наличии завесы и дренажа

$$W_{\Phi} = 0,5\gamma_{в}H [l_1 (1 + \alpha'_1 - \alpha''_1) + L_2 \alpha'_1 + B\alpha'_1] \alpha_2, \quad (4.6)$$

где α_2 — коэффициент площадной пористости, принимаемый равным 0,7—0,95, возможно его снижение до 0,4. СН 123—60 принимают $\alpha_2 \approx 1$. Остальные обозначения приведены на рис. 4.3.

Полная эпюра противодействия $W_{\text{пд}}$ складывается из эпюры фильтрационного W_{Φ} и взвешивающего $W_{\text{взв}}$ давления:

$$W_{\text{пд}} = W_{\Phi} + W_{\text{взв}}. \quad (4.7)$$

Значение взвешивающего давления определяют по формуле

$$W_{\text{взв}} = (H_2 + d) B \gamma_{в} \alpha_2. \quad (4.8)$$

где $H_2 + d$ — расстояние от уровня воды в нижнем бьефе до подошвы плотины.

При устройстве плотин любой высоты без противофильтрационной завесы с одним только дренажем основания фильтрационное давление ориентировочно можно определить по формуле

$$W_{\Phi} = 0,5\gamma_{в}H (l + B\alpha'_1), \quad (4.9)$$

где α'_1 принимают равным 0,5.

Как показали наблюдения за построенными плотинами, фильтрационное давление на подошву плотины со временем уменьшается вследствие заиливания водохранилища.

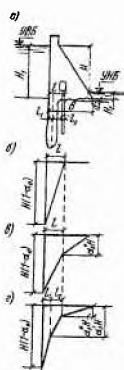
Эпюра фильтрационного давления на рис. 4.3, б не отражает истинного характера давления потока на подошву сооружения. Эта эпюра весьма условна, она позволяет лишь упростить расчет фильтрационного давления для плотин небольшой высоты, фактически же за дренажем имеется некоторое фильтрационное давление. Отличие эпюры фильтрационного давления на рис. 4.3, в от эпюры на рис. 4.3, г также вызвано не фактическим влиянием высоты плотины, а упрощением расчетной схемы.

Если коэффициент фильтрации скалы $k_{\text{ск}}$ больше коэффициента фильтрации заполнителя трещин k_2 , то на контакте заполнителя с трещиноватой скалой наблюдается контактная фильтрация и возможен контактный размыв. Для исключения контактного размыва и переноса заполнителя в другие трещины необходимо, чтобы градиент напора в скале был меньше допустимого для заполнителя. При $k_{\text{ск}} < k_2$ выноса заполнителя не будет, но, если он обладает суффозионными свойствами, возможен его размыв. Оценку фильтрационных деформаций заполнителя во ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева рекомендуют вести по зависимостям, предложенным для нескальных оснований (см. гл. 3).

Э. С. Калустян предлагает для предварительной проверки заполнителя из связного грунта на выпор определять допустимый градиент напора по формуле

$$J_{\text{доп.з}} = 2 c_{\text{экв}} \times K_n K_p / (K_{\text{зап}} \gamma_{в} \delta_{\text{от}}), \quad (4.10)$$

где $c_{\text{экв}}$ — эквивалентное сцепление, учитывающее сцепление и трение; K_n — коэффициент, учитывающий переход выходных градиентов к средним (автор рекомендует принимать $K_n = 0,046$); K_p — коэффициент, учитывающий снижение прочности заполнителя (согласно рекомендациям Н. А. Цытовича, $K_p = 0,75$); $K_{\text{зап}}$ — коэффициент запаса, принимаемый в зависимости от класса сооружения от 1,5 до 2,5; $\delta_{\text{от}}$ — размер отрывающихся отдельных частей, устанавливаемый петрографическими исследованиями, в среднем равный 3—5 мм.



ФИЛЬТРАЦИЯ ВОДЫ В БЕРЕГОВЫХ ПРИМЫКАНИЯХ
ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

§ 24. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Создаваемый гидроузлом напор оказывает значительное влияние на гидрогеологические условия прилегающих территорий. Подъем уровня грунтовых вод при отсутствии необходимых инженерных мероприятий нередко приводит к нарушению устойчивости берегов, подтоплению и заболачиванию террас и склонов в нижнем бьефе. Кроме фильтрации под сооружением возникает обходная фильтрация вдоль устоев, стен судходных шлюзов и других гидротехнических сооружений. Обходной фильтрационный поток оказывает давление на отдельные элементы сооружения, сопрягающиеся с береговыми примыканиями и земляными плотинами. При расчете обходной фильтрации проводят проверку общей фильтрационной прочности обратных засыпок и выходных градиентов на границе с дренажем или на выходе непосредственно в нижний бьеф.

Грунтовой поток в берегах и обходная фильтрация за сооружением имеют пространственный характер. Для территорий со сложным геологическим строением и для сооружений I и II класса капитальности при решении задач, связанных с обходной фильтрацией и подтоплением площадей, пользуются плановыми и пространственными моделями ЭГДА. Для предварительных расчетов и для сооружений III и IV класса возможно аналитическое определение положения депрессионной поверхности с использованием рекомендаций Е. А. Замарина, В. П. Недриги, Н. Н. Веригина, В. И. Аравина, С. И. Нумерова и др.

§ 25. ПОЛОЖЕНИЕ ДЕПРЕССИОННОЙ ПОВЕРХНОСТИ
ФИЛЬТРАЦИОННОГО ПОТОКА ЗА УСТОЕМ

На рис. 5.1 представлены возможные схемы обтекания устоя, примыкающего к берегу и земляной плотине. При аналитическом решении задач представленных на схемах а и б, В. П. Недригой [122] были сделаны следующие допущения: грунты примыкания однородны, движение фильтрационного потока установившееся и подчиняется закону Дарси (см. гл. 3); поверхность водоупора горизонтальна; проницаемые границы области фильтрации вертикальны; взаимное влияние напорного потока, протекающего под сооружением, и безнапорного обходного отсутствует.

При расчете по схеме а глубину обходного фильтрационного потока вдоль устоя определяют по формуле

$$h = \sqrt{\frac{h_1^2 + h_2^2}{2} + \frac{h_3^2 - h_2^2}{\pi} \arcsin \frac{-\alpha_1 - \alpha_2 \xi}{1 - \xi} + \frac{h_3^2 - h_1^2}{\pi} \arcsin \frac{\alpha_4 \xi - \alpha_3}{1 + \xi}}, \quad (5.1)$$

где h_1 , h_2 , h_3 — глубина потока (до водоупора) соответственно в верхнем и нижнем бьефах и на контуре естественного грунтового питания; α_1 , α_2 , α_3 , α_4 — коэффициенты, вычисляемые по зависимостям:

$$\alpha_1 = \frac{\lambda - \delta - 2\lambda\delta}{\lambda + \delta}; \quad \alpha_2 = \frac{2 + \lambda - \delta}{\lambda + \delta}; \quad \alpha_3 = \frac{\delta - \lambda - 2\lambda\delta}{\lambda + \delta}; \quad \alpha_4 = \frac{2 + \delta - \lambda}{\lambda + \delta}. \quad (5.2)$$

Константы λ и δ , зависящие от размеров устоя и расстояния T до контура питания, подсчитывают по выражениям:

$$\lambda = \sqrt{1 - \cos^2 \frac{\pi S}{2T} \operatorname{ch}^2 \frac{\pi l_1}{2T}}; \quad \delta = \sqrt{1 - \cos^2 \frac{\pi S}{2T} \operatorname{ch}^2 \frac{\pi l_2}{2T}}. \quad (5.3)$$

Переменную ξ , зависящую от участка контура обтекания и координ-

нат x и y , изменяющихся в пределах $0 \leq y \leq S$, $-l_1 \leq x \leq 0$ и $0 \leq x \leq l_2$, можно определять по формулам:

на участке $бвг$

$$\xi = \pm \sqrt{1 - \cos^2 \frac{\pi S}{2T} \left| \operatorname{ch}^2 \frac{\pi y}{2T} \right|};$$

$$\text{при } 0 < \frac{S}{T} < 0,3$$

$$\xi = \pm \sqrt{\left[1 - \left(\frac{y}{S}\right)^2\right] \left/ \left[\left(\frac{2T}{\pi S}\right)^2 - \left(\frac{y}{S}\right)^2\right]\right.};$$

на участках $аб$ и $гд$

$$\xi = \pm \sqrt{1 - \cos^2 \frac{\pi S}{2T} \left| \operatorname{ch}^2 \frac{\pi x}{2T} \right|};$$

$$\text{при } 0 < \frac{l_i}{T} < 0,3$$

$$\xi = \pm \sqrt{\left[1 + \left(\frac{x}{S}\right)^2\right] \left/ \left[\left(\frac{2T}{\pi x}\right)^2 + \left(\frac{x}{S}\right)^2\right]\right.};$$

Ширина зоны обходной фильтрации со стороны верхнего бьефа

$$b = \frac{2T}{\pi} \operatorname{arch} \left(\cos \frac{\pi S}{2T} \sqrt{1 - \gamma^2} \right) - l_1, \quad (5.4)$$

где

$$\gamma = - \left[(h_3^2 - h_2^2) \rho - (h_3^2 - h_1^2) \right] / \left[(h_3^2 - h_2^2) \rho + (h_3^2 - h_1^2) \right];$$

$$\rho = \sqrt{(1 + \lambda)(1 - \delta) / [(1 + \delta)(1 - \lambda)]};$$

Минимальная длина диафрагмы S_{\min} , исключая обходную фильтрацию вдоль устоя, равна:

$$S_{\min} = \frac{2T}{\pi} \arccos \left(\sqrt{1 - \gamma^2} \operatorname{ch} \frac{\pi l_1}{2T} \right), \quad (5.5)$$

Потери воды из водохранилища на обходную фильтрацию определяют по формуле

$$Q = k_{\phi} \frac{h_3^2 - h_2^2}{2\pi} \operatorname{arch} \frac{-\alpha_1 - \alpha_2 \gamma}{1 - \gamma} - k_{\phi} \frac{h_3^2 - h_1^2}{2\pi} \operatorname{arch} \frac{\alpha_3 - \alpha_4 \gamma}{1 + \gamma}, \quad (5.6)$$

При расчете по схеме $б$ для определения глубины обходного фильтрационного потока вдоль устоя используют приведенный напор h_{np} :

$$h = \sqrt{(h_1^2 - h_2^2) h_{np} + h_2^2}, \quad (5.7)$$

Значения приведенного напора h_{np} можно подсчитывать по формулам акад. Н. Н. Павловского:

на участке $аб$ ($-l_1 \leq x \leq 0$)

$$h_{np} = 1 - \frac{1}{\pi} \arccos \left[\frac{1}{a} \left(b + \sqrt{1 + \left(\frac{x}{S}\right)^2} \right) \right]; \quad (5.8)$$

на участке $гд$ ($0 \leq x \leq l_2$)

$$h_{np} = \frac{1}{\pi} \arccos \left[\frac{1}{a} \left(\sqrt{1 + \left(\frac{x}{S}\right)^2} - b \right) \right]; \quad (5.9)$$

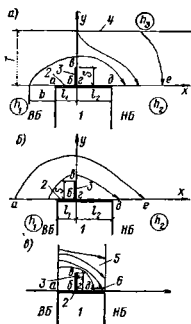


Рис. 5.1. Схемы фильтрации в обход устоя

а — при влиянии естественного грунтового потока; б — при отсутствии влияния бытового грунтового потока; е — в теле земляной плотины; 1 — бетонная плитина; 2 — устой; 3 — диафрагма; 4 — контур питания; 5 — земляная плотина; 6 — дренаж

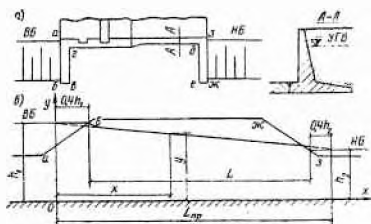


Рис. 5.2. Расчетная схема обтекания устоя в теле земляной плотины

a — план и разрез по устью; *б* — развернутый контур устоя

на верхней грани диафрагмы — участок *бв* ($0 \leq y \leq S$)

$$h_{np} = 1 - \frac{1}{\pi} \arccos \left[\frac{1}{a} \left(b + \sqrt{1 - \left(\frac{y}{S} \right)^2} \right) \right]; \quad (5.10)$$

на нижней грани диафрагмы — участок *вг* ($0 \leq y \leq S$)

$$h_{np} = \frac{1}{\pi} \arccos \left[\frac{1}{a} \left(\sqrt{1 - \left(\frac{y}{S} \right)^2} - b \right) \right], \quad (5.11)$$

$$\text{где } a = 0,5 \left[\sqrt{1 + (l_1/S)^2} + \sqrt{1 + (l_2/S)^2} \right];$$

$$b = 0,5 \left[\sqrt{1 + (l_2/S)^2} - \sqrt{1 + (l_1/S)^2} \right];$$

Уклон берегов может быть учтен введением «эквивалентной призмы» — приемом, используемым при фильтрационных расчетах земляных плотин (см. гл. 13).

Потери воды из водохранилища на обходную фильтрацию — на границе *де* нижнего бьефа ($l_2 \leq x \leq +\infty$) — определяют по формуле

$$Q = k_{\phi} \frac{h_1^2 - h_2^2}{2\pi} \operatorname{arch} \left[\frac{1}{a} \left(\sqrt{1 + \left(\frac{x}{S} \right)^2} - b \right) \right], \quad (5.12)$$

При расчете по схеме *в* можно использовать предположение Р. Р. Чугаева, в основу которого положены следующие допущения: задача решается как плоская, за расчетную длину обходного фильтрационного потока принимается контур устоя *ад* со стороны обратной засыпки, развернутая депрессионная поверхность, опоясывающая устоя, рассчитывается как депрессионная кривая в однородной земляной плотине (рис. 5.2). На основании принятых допущений вычерчивают развернутый контур устоя в виде земляной плотины, которую заменяют расчетным массивом с вертикальными границами. Приведенная длина массива равна:

$$L_{np} = L + 0,4h_1 + 0,4h_2, \quad (5.13)$$

Далее строят кривую депрессии, используя уравнение Дюпюи:

$$y = \sqrt{h_1^2 - \frac{x}{L_{np}} (h_1^2 - h_2^2)}, \quad (5.14)$$

Все обозначения приведены на рис. 5.2.

§ 26. ФИЛЬТРАЦИЯ В БЕРЕГАХ ВОДОХРАНИЛИЩА ПРИ ОБТЕКАНИИ ПЛЕЧА ПЛОТИНЫ

В берегах водохранилища возможны две схемы фильтрации: 1 — грунтовый поток питает реку (рис. 5.3, *a*); 2 — грунтовый поток питается из реки (рис. 5.3, *б*). После создания водохранилища в течение длительного периода времени, иногда достигающего десятилетий, происхо-

дит водонасыщение грунтов берегов вследствие фильтрации из водохранилища и подъема естественных грунтовых вод. Вопросу влияния водохранилища посвящен ряд работ [1]. Для практического решения задач подтопления пользуются моделью ЭГДА. Е. А. Замариным для приближенного решения задачи обтекания фильтрационным потоком плеча плотины предложено построение гидродинамической сети проекций гидроизогипс потока [67] (рис. 5.4). В основу решения положены следующие допущения: ось плотины перпендикулярна урезам воды в верхнем и нижнем бьефах, урезы воды прямолинейны, поверхность водоупора горизонтальна, грунты в фильтрационном отношении однородны, движение фильтрационного потока установившееся и подчиняется закону Дарси. Высотное положение гидроизогипс по их проекциям определяют по зависимости

$$h_n^2 - h_{n-1}^2 = (H_{\max}^2 - H_{\min}^2) / P, \quad (5.15)$$

где h_n и h_{n-1} — высота от водоупора до каждой из двух смежных гидроизогипс; H_{\max} и H_{\min} — глубина потока в верхнем и нижнем бьефах (до водоупора); P — число поясов гидродинамической сетки (на рис. 5.4 $P=8$).

Сопоставление результатов расчета по гидродинамической сетке рис. 5.4 с результатами, полученными на пространственной модели обтекания плеча плотины, дало вполне приемлемую сходимость. При $H_{\max}/T > 2$ положение гидроизогипс, полученное обоими способами, практически совпадало; при $H_{\max}/T = 1$ наблюдалось расхождение в положении гидроизогипс на участке выхода в нижний бьеф, где ошибка составляла 4—9%. Совмещение плана примыкания плотины к берегу с планом гидроизогипс и нахождения точек пересечения гидроизогипс с горизонталями местности и с сооружениями водосборного тракта и водозабора позволяют приблизительно определить места выклинивания фильтрационного потока в борта тальвега в нижнем бьефе, а также области подтопления и заболачивания и назначить местоположение застенного дренажа на сооружениях и дренажей, обеспечивающих осушение откосов.

§ 27. ФИЛЬТРАЦИЯ ПОД СООРУЖЕНИЯМИ НА КАНАЛАХ

Формирование фильтрационного потока под гидротехническими сооружениями на каналах (регуляторами, сопрягающими и т. п.) зависит от характера фильтрации воды из канала. Фильтрация воды из ка-

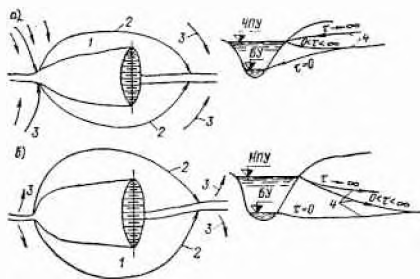


Рис. 5.3. Схемы фильтрации в берегах водохранилища

а — река питается грунтовым потоком; б — река питает грунтовой поток; 1 — область фильтрации из водохранилища; 2 — граница области фильтрации на водохранилище; 3 — направление питания; 4 — депрессионная поверхность в различные моменты времени t

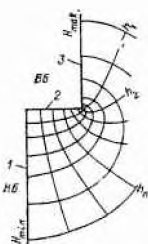


Рис. 5.4. Гидродинамическая сетка проекций гидроизогипс потока, обтекающего плечо плотины

1 — уровень грунтовых вод за плотиной; 2 — плотина; 3 — урез водохранилища

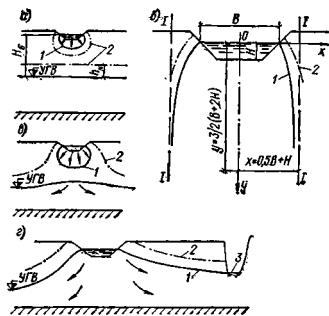


Рис. 5.5. Схемы фильтрации из канала

а — свободной в первый период работы канала; б — свободной установившейся; в — свободной, переходящей в подпертую; г — подпертой; 1 — граница области фильтрации; 2 — граница капиллярной каймы; 3 — открытый водоприемник

нала может проходить по одной из трех схем (рис. 5.5): I — свободная фильтрация в течение всего периода работы канала; II — свободная фильтрация в начальный период работы канала в последующем переходит в подпертую; III — подпертая фильтрация с начала работы канала.

По данным С. Ф. Аверьянова, фильтрация проходит по схеме I при $Q_{\phi} < Q_{\lambda}$, что возможно при глубоком залегании поверхности водоупора и наличии противофильтрационной одежды на канале; фильтрация проходит по схеме II при $Q_{\phi} > Q_{\lambda}$ и $H_0 < H_6$ — при относительно глубоко расположенной поверхности водоупора фильтрация проходит сначала по схеме I, а после смыкания фильтрационного потока с капиллярной каймой грунтовых вод переходит в подпертую. При близком залегании поверхности водоупора, когда $Q_{\phi} > Q_{\lambda}$ и $H_0 > H_6$, наблюдается плохой естественный отток грунтовых вод и фильтрация проходит по схеме III.

Здесь Q_{ϕ} — расход при установившейся фильтрации из канала; Q_{λ} — наиболее возможный отток грунтовых вод, включая потери на испарение; H_6 — фактическое превышение уровня воды в канале над уровнем грунтовых вод; H_0 — «критическая» глубина залегания грунтового потока от поверхности воды в канале, обеспечивающая свободную фильтрацию при данных конкретных условиях.

При свободной фильтрации (схема I) расход Q_{ϕ} зависит от размеров канала, гидрогеологических условий трассы, фильтрационных свойств грунтов и наличия противофильтрационной одежды на канале. При установившейся фильтрации область, занятая фильтрационным потоком, согласно расчетам Н. Н. Павловского, ограничена двумя асимптотами I—I, расположенными на расстоянии $x = 0,5B + H$ от оси канала (см. рис. 5.5, б). На глубине $y = \sqrt[3]{\frac{1}{2}(B+2H)}$ с ошибкой, не превышающей 0,01 H, ширина области фильтрации может быть принята равной $2x = B + 2H$.

$$(5.16)$$

Формирование фильтрационного потока под сооружением зависит от конфигурации подземного контура. Наиболее распространенные подземные контуры регулирующих сооружений на каналах представлены на рис. 5.6. Они характерны слаборазвитыми, а иногда и полностью отсутствующими вертикальными элементами. Отсутствие вертикальных элементов достаточной длины приводит к появлению напорных участков фильтрации как со стороны верхнего, так и со стороны нижнего бьефа (рис. 5.6, а, б, в) или к увлажнению грунта в начале и конце

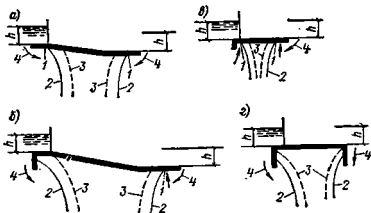
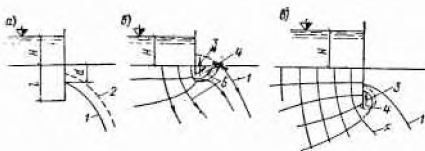


Рис. 5.6. Схемы подземных контуров

а, б — регуляторов, совмещенных с быстроотком; в, г — регуляторов; 1 — горизонтальные участки подземного контура, находящиеся в области напорной фильтрации; 2 — свободная поверхность фильтрационного потока под сооружением; 3 — граница капиллярной каймы; 4 — направление фильтрации из канала

Рис. 5.7. Схемы обтекания вертикального элемента при глубоком залегании грунтовых вод (фильтрация из канала по схеме 1)



а — расчетная; б — при недостаточной длине вертикального элемента; в — при достаточной длине вертикального элемента; 1 — свободная поверхность фильтрационного потока; 2 — граница капиллярной каймы; 3 — вертикальная составляющая гидродинамической силы; 4 — область возможного выпора; 5 — линии тока

сооружения, что неблагоприятно сказывается на устойчивости сооружений в районах с глубоким промерзанием грунта.

Длина вертикальных элементов подземного контура l (рис. 5.7, а), исключающая появление напорных участков на горизонтальных элементах флютбета, может быть определена по формуле В. В. Ведерникова [27]:

$$l = \sqrt{(H + h_k + d)^2 - 4(H + h_k)^2/\pi^2} - (H + h_k) + [2(H + h_k)/\pi] \arcsin \{2(H + h_k)/[\pi(H + h_k + d)]\}, \quad (5.17)$$

где h_k — высота капиллярного поднятия; остальные обозначения приведены на рис. 5.7, а.

В формуле (5.17) при назначении длины вертикальных элементов учитывается высота капиллярного поднятия, что особенно важно при проектировании сооружения на пучинистых грунтах. При длине вертикального элемента $l \leq 0,21(H + h_k)$ непосредственно за ним будет участок напорной фильтрации или повышенной влажности, обусловленной капиллярным поднятием. Свободная поверхность фильтрационного потока за шпунтом описывается уравнением цепной линии:

$$y = H + h_k - (H + h_k + d) \operatorname{ch} \{ \pi x / [2(H + h_k)] \}. \quad (5.18)$$

При обтекании фильтрационным потоком вертикального элемента за ним возникает область, в которой гидродинамическая сила имеет вертикальную составляющую значительной величины, способную при небольших размерах элемента вызвать фильтрационные деформации выпора. Максимальное значение вертикальной составляющей скорости v , по данным П. Я. Полубариновой-Кочиной, равно

$$v = k_\phi H / (\pi l), \quad (5.19)$$

и в точке выхода потока вертикальная составляющая гидродинамической силы

$$W_{\phi, \text{вых}} = \gamma_v H / (\pi l) - n(\gamma_{гр} - \gamma_v), \quad (5.20)$$

где n — пористость грунта; $\gamma_{гр}$ и γ_v — удельный вес соответственно грунта и воды, Н/м^3 (кгс/м^3); остальные обозначения приведены на рис. 5.7.

При $l \geq H$ область со значительной вертикальной составляющей настолько мала, что влияния на устойчивость грунтов не оказывает.

При фильтрации по схеме II время свободной фильтрации может быть определено приближенно, по данным С. Ф. Аверьянова, по зависимости

$$\tau = (H_0 - h_k)(w_1 - w_0)/k_z, \quad (5.21)$$

где H_0 принимается от уровня грунтовых вод до дна канала; $k_z = k_\phi [w_1 - w_0] / (n - w_0)^{3,5}$ — коэффициент водоприимности с учетом защемления воздуха (здесь w_1 — влажность грунта; w_0 — полная влагоемкость; n — пористость грунта; $n - w_0$ — содержание воздуха в грунте).

При подпертой фильтрации в районе сооружения (схемы II и III) для определения положения поверхности фильтрационного потока под сооружением необходимо знать положение естественных или искусственных водоприемников. В САНИИРИ Н. А. Цветковой на пространственных моделях ЭГДА и в грунтовом лотке был проделан большой цикл опытов по исследованию фильтрации под сопрягающими сооружениями (быстроотки, перепалы) и под водовыпусками из каналов и водохранилищ при высоком стоянии грунтовых вод, когда водоприемником служил канал за сооружением. В результате проделанных опытов были построены графики для определения выходных градиентов и фильтрационного давления на дренарованные и недренированные сооружения [257].

**ОБЩИЕ ВОПРОСЫ РАСЧЕТОВ УСТОЙЧИВОСТИ
И ПРОЧНОСТИ ПОДПОРНЫХ БЕТОННЫХ
ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ***

Г Л А В А 6

**ВИДЫ РАСЧЕТОВ ПОДПОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ
И РАСЧЕТНЫЕ СЛУЧАИ**

**§ 28. ВИДЫ РАСЧЕТОВ. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ
НА СООРУЖЕНИЯ**

1. Виды расчетов. При разработке экономичных, надежных и долговечных конструкций подпорных гидротехнических сооружений, максимально использующих прочностные свойства материалов, выполняют их статические и динамические расчеты, а также расчеты их термонапряженного состояния.

Все эти расчеты подразделяют на два основных вида: 1) расчеты устойчивости сооружений — в их состав входят расчеты на сдвиг, на опрокидывание и на всплывание; 2) расчеты прочности сооружений — в их состав входят расчеты общей прочности сооружений, местной прочности и элементов сооружений.

Важную роль играют также расчеты осадок сооружений и горизонтальных смещений.

Работа подпорных гидротехнических сооружений, их напряженное состояние, прочность и устойчивость неразрывно связаны со свойствами оснований. В связи с этим при выполнении соответствующих расчетов обычно изучают поведение комплекса плотина—основание. Кроме того, при проектировании учитывают последовательность возведения сооружения и наполнения водохранилища, а также ряд других технологических и конструктивных факторов.

2. Нагрузки и воздействия на бетонные плотины. В соответствии с нормативными документами расчеты устойчивости и прочности плотин проводят обычно для двух сочетаний действующих на сооружение нагрузок и воздействий (см. также § 6):

1) *основное сочетание*, состоящее из нагрузок, регулярно действующих на сооружение при нормальных условиях его эксплуатации;

2) *особое сочетание*, состоящее из нагрузок, действующих при катастрофических условиях, когда они могут достигать редких и весьма больших значений.

В основное сочетание включают следующие нагрузки и воздействия (рис. 6.1):

1) собственный вес плотины G с учетом веса находящихся на ней постоянных устройств (затворов, подъемных механизмов, мостов и пр.);

2) давление воды W_1 со стороны верхнего бьефа и поровое давление воды в расчетных сечениях конструкций при нормальном подпорном уровне;

3) давление воды W_2 со стороны нижнего бьефа при пропуске максимального расчетного расхода (при нормальном подпорном уровне) или при минимальном уровне нижнего бьефа;

* Написано Г. М. Кагановым.

4) противодействие $W_{\text{пд}} = W_{\text{ф}} + W_{\text{взв}}$, причем фильтрационное давление $W_{\text{ф}}$ при установившемся или регулярно повторяющемся неустановившемся режиме фильтрации, соответствующем нормальному подпорному уровню и нормальной работе всех противофильтрационных и дренажных устройств: $W_{\text{взв}}$ — взвешивающее давление;

5) давление наносов $E_{\text{н}}$, отложившихся перед плотиной;

6) давление волны $W_{\text{в}}$ на напорную грань при максимальной расчетной скорости ветра;

7) давление льда $W_{\text{л}}$ на напорную грань;

8) давление ветра B максимальной расчетной силы;

9) тяговые и тормозные усилия, создаваемые подъемными и транспортными механизмами.

Кроме того, при проектировании бетонных плотин на не скальных основаниях учитывают также следующие нагрузки:

10) вес грунта (пригрузка анкерных понуров, сдвигаемый массив основания и др.);

11) давление грунта со стороны верхнего бьефа (активное) и со стороны нижнего бьефа (пассивное).

В особое сочетание включают нагрузки по пп. 1, 5, отдельные виды нагрузок по пп. 6—9, а также одну из следующих:

12) сейсмические воздействия $P_{\text{с}}$ и $W_{\text{с}}$;

13) давление воды на напорную грань и поровое давление воды в расчетных сечениях конструкций при форсированном уровне (вместо п. 2);

14) давление воды со стороны нижнего бьефа, соответствующее пропуску расхода при форсированном уровне (вместо п. 3);

15) фильтрационное давление при частичном нарушении работы противофильтрационных и дренажных устройств в основаниях и береговых примыканиях (вместо п. 4);

16) температурные воздействия для года с наибольшей амплитудой колебаний среднемесячных температур воздуха.

В особое сочетание могут быть включены при наличии соответствующего обоснования или требования специальные нагрузки, давление воды в случае разрушения вышерасположенных сооружений или в случае обрушения в водохранилище неустойчивых скальных массивов, силы, возникающие при разрушении части сооружения и т. п. При этом нагрузки и воздействия следует рассматривать с учетом физически реальной возможности одновременного их действия.

Для железобетонных плотин в особое сочетание нагрузок и воздействий, как правило, включают температурные воздействия.

Способы определения отдельных видов нагрузок и воздействий приведены в прил. I.

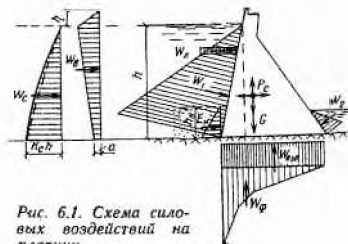


Рис. 6.1. Схема силовых воздействий на плотину

§ 29. РАСЧЕТНЫЕ СЛУЧАИ И ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К ПОДПОРНЫМ СООРУЖЕНИЯМ ПРИ РАСЧЕТАХ ИХ УСТОЙЧИВОСТИ И ПРОЧНОСТИ

Расчеты устойчивости и прочности гидротехнических сооружений и их оснований выполняют для двух сочетаний нагрузок (см. § 28) в трех расчетных случаях:

1) *случай постоянной эксплуатации* полностью построенного сооружения;

2) *строительный случай и случай временной эксплуатации* 1-й очереди сооружения; временный характер рассматриваемого состояния сооружения позволяет предъявлять пониженные требования к его устойчивости и прочности, при этом большое внимание следует уделять обеспечению трещиностойкости бетонных сооружений, которую оценивают исходя из анализа термонапряженного состояния бетонной кладки;

3) *ремонтный случай*; временный характер данного состояния сооружения, как и во втором расчетном случае, позволяет принимать пониженный запас его устойчивости и прочности.

Для первого расчетного случая (постоянной эксплуатации) при основном сочетании нагрузок рассматривают следующие схемы загрузки: а) давление воды со стороны верхнего бьефа при нормальном подпорном уровне и минимальном уровне нижнего бьефа; этой схеме соответствуют максимальная горизонтальная сила и максимальное фильтрационное давление; б) давление воды со стороны верхнего бьефа при нормальном подпорном уровне и при уровне воды нижнего бьефа, соответствующем максимальному расчетному расходу; этой схеме вследствие максимального взвешивающего давления воды может соответствовать наименьшая вертикальная сила.

При особом сочетании нагрузок учитывают соответствующие уровни воды (см. пп. 13, 14 § 28), а также частичное нарушение работы противофильтрационных и дренажных устройств. Степень нарушения нормальной работы того или иного элемента недостаточно ясна, и поэтому в расчетах ее принимают предположительно. В проектной практике для плотин на скальных основаниях засорение дренажа под водобоем условно принимают [110] на длине, равной напору на сооружение; при этом считают, что основная часть фильтрационного потока выходит за пределами засоренной части дренажа. Как вариант рассматривают уменьшение пропускной способности на входе в дренаж, условно учитывая его увеличением напора фильтрационного потока у конца низового зуба фундамента или у острия шпунта в 1,5—2 раза. Возможен учет расстройств сопряжения понура с водосливом при одновременном частичном засорении дренажа под водосливом.

При оценке устойчивости гидротехнического сооружения определяют коэффициент запаса, допускаемые значения которого для первого расчетного случая (постоянной эксплуатации) приведены в табл. 6.1.

Для второго и третьего расчетных случаев (строительного и ремонтного) коэффициент запаса устойчивости разрешается понижать на 10% по сравнению с приведенным в табл. 6.1; при этом он не должен быть ниже коэффициента запаса устойчивости при особом сочетании нагрузок. При введении плотины очередями необходима проверка устойчивости (на сдвиг и опрокидывание) отдельных элементов с учетом особого сочетания нагрузок.

При оценке прочности подпорных гидротехнических сооружений к ним предъявляют следующие основные требования.

Для эксплуатационного периода (первый расчетный случай):

1) в неармированной части плотин не допускаются растягивающие напряжения; допускается раскрытие специально устраиваемых для улучшения напряженного состояния плотин швов-надрезов при наличии

Таблица 6.1

Расчетное сочетание нагрузок и воздействий	Допускаемый коэффициент запаса устойчивости сооружения при его классе капитальности			
	I	II	III	IV
Основное	1,3	1,2	1,15	1,1
Особое	1,1	1,1	1,05	1,05

в них надежного уплотнения, а за ними дренажа; лишь при особом сочетании нагрузок допускается появление небольших участков растяжения, в которых главные напряжения не должны превышать предела прочности бетона (в том числе длительной); растягивающие напряжения могут быть допущены во внутренней зоне плотины (не ближе 2 м от верховой грани) в местах местных концентраций напряжений около галерей и т. п.:

2) наименьшие главные напряжения на верховой грани, определенные без учета противодействия воды и температурных напряжений, должны быть сжимающими при соблюдении условия (СН 123-60)

$$\sigma'_2 \geq 0,25\gamma h, \quad (6.1)$$

где h — глубина воды над расчетным сечением.

При особом сочетании нагрузок это условие не проверяют.

Доктор техн. наук И. Б. Соколов на основе анализа напряженного состояния бетона у верховой грани предлагает снизить ограничение по формуле (6.1) и использовать выражение

$$\sigma'_2 \geq 0,15\gamma h; \quad (6.2)$$

3) наибольшие главные сжимающие напряжения (обычно на низовой грани) не должны превышать допускаемого напряжения на сжатие.

Для высоких и средней высоты плотин, возводимых в суровых климатических условиях, а также при наличии экрана, имеются предложения не ограничивать главных напряжений на верховой грани; ограничению в этом случае подлежит глубина растнутой зоны, которая не должна превышать расстояния от верховой грани до дренажа.

Для строительного периода:

1) наибольшие главные растягивающие напряжения на низовой грани не должны превышать 0,2 МПа (2 кгс/см²) (имеются предложения ограничивать их пределом прочности бетона на растяжение);

2) бетонная кладка плотины должна удовлетворять условию трещиностойкости.

§ 30. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ

Расчетные схемы назначают по нормативным документам. При этом обязательно следует учитывать: а) конструкцию сооружения; б) геологические особенности основания; в) расчетный случай (эксплуатационный, строительный или ремонтный).

Приведем примеры часто встречающихся расчетных схем для гравитационных плотин: 1) плотина на скальном основании (рис. 6.2, а), разделенная температурно-усадочными швами, может быть рассчитана на 1 м ее ширины или на секцию между швами шириной a ; 2) у плотины на малосжимаемом (скальном, гравелистом или галечном) основании с бычками, отделенными от низкого водосливного порога швами (рис. 6.2, б), водослив может быть рассчитан на 1 м его ширины, а бычок на нагрузку с пролета шириной b ; 3) плотину на нескольких основаниях (рис. 6.2, в) рассчитывают на всю секцию шириной a ; при расчетах прочности водослива при наличии швов подсчитывают нагрузку на водослив (шириной c) и отдельно на бычок; 4) в случае скального основания при зацементированных или штрабных швах плотину рассчитывают как единое целое.

Нагрузки в контрфорсных плотинах принимают как указано в гл. 21.

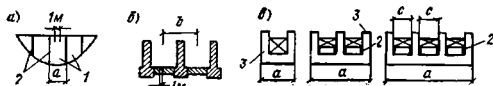


Рис. 6.2. Схемы к расчету плотин

a — на скальном основании; $б$ — на скальном или гравелисто-галечном основании; $в$ — докового типа на скальном основании; 1 — секция; 2 — температурные швы; 3 — бычок

РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ ПОДПОРНЫХ
ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ§ 31. РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ НА СДВИГ В СЛУЧАЕ
НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЙ

1. Общие понятия о сдвиге сооружений на нескальных основаниях.

Расчеты устойчивости на сдвиг подпорных гидротехнических сооружений на нескальных основаниях в практике проектирования выполняются по предельному состоянию с целью обеспечения *несущей способности основания*; расчеты выполняют по расчетным нагрузкам на основании. До установления коэффициентов перегрузки, однородности и условий работы расчеты выполняют с применением общего коэффициента устойчивости, а расчетные нагрузки принимают равными нормативным.

Коэффициент запаса устойчивости определяется отношением значений горизонтальных и вертикальных проекций сил (или их моментов относительно соответствующих центров), при которых сооружение приводится в состояние *предельного равновесия*, к значениям соответственно проекций *действующих* сил или их моментов. В состоянии предельного равновесия на всем протяжении рассматриваемой поверхности скольжения справедливо равенство $\tau = \tau_{пр.р} = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$ (уравнение Кулона—Мора). Зависимость между τ и σ , характеризующая предельное равновесие грунта, приведена на рис. 7.1, а. Участок *СО* (прямолинейный) характеризует диапазон напряжений, отвечающий условиям *плоского сдвига*. При $\sigma \leq \sigma_0$ происходит плоский сдвиг; при $\sigma_A \leq \sigma_{пр}$ и $\tau_A \leq \tau_{пр}$ исключена возможность местного выпора грунта.

2. Схемы сдвига и критерии их оценки.

Сдвиг плотин на нескальных основаниях может происходить по следующим схемам:

а) *плоский сдвиг* (рис. 7.1, б) — непосредственно по поверхности опирания сооружения; такой вид деформации наблюдается при незначительной области пластических деформаций (или при их отсутствии) под подошвой сооружения;

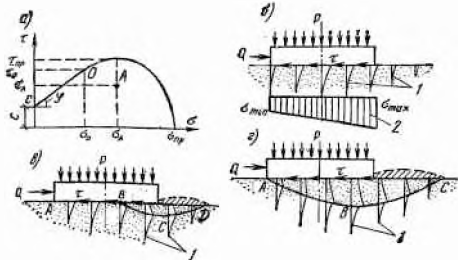
б) *сдвиг с захватом части основания*, подразделяемый на смешанный и глубинный. *Смешанный сдвиг* (рис. 7.1, в) происходит частично по поверхности опирания сооружения (*АВ*), а частично с выпором грунта основания (по кривой *BCD*). Такой вид деформации наблюдается при некотором увеличении (по сравнению со случаем «а») нормальных напряжений σ , вследствие чего увеличиваются зоны пластических деформаций у краев фундамента, причем большие зоны пластических деформаций возникают у нижней грани плотины. *Глубинный сдвиг* (рис. 7.1, г) происходит с выпором грунта основания под всей подошвой сооружения (по кривой *ABC*, проходящей через верховое ребро). Глубинный сдвиг возникает при значительном развитии областей пластических деформаций.

При расчетах устойчивости целесообразно предварительно оценить возможность реализации той или иной схемы сдвига. Для некоторых видов однородных оснований, сложенных из грунтов песчаных, крупнообломочных или глинистых с коэффициентом консолидации $\Delta = k_{\phi} / [a(1 + \varepsilon_1) \gamma_s] \geq 1 \cdot 10^7$ см²/год и коэффициентом сдвига $\operatorname{tg} \psi = \operatorname{tg} \varphi + c/\sigma \geq 0,45$, критерием возможности расчета устойчивости сооружения по схеме плоского сдвига является выполнение условия [205]

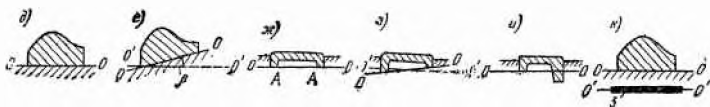
$$\sigma_{\max} / (B \gamma_{гп}) < \sigma_{пр} / (B \gamma_{гп}) = B. \quad (7.1)$$

Здесь k_{ϕ} — коэффициент фильтрации; a — коэффициент уплотнения, равный $(\varepsilon_1 - \varepsilon_2) / (\sigma_2 - \sigma_1)$ (ε_1 и ε_2 — коэффициенты пористости, соответствующие напряжениям σ_1

Рис. 7.1. Схемы и расчетные плоскости сдвига для сооружений на нескальных основаниях



а — кривая $\tau=f(\sigma)$; б — схема плоского сдвига; в — схема смешанного сдвига; г — схема глубинного сдвига; д — к — расчетные плоскости плоского сдвига (ОО — основные; О'О' — поверочные); 1 — перемещения; 2 — эпюра нормальных напряжений; 3 — зона с пониженными сдвиговыми характеристиками



и σ_2); γ_w — объемный вес воды; φ — угол внутреннего трения грунта; c — удельное сцепление; σ_{\max} — максимальное значение напряжений, получаемое расчетом (см. рис. 7.1, б); B — ширина сооружения по подошве, принимаемая без учета понура; $\gamma_{гр}$ — объемный вес грунта; если основание находится в зоне фильтрационного потока, $\gamma_{гр}$ принимают равным объемному весу взвешенного в воде грунта; $\sigma_{вр}$ — предельное значение среднего нормального напряжения грунта по подошве сооружения, при котором еще происходит плоский сдвиг; принимается на основе экспериментальных данных; $B=f(\varphi, c)$ — безразмерная величина, определяемая на основе экспериментальных данных; при отсутствии таких данных может быть принято $B=3$.

Нормальные напряжения σ_w грунта основания могут быть определены по формуле внецентренного сжатия

$$\sigma_{\max/\min} = P/F \pm M/W, \quad (7.2)$$

где P — сумма проекций на нормаль к подошве фундамента всех внешних сил, действующих на сооружение; M — моменты всех внешних сил относительно центра тяжести подошвы фундамента; F и W — соответственно площадь и момент сопротивления подошвы.

При заглублении сооружения в грунт на величину S для оценки возможности плоского сдвига может быть использован критерий Н. И. Голованова [110]:

$$\sigma_{\max} < \sigma_{кр}, \quad (7.3)$$

где

$$\sigma_{кр} = (\gamma_{гр} S + p_0 + c \operatorname{ctg} \varphi) (1 + \sin \varphi) \exp [(\pi/2 - \varphi) \operatorname{tg} \varphi] - \operatorname{ctg} \varphi, \quad (7.4)$$

p_0 — удельная пригрузка со стороны нижнего бьефа

В случаях, не удовлетворяющих приведенным критериям, и действию на сооружение горизонтальных и вертикальных нагрузок устойчивость следует рассчитывать по схеме смешанного сдвига. При наличии однородного основания и действии только вертикальных нагрузок устойчивость рассчитывают по схеме глубинного сдвига.

3. Расчеты по схеме плоского сдвига.

При этих расчетах расчетную плоскость сдвига принимают в зависимости от очертания подошвы и наличия в основании прослоек с пониженными сдвиговыми характеристиками. На рис. 7.1, д—к показаны расчетные плоскости сдвига — основные $ОО$ и обязательные поверочные $О'О'$. При специальном обосновании может быть дополнительно учтено влияние на устойчивость плотины шпунтовых стенок.

При расчетах устойчивости по схеме плоского сдвига коэффициент запаса устойчивости вычисляют по следующим формулам:

при горизонтальной плоскости сдвига

$$K_c = [(P - W_{\text{пд}}) \operatorname{tg} \varphi + E_{\text{п.н}} + Bc] / [(T_{\text{в}} + E_{\text{а.в}}) - (T_{\text{н}} + E_{\text{а.н}})]; \quad (7.5)$$

при наклоне плоскости сдвига в сторону верхнего бьефа (рис. 7.1, е)

$$K_c = \frac{[P \cos \beta + (T_{\text{в}} + E_{\text{а.в}} - T_{\text{н}} - E_{\text{п.н}}) \sin \beta - W_{\text{пд}}] \operatorname{tg} \varphi + E_{\text{п.н}} \cos \beta + B_{\Gamma} c / \cos \beta}{\cos \beta [(T_{\text{в}} + E_{\text{а.в}}) - (T_{\text{н}} + E_{\text{а.н}} + P \operatorname{tg} \beta)]}, \quad (7.6)$$

где P — сумма вертикальных составляющих нагрузок в расчетной плоскости; $W_{\text{пд}}$ — суммарное противодавление воды (фильтрационное и взвешивающее давления) в расчетной плоскости, направленное снизу вверх перпендикулярно расчетной плоскости; $E_{\text{п.н}}$ — отпор грунта со стороны нижнего бьефа (пассивное давление), определяемый как для подпорных стенок при коэффициенте бокового давления, равном единице; учитывается при наличии низового зуба. Пассивное давление грунта весьма незначительно по сравнению с основными силами сопротивления сдвигу; $T_{\text{в}}$ и $T_{\text{н}}$ — горизонтальные составляющие всех сил, действующих соответственно со стороны верхнего и нижнего бьефов (исключая давление грунта); $E_{\text{а.в}}$ и $E_{\text{а.н}}$ — активное давление грунта соответственно со стороны верхнего и нижнего бьефов, определяемое как для подпорных стенок; β — угол наклона плоскости сдвига к горизонту; B_{Γ} — проекция ширины подошвы фундамента на горизонтальную плоскость.

Сцепление грунта при наличии плоской подошвы учитывают частично, так как по контакту возможно нарушение его структуры. При наличии зубьев сцепление учитывают на участке AA между зубьями (рис. 7.1, ж), где срез грунта происходит по ненарушенному массиву.

Иногда дополнительно учитывают силу трения плиты водобоя; величина ее незначительна.

4. Расчеты при сдвиге сооружения с захватом части основания.

При расчете по схеме смешанного сдвига за расчетную плоскость сдвига при плоской подошве сооружения принимают горизонтальную плоскость, проходящую через верховое ребро подошвы, а при наличии зубьев — горизонтальную плоскость, проходящую по подошве верхового зуба.

Существуют три основные группы методов расчетов сдвига с захватом части основания: 1) методы, основанные на оценке напряженного состояния оснований с помощью теории упругости [216, 261]; 2) аналитические методы, использующие теорию предельного равновесия [110, 196 и др.]; 3) приближенные методы [48, 200, 205 и др.].

Опыт строительства и эксплуатации подпорных сооружений, запроектированных с использованием приближенных методов, позволяет считать их достаточно приемлемыми. Основные положения некоторых приближенных методов изложены ниже.

Метод, разработанный ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева. По этому методу при смешанном сдвиге коэффициент запаса устойчивости определяют по формулам:

при отсутствии эксцентриситета в приложении нагрузки или при эксцентриситете в сторону верхнего бьефа

$$K_c = [(\sigma \operatorname{tg} \varphi + c) B_2 + \tau_{\text{пр.р}} B_1] / [(T_{\text{в}} + E_{\text{а.в}}) - (T_{\text{н}} + E_{\text{а.н}})]; \quad (7.7)$$

при эксцентриситете в приложении нагрузки в сторону нижнего бьефа

$$K_c = [(\sigma \operatorname{tg} \varphi + c) B_2^* + \tau_{\text{пр.р}} B_1^*] / [(T_{\text{в}} + E_{\text{а.в}}) - (T_{\text{н}} + E_{\text{а.н}})], \quad (7.8)$$

где σ — расчетное среднее нормальное напряжение грунта; B_2, B_2^* — расчетные значения ширины участка подошвы фундамента, на котором происходит плоский сдвиг; $\tau_{\text{пр.р}}$ — предельное касательное напряжение на участке сдвига с выпором грунта; B_1, B_1^* — расчетные значения ширины участка подошвы фундамента, на котором происходит сдвиг с выпором грунта (см. рис. 7.2, б).

Порядок расчета по формулам (7.7) и (7.8):

а) определяют эксцентриситет в приложении нагрузки (так как эксцентриситет оказывает влияние на несущую способность основания и устойчивость сооружения), для чего находят равнодействующую R горизонтальных и вертикальных сил (рис. 7.2, а). При эксцентриситете в сторону верхнего бьефа или при его отсутствии ширину подошвы принимают равной B (см. рис. 7.2, а), т. е. равной действительной ширине, и в формуле (7.7) принимают $\sigma = (P - W_{\text{пд}}) / B$. При эксцентриситете в сторону нижнего бьефа шири-

ну подошвы условно уменьшают до расчетного значения B^* , половину которого $B^*/2$ определяют графически (см. рис. 7.2, а), и в формуле (7.8) принимают $\sigma = (P - W_{\text{пл}})/B^*$;

б) при отсутствии эксцентриситета или при эксцентриситете в сторону верхнего бьефа определяют ширину участка подошвы фундамента B_1 , на котором происходит сдвиг с выпором грунта (рис. 7.2, б). Для этого при грунтах основания с $\text{tg } \psi = \text{tg } \varphi + c/\sigma \geq 0,45$ строят график, показанный на рис. 7.2, в, где $\sigma_{\text{пр}} = 3B \gamma_{\text{гр}}$, а $\sigma_{\text{разр}}$ — среднее нормальное напряжение грунта по подошве фундамента, при котором происходит разрушение основания от одной вертикальной нагрузки (определяется методами теории предельного равновесия или графоаналитическими методами, разработанными ВНИИГ), а при грунтах основания с $\text{tg } \psi < 0,45$ строят график, показанный на рис. 7.2, г. Откладывая на оси σ рис. 7.2, в или г действительное среднее нормальное напряжение $\sigma = (P - W_{\text{пл}})/B$, по величине B_1/B на графике находят значение B_1 . При эксцентриситете в сторону нижнего бьефа, откладывая на оси σ графиков на рис. 7.2, в или г значение σ_{max} [формула (7.2)], определяют B_1 , после чего находят $B_1^* = B_1 B^*/B$ и $B_2^* = B^* - B_1^*$;

в) строят призму обрушения $ABCD$ (где BC — логарифмическая спираль), разбивая ее на фрагменты I—III с действующими силами P_1 — P_3 ; определяют равнодействующую R , угол δ' и предельное разрушающее наклонное напряжение $q_{\text{пр.р}} = R/B$ или $q_{\text{пр.р}} = R/B^*$;

г) определяют $\sigma_{\text{пр.р}} = q_{\text{пр.р}} \cos \delta' - n$ и $\tau_{\text{пр.р}} = q_{\text{пр.р}} \sin \delta'$, где $n = c/\text{tg } \varphi$ — нагрузка, тождественная сцеплению грунта;

д) определяют K_c по формуле (7.7) или (7.8).

При *глубинном сдвиге* расчет рекомендуется выполнять аналитическими и графоаналитическими методами теории предельного равновесия. Предельную (разрушающую) вертикальную нагрузку можно определять графоаналитическим методом ВНИИГ [205] или другими методами [196].

Метод круглоцилиндрических поверхностей проф. М. М. Гришина. Имеются различные предложения по описанию криволинейной поверхности скольжения [200]. В методе проф. М. М. Гришина и в некоторых других эта поверхность представляется в виде *круговой поверхности* (рис. 7.3), по которой плотина скользит в предельном состоянии вместе с грунтом основания. Круговая поверхность, описанная из центра O , может проходить через верховое ребро подошвы плотины (точка A на рис. 7.3, а) или внутри подошвы (случай смешанного сдвига). Порядок выполнения расчетов приводится ниже.

1. Расчет при однородном основании (рис. 7.3, а):

а) из центра O радиусом R проводят дугу $AO'B$;

б) определяют равнодействующую всех горизонтальных сил Q , которую переносят в область подошвы (последовательно в точку A , а затем в точку B), где раскладывают на нормальную $N_2 = Q \sin \alpha$ и сдвигающую $T_2 = Q \cos \alpha$ составляющие;

в) определяют равнодействующую всех вертикальных сил P (без фильтрационного давления);

г) силу P передвигают параллельно линии ее действия (обычно в сторону нижнего бьефа) на расстояние p' от точки A — такое, чтобы момент сил P и Q не изменился. Пусть момент этих сил относительно точки A был $M = Qq + Pr$ (где q и r — плечи сил Q и P), тогда после переноса сил Q и P момент относительно этой же точки составит $M = Pr'$ (p' — новое плечо силы P относительно точки A).

Из сравнения правых частей равенств получают $p' = qQ/P + r$;

д) силу P (после перемещения ее на расстояние p') переносят по линии ее действия до пересечения с дугой AB , где ее раскладывают на нормальную $N_1 = P \cos \beta$ и сдвигающую $T_1 = P \sin \beta$ составляющие;

е) определяют вес сегмента грунта (ограниченного кривой скольжения), взвешенного в воде, $G = \gamma_{\text{гр.лэв}} (\alpha\pi/180^\circ - \sin \alpha \cos \alpha) R^2$;

ж) определяют гидродинамическое фильтрационное давление (рис. 7.3, б) как геометрическую сумму гидродинамических давлений, вычисленных для отдельных клеток гидродинамической сетки: $W_{\text{ф}} = \sum \gamma_{\text{гр.лэв}} (\text{площадь } abcd) J$, где J — градиент для данной клетки;

з) определяют силы сопротивления сдвигу (силы трения и сцепления): силы трения, действующие по нормальям к силам N_1, N_2 и G , равны соответственно $S_1 =$

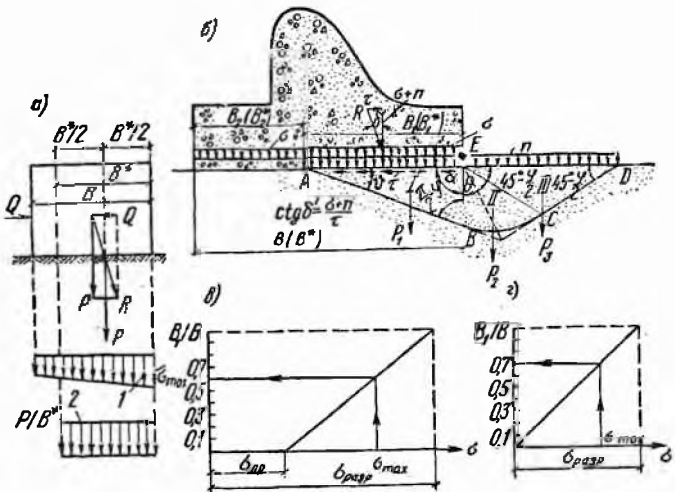


Рис. 7.2. Схемы к расчету устойчивости на сдвиг сооружения с захватом части нескального основания по методике, разработанной ВНИИГ

1, 2 — соответственно действительная и расчетная эпюры нормальных напряжений

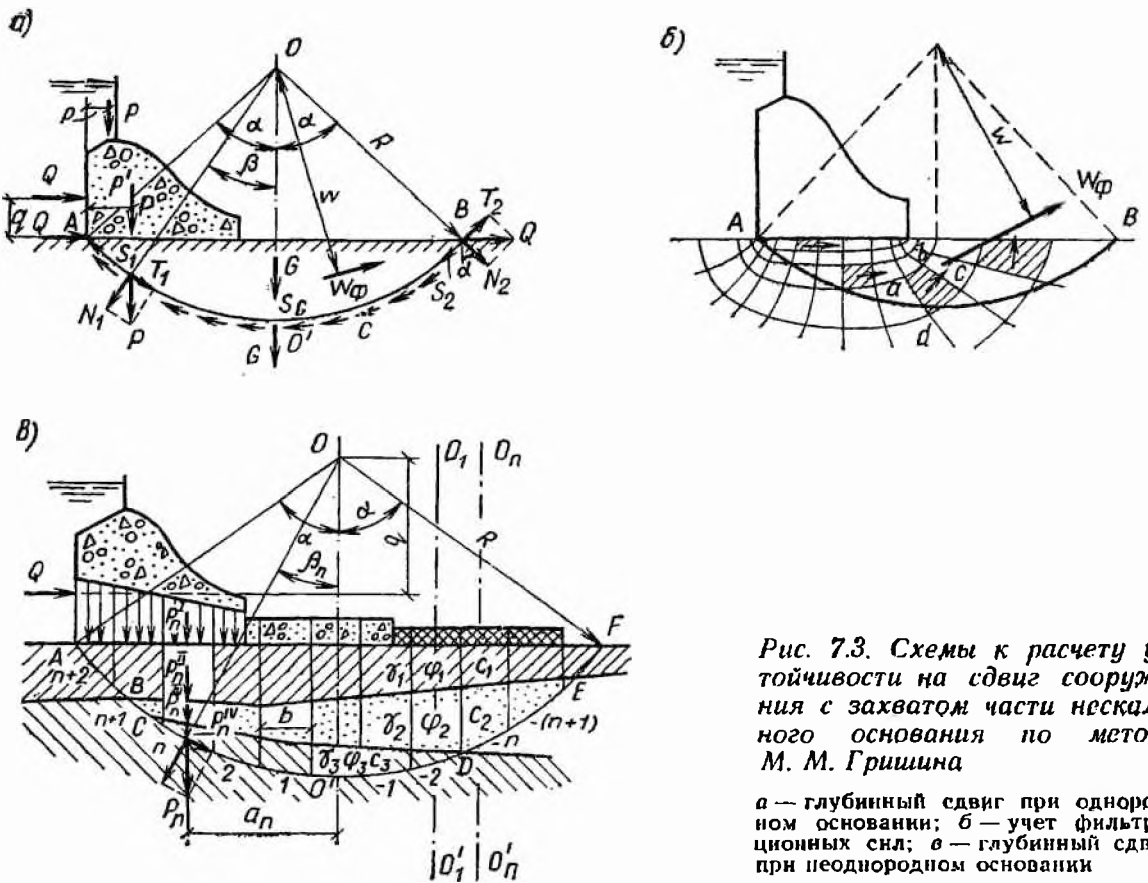


Рис. 7.3. Схемы к расчету устойчивости на сдвиг сооружения с захватом части несклонного основания по методу М. М. Гришина

а — глубинный сдвиг при однородном основании; б — учет фильтрационных сил; в — глубинный сдвиг при неоднородном основании

$= P \cos \beta \operatorname{tg} \varphi$; $S_2 = Q \sin \alpha \operatorname{tg} \varphi$; $S_G = G \operatorname{tg} \varphi$, силы сцепления вдоль кривой скольжения $C = 2\alpha Rc$, где c — удельное сцепление;

и) определяют коэффициент устойчивости $K_c = M_{уд}/M_c$ (моменты удерживающих и сдвигающих сил определяют относительно центра вращения O):

$$K_c = \frac{S_1 R + S_2 R + S_G R + 2\alpha Rc}{T_1 R + T_2 R + W_\phi w} = \frac{(P \cos \beta + Q \sin \alpha + G) \operatorname{tg} \varphi + 2\alpha Rc}{P \sin \beta + Q \cos \alpha + W_\phi w / R} \quad (7.9)$$

Метод проф. М. М. Гришина позволяет приближенно учесть заглубление фундамента, пригрузку от водобоя и рисбермы, прохождение поверхности скольжения внутри подошвы (см. рис. 7.1, в) [200].

2. Учет неоднородности основания (рис. 7.3, в):

а) проводят кривую скольжения радиусом R из центра O ;

б) зоны основания разбивают на вертикальные отсеки шириной b , нумеруя их, начиная от нулевого отсека, через который проходит вертикаль: влево от вертикали $1, 2, \dots, n, \dots$; вправо — $-1, -2, \dots, -n, \dots$;

в) эпюру напряжений от вертикальной нагрузки разбивают на такие же отсеки (незаштрихованный на рис. 7.3, в отсек испытывает воздействие вертикальной силы $P_n = P_n^I + P_n^{II} + P_n^{III} + P_n^{IV}$). Момент силы P_n относительно центра O равен $M_n = P_n a_n$, где a_n — плечо силы P_n ;

г) определяют момент сил, сопротивляющихся сдвигу (для данного отсека): $M'_n = P_n \cos \beta_n \operatorname{tg} \varphi_i R + c_i S_n R$, где S_n — длина участка кривой скольжения в пределах рассматриваемого отсека; φ_i и c_i — характеристики грунта в различных зонах основания; для рис. 7.3, в на участках AB и EF следует принять характеристики грунта γ_1, φ_1, c_1 ; на участках BC и DE — γ_2, φ_2, c_2 ; на участке CD — γ_3, φ_3, c_3 ;

д) выполняют аналогичные действия, как в пп. «в» и «г», для остальных отсеков;

е) определяют коэффициент запаса устойчивости плотины вместе с грунтом:

$$K_c = \frac{M_{уд}}{M_c} = \frac{\sum M'_n + RQ \sin \alpha \operatorname{tg} \varphi_l}{\sum M_n + Qq} = \frac{R(\sum P_n \cos \beta_n \operatorname{tg} \varphi_l + \sum c_i S_n + Q \sin \alpha \operatorname{tg} \varphi_l)}{\sum P_n a_n + Qq} \quad (7.16)$$

3. Нахождение минимального коэффициента запаса устойчивости:

а) на вертикали OO' (см. рис. 7.3, а, в) берут ряд центров (три-четыре), из которых проводят дуги через те же точки A и B (или A и F); вычисляют соответствующие коэффициенты запаса устойчивости и, строя график, находят минимальное значение $K_{c.min}$; берут еще несколько вертикалей (O_1O_1' , ..., O_nO_n' на рис. 7.3, в), для которых аналогично находят коэффициенты запаса устойчивости и $K_{c.min}$;

в) из полученных значений $K_{c.min}$ выбирают наименьший коэффициент запаса устойчивости $K_{c.min}$.

Расчеты подпорных стенок выполняют в соответствии со СНиП II-И.10-65. Различные предложения по их расчету содержатся в работе [110] и в прил. I.

§ 32. РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ НА СДВИГ В СЛУЧАЕ СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЙ

1. Схемы сдвига. По результатам штамповых испытаний и исследований на хрупких моделях можно выделить следующие схемы сдвига плотин на скальных основаниях:

а) *плоский сдвиг* — обычно происходит при однородном достаточно прочном скальном основании; при этом под воздействием высоких касательных и растягивающих напряжений происходит разрушение контакта плотины с основанием;

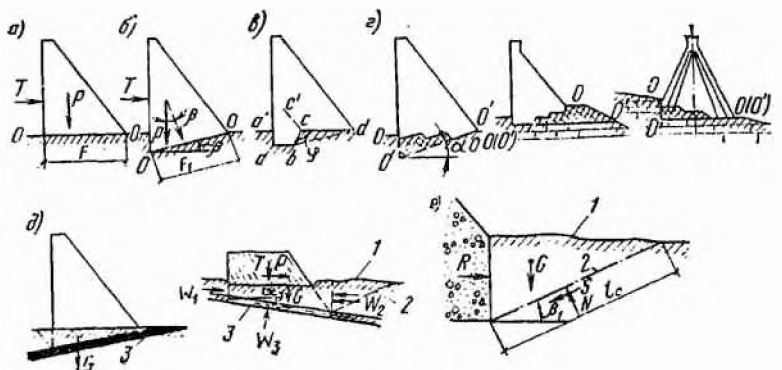
б) *сдвиг с захватом основания* — возможен при достаточно высоких плотинах при раздробленной (блочной) структуре основания, при флишевых (тонкослоистых) основаниях, при сравнительно небольшой прочности основания, в узких ущельях и др. Отсутствие достаточных экспериментальных данных не позволяет пока судить о том, в какой мере эта схема сдвига аналогична схеме смешанного или глубинного сдвига в нескальных основаниях плотин.

2. Расчетные плоскости сдвига. Положение расчетной плоскости сдвига зависит от геометрии подошвы плотины, а также от геологических особенностей основания.

Расчетные плоскости сдвига OO при горизонтальной и наклонной подошве плотины изображены на рис. 7.4, а, б. При наличии зуба (рис. 7.4, в) расчетная плоскость сдвига может быть принята по линии abd или по $abcd$ (при сколе зуба по линии $a'cd$ или $cc'd$). При ступенчатой подошве и определенной ориентации трещин за расчетные плоскости сдвига принимают плоскости OO и $O'O'$ (рис. 7.4, г). Обязательна проверка устойчивости на сдвиг по пологопадающим трещинам. При этом учитывают все скалы G . При наличии горизонтальной (или на-

Рис. 7.4. Схемы к расчету устойчивости на сдвиг плотины на скальном основании

а, б, в, г — при подошве плотины соответственно горизонтальной, наклонной, с зубом, зубчатой; ∂ — при наличии в основании прослойки с пониженными сдвиговыми характеристиками; e — при учете упорного массива; 1 — поверхность скалы; 2 — поверхность перемещения упорного клина; 3 — прослойка с пониженными сдвиговыми характеристиками; W_1 — W_3 — фильтрационные силы



клонной) прослойки с пониженными сдвиговыми характеристиками (см. рис. 7.4, *д*) по ней выполняют поверочный расчет. При залегании ниже плотины достаточно прочной скалы (либо скалы, специально укрепленной или заанкеренной) ее можно учитывать в расчете как дополнительный упор (рис. 7.4, *е*). При наличии в нижнем бьефе здания гидроэлектростанции допускается учитывать его совместную работу с плотиной, что позволяет получать определенную экономию.

3. Расчеты по схеме плоского сдвига. Расчеты устойчивости гидротехнических сооружений на скальных основаниях по схеме плоского сдвига регламентированы СН 123-60. Значения коэффициента запаса устойчивости на сдвиг зависят от качества основания и высоты сооружения. Обычно считают, что плотины высотой до 60—70 м при скале средней прочности устойчивы, поэтому для них расчеты устойчивости носят в основном поверочный характер.

Методы расчетов устойчивости условно могут быть разделены на две группы: 1) расчеты по двухчленной формуле, учитывающей сдвиговые характеристики по контакту (метод, рекомендуемый СН 123-60—основной расчетный метод); 2) расчеты, основанные на анализе напряженного состояния и прочности контактной зоны.

Метод, рекомендуемый СН 123-60. По этому методу коэффициент запаса устойчивости подсчитывают по формуле

$$K_c = (fP + cF)/T, \quad (7.11)$$

где f и c — расчетные параметры сопротивляемости сдвигу, характеризующие прочность контакта плотины с основанием на срез; P — сумма проекций всех действующих на плотину сил, включая и противодействие (фильтрационное и взвешивающее давления), на нормаль к расчетной плоскости сдвига; F — расчетная площадь подошвы плотины; T — сумма проекций всех действующих на плотину активных сил на направление расчетной плоскости сдвига.

При наклонной подошве (см. рис. 7.4, *б*)

$$K_c = [f(P \cos \beta + T \sin \beta) + cF_1]/(T \cos \beta - P \sin \beta), \quad (7.12)$$

где β — угол наклона подошвы к горизонту; F_1 — площадь контакта по расчетной плоскости сдвига.

Характеристики f и c определяют специальными полевыми испытаниями путем сдвига прибетонированных к скале бетонных штампов большого размера и сдвига целиков по трещинам. Для предварительных расчетов значения f и c можно принимать в соответствии с СН 123-60 или по рекомендациям Гидропроекта (табл. 7.1).

Таблица 7.1

Породы основания	f	c , МПа
Невыветрелые и нетрещиноватые или трещиноватые при площадной цементации с пределом прочности выше 40 МПа	0,75(1)	0,4(0,5)
Слабовыветрелые, слаботрещиноватые или трещиноватые при площадной цементации с пределом прочности примерно 40 МПа; невыветрелые, нетрещиноватые и слаботрещиноватые с пределом прочности примерно 40 МПа	0,7(0,9)	0,3(0,35)
Трещиноватые с пределом прочности 5—40 МПа без площадной цементации	0,65(0,8)	0,2(0,2)

Примечание. В скобках приведены значения сдвиговых характеристик, предложенные Гидропроектом на основании результатов более поздних исследований, в том числе и крупномасштабных испытаний [43].

Следует отметить, что при полевых испытаниях получены весьма высокие значения сдвиговых характеристик. Так, по данным М. Роша, для гранитов и кристаллических сланцев $f=1,5...2,6$ и $c=0,2...1,3$ МПа; по данным Р. Р. Тизделя, для невыветрелых диабазов Братской плотины $f_{среза}=1,87$ и $f_{сдвига}=1,5$ (срез — по первому сдвигу штампа, сдвиг — по повторному сдвигу штампа). Имеются и другие данные, позволяющие считать, что значения f и c могут быть значительно больше указанных в СН 123-60.

Методы, основанные на анализе напряженного состояния и прочности контактной зоны (Н. Келена, В. И. Шелканова, С. А. Фрида). Эти методы пока еще недостаточно апробированы, однако подходы, предлагаемые их авторами, представляют определенный интерес. При этом надо иметь в виду, что разрушение контакта плотина—основание в локальной зоне еще не приводит к разрушению *всего* контакта или основания.

С. А. Фрид считает, что устойчивость по контакту бетон—скала нарушается, если главные растягивающие напряжения σ_2 превышают прочность бетона на разрыв [155]. С учетом концентрации напряжений по контакту (вследствие неровностей) им предложены следующие критерии разрушения контакта:

$$\sigma_2 > R_p/\lambda \text{ или } \sigma_2 > (K_c\sigma_x + \sigma_y)/2 - \sqrt{(K_c\sigma_x - \sigma_y)^2/4 + (c + f\sigma_y)^2},$$

где R_p — прочность бетона на растяжение; λ — коэффициент концентрации, равный примерно 1,3 для прочной скалы и 3,3 для слабой скалы; K_c — коэффициент запаса устойчивости.

Исходя из анализа испытаний моделей и штампов инж. Ю. А. Фишманом предложено использовать для расчетов устойчивости гравитационных и контрфорсных плотин схему предельного состояния, называемую *схемой предельного поворота* [250]. Согласно этой схеме, разрушение контакта плотины с основанием начинается со стороны верхней грани при повороте сооружения, однако фактически опрокидывания не происходит. Поворот прекращается в тот момент, когда под плотиной на низовой грани исчерпывается прочность скалы на сжатие. После этого плотина смещается по поверхности разрушения. Поворот происходит вокруг мгновенной оси вращения O с координатами $a = P/R_c$ и $d = (h^2 + 2Pe/R_c - P^2/R_c^2)^{1/2} - h$ (рис. 7.5), расположенной в глубине скального массива (здесь P — сумма вертикальных сил с учетом противодействия; R_c — прочность скалы на сжатие). Коэффициент запаса

$$K = \Sigma M_{уд} / \Sigma M_{опр}, \quad (7.13)$$

возможен учет веса массива AOB , а также учет сопротивления скального массива растяжению [250].

Следует иметь в виду, что расчеты устойчивости гидротехнических сооружений на скальных основаниях по своей сути все более приближаются к расчетам прочности комплекса «сооружение — основание».

4. Влияние на устойчивость некоторых особенностей контакта плотины и основания. Учет влияния зуба. Устройство зуба повышает устойчивость плотины на сдвиг. Профессор М. М. Гришин [21] предлагает определять коэффициент запаса устойчивости в этом случае по формуле

$$K_c = (fP + cF_1 + z)/T, \quad (7.14)$$

где F_1 — площадь контакта по расчетной плоскости сдвига; z — сопротивление зуба сколу.

При оптимальной глубине и ширине зуба ($h_3 \approx 0,05 h_{пл}$ и $b_3 \approx 0,15 h_{пл}$) при достаточно жестком скальном основании ($E_{пл}/E_{осн} = 2$) значение предельной сдвигающей нагрузки увеличивается примерно на 15—30%*. Вместе с тем зуб резко повышает концентрацию напряжений в зоне его контакта с основанием, вследствие чего имеются предложения [155] об отказе от него как от конструктивного элемента. Для уменьшения концентрации напряжений полезно осуществлять сопряжение подошвы зуба с основанием плавным переходом с углом $\varphi > 90^\circ$ (см. рис. 7.4. в). Устройство зуба эффективно для плотин высотой не более 70—100 м.

Учет заглубления подошвы сооружения. При залегании со стороны нижнего

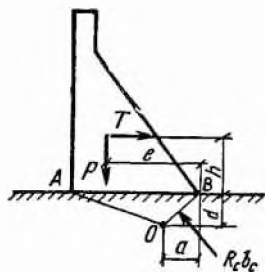


Рис. 7.5. К расчету по схеме предельного поворота ($b_c = OB$ — площадь сжатия)

* По результатам исследований Я. Л. Борзаха.

бьефа прочной скалы, не имеющей параллельных оси плотины открытых трещин, массив скалы может быть учтен в расчете как дополнительный упор [155] (см. рис. 7.4, е). Коэффициент запаса устойчивости при этом вычисляют по формуле

$$K_c = (fP + cF + R)/T, \quad (7.15)$$

где R — минимальная сдвигающая сила, воспринимаемая клином, которая может быть определена по формуле

$$R = [G(f \cos \beta_1 + \sin \beta_1) + Bl_c c]/(\cos \beta_1 - f \sin \beta_1), \quad (7.16)$$

где G — вес клина; B — ширина секции плотины (поперек потока); при расчете на 1 м ширины плотины $B=1$ м.

5. Учет пространственности работы сооружения. Гравитационная плотина со штрабными или замоноличенными швами работает как единая пространственная конструкция — массивная плита, заделанная в русло и берега. В этом случае кроме обычных расчетов устойчивости по формуле (7.11) рекомендуется выполнять расчеты плотины в целом (совместно с частью скального массива) аналогично тому, как это делается для общей устойчивости арочных плотин (см. гл. 20), — с учетом поворота всего сооружения относительно некоторой мгновенной оси и с рассмотрением устойчивости отдельных береговых упоров по поверхностям, проходящим через трещины разгрузки в бортах.

Предварительные эксперименты НИСа Гидропроекта* (для плотины в треугольном ущелье с отношением ширины ущелья поверху к высоте плотины $L/H \approx 0,5...2$ и $E_{пл}/E_{осн}=1,72$) показали, что учет пространственности работы повышает коэффициент запаса устойчивости более чем на 25—30%.

Значение предельного горизонтального усилия предлагается определять по формуле

$$E_{пр} = G \operatorname{tg} \varphi (1 + \sin 2\alpha)/\sin \alpha + mcF, \quad (7.17)$$

где G — собственный вес плотины; $\operatorname{tg} \varphi$ — тангенс угла внутреннего трения по контакту; α — половина центрального угла треугольного ущелья; m — коэффициент, характеризующий площадь опирания F (при угле 2α , равном 45, 60 и 90°, m соответственно равен 1; 0,7 и 0,33); c — удельное сцепление.

6. Учет усилия, возникающего в облегченных плотинах с предварительным натяжением. Для таких плотин коэффициент запаса устойчивости вычисляют по формуле

$$K_c = [f(P + A) + cF]/T, \quad (7.18)$$

где A — усилие в анкере [21].

§ 33. РАСЧЕТЫ УСТОЙЧИВОСТИ НА ОПРОКИДЫВАНИЕ И НА ВСПЛЫВАНИЕ

В обычных гравитационных плотинах (необжатого профиля) при отсутствии растягивающих напряжений по контакту с основанием коэффициент запаса устойчивости на опрокидывание $K_{опр} \geq 1,5$, в связи с чем выполнение специальных расчетов необязательно. Рассчитывают на опрокидывание сооружения обжатого профиля, в которых на верхней грани при наличии водонепроницаемого стального или полимерного экрана допускаются растягивающие напряжения, а также плотины с предварительным обжатием. Считая, что поворот происходит вокруг горизонтальной оси, проходящей через низовое ребро подошвы, определяют $K_{опр} = M_{уд}/M_{опр}$.

В заанкеренных плотинах в величину $M_{уд}$ входит момент от усилия в анкере; на нескальных основаниях расчеты на опрокидывание выполняют иногда лишь для подпорных стенок.

* Исследования проводились В. С. Панфиловым и В. А. Ршетниковым. Им же предложена формула (7.17).

Расчет на всплытие выполняют для низких флютбетов, в частности для гидромелиоративных сооружений, где напор может поддерживаться в основном затворами, а также для водобойных плит (см. гл. 12). Коэффициент запаса устойчивости на всплытие вычисляют по формуле

$$K_{\text{вспл}} = P/W_{\text{пд}}, \quad (7.19)$$

где $W_{\text{пд}}$ — фильтрационное и взвешивающее давления.

Допустимый коэффициент запаса устойчивости принимают равным 1,15—1,25 [48].

ГЛАВА 8

РАСЧЕТЫ ПРОЧНОСТИ И НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ И ИХ ОСНОВАНИЙ

§ 34. СУЩЕСТВУЮЩИЕ ПОДХОДЫ К РАСЧЕТАМ ПРОЧНОСТИ СООРУЖЕНИЙ И ИХ ОСНОВАНИЙ

В настоящее время существуют два подхода к расчетам прочности гидротехнических сооружений и их оснований: а) бетонные *плотины* рассчитывают по *допускаемым напряжениям* с учетом СН 123-60; б) бетонные и железобетонные *конструкции* гидротехнических сооружений (элементы сооружений) рассчитывают по *предельным состояниям* с учетом СНиП II-И.14-69. Расчеты этих элементов приведены в других курсах и в данной книге не рассматриваются. Новые нормативные документы [203] регламентируют выполнение расчетов плотин и оснований по предельным состояниям.

Метод расчета по допускаемым напряжениям — это частный случай метода расчета по предельным состояниям, когда коэффициент перегрузки n для различных видов нагрузок одинаков. При расчете по допускаемым напряжениям используют некоторый общий, нерасчлененный коэффициент запаса $K_{\text{пр}}$; основной расчетной величиной является *допускаемое напряжение* $[\sigma]$, различное для основного и особого сочетания нагрузок.

При расчете по предельным состояниям вместо допускаемого напряжения используют понятие *расчетного сопротивления материала*. Расчетное сопротивление принимают одинаковым для основного и особого сочетания нагрузок. В методе расчета по предельным состояниям коэффициент запаса расчленяют, заменяя коэффициентом сочетаний нагрузок n_c , коэффициентом перегрузки n , коэффициентом однородности материала k и коэффициентом условий работы m ; значения этих коэффициентов установлены нормативными документами на основе статистических данных.

§ 35. РАСЧЕТЫ ПО ДОПУСКАЕМЫМ НАПРЯЖЕНИЯМ

При выполнении расчетов по допускаемым напряжениям критерием прочности сооружения является условие

$$\sigma_{\text{гл}} \leq [\sigma], \quad (8.1)$$

где $\sigma_{\text{гл}}$ — главное напряжение; $[\sigma]$ — допускаемое напряжение.

Допускаемые напряжения устанавливают по СН 123-60 на основании значений расчетного предела прочности бетона R (табл. 8.1) и коэффициентов запаса прочности $K_{\text{пр}}$ (табл. 8.2); $[\sigma] = R/K_{\text{пр}}$.

Учет длительной прочности. Проведенные исследования [102 и др.] показали, что в процессе загрузки бетона в нем под влиянием напряжений или иных воздействий в результате развития микротрещин могут происходить структурные изменения.

Таблица 8.1

Вид напряжения	Расчетные пределы прочности, МПа (кгс/см ²), бетона проектной марки							
	75	100	150	200	250	300	400	500
Сжатие осевое (призмная прочность) $R_{пр}$	6,1(60)	8,15(80)	11,75(115)	14,8(145)	17,8(175)	21,4(210)	29,6(280)	35,7(350)
Растяжение осевое R_p	—	1,12(11)	1,53(15)	1,78(17,5)	2,04(20)	2,3(22,5)	2,75(27)	3,16(31)

Таблица 8.2

Вид напряжения	Сочетание нагрузок и воздействий	Коэффициент запаса прочности $K_{пр}$ бетонных конструкций при классе капитальности сооружений			
		I	II	III	IV
Сжатие	{ Основное	2,4	2,2	2,1	2
	{ Особое	2	1,7	1,7	1,7
Растяжение	{ Основное	3,6	3,3	3	2,8
	{ Особое	2,7	2,5	2,3	2,3

Примечание. Для строительного и ремонтного случаев при основном сочетании нагрузок значение $K_{пр}$ принимают равным среднему между значениями $K_{пр}$, приведенными для основного и особого сочетаний нагрузок; при особом сочетании нагрузок — приведенное для особого сочетания нагрузок.

Прочность бетона, соответствующую такому напряженному состоянию, при котором начинаются недопустимые по условиям длительной работы сооружения или однократного нагружения указанные структурные изменения, называют *длительной прочностью* R_T . При этом такие характеристики, как морозостойкость, водонепроницаемость и коррозиестойкость, сохраняются практически такими же, как и у ненапряженного бетона. Длительную прочность предлагают учитывать при расчетах высоких плотин, а также плотин средней высоты, находящихся в сложных геологических условиях. К. А. Мальцов и А. П. Пак [102] рекомендуют учитывать длительную прочность на сжатие $R_{с.т}$ и на растяжение $R_{р.т}$, причем на стадии технического проекта можно принимать длительную прочность по табл. 8.3 и 8.4.

Критерием длительной прочности бетонных элементов при осевом сжатии и растяжении является условие

$$\sigma_{г.л.с} \leq R_{с.т}/K_T \text{ и } \sigma_{г.л.р} \leq R_{р.т}/K_T, \quad (8.2)$$

где $\sigma_{г.л.с}$ и $\sigma_{г.л.р}$ — главные напряжения; K_T — коэффициент безопасности по длительной прочности бетона, принимаемый по табл. 8.5.

Для внецентренно-сжатых бетонных элементов, в которых не учитывают сопротивление растянутой зоны, в качестве критерия прочности принимают $\sigma_{г.л.с} \leq R_{с.т}/K_T$.

Учет сложного напряженного состояния. Бетон гидротехнических и гидромелиоративных сооружений работает обычно в сложном напряженном состоянии — объемном или плоском. Учет сложного напряженного состояния дает существенный экономический эффект. Так, для Ингурской и Саяно-Шушенской плотин он позволил понизить марку бетона отдельных зон с 350 до 300 и 250. По-видимому, эффективен учет сложного напряженного состояния и при расчете регуляторов, дюкеров, труб, лотков, акведуков и других гидромелиоративных сооружений.

Трехосное напряженное состояние может быть записано в виде: $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, где σ_1 — наибольшее главное напряжение; σ_2 — среднее главное напряжение σ_3 — наименьшее главное напряжение; растяги-

Таблица 8.3

Проектная марка бетона	100	150	200	250	300	350	400	500
Длительная прочность бетона на сжатие $R_{с.т}$, МПа (кгс/см ²)	3,8(37)	5,1(50)	6,6(65)	8,1(80)	10,2(100)	12,2(120)	14,2(140)	17,8(175)

Таблица 8.4

Класс капитальности сооружений	Сочетание нагрузок и воздействий	Длительная прочность бетона на растяжение $R_{р.т}$, МПа (кгс/см ²), проектной марки							
		100	150	200	250	300	350	400	500
I	Основное	0,83(8,2)	1,14(11,2)	1,37(13,5)	1,53(15)	1,73(17)	1,9(18,7)	2,06(20,3)	2,37(23,4)
	Особое	1,07(10,5)	1,45(14,3)	1,75(17,3)	1,94(19,1)	2,22(21,8)	2,43(24)	2,6(25,6)	3(29,6)
II	Основное	0,9(8,8)	1,22(12)	1,47(14,5)	1,63(16,1)	1,9(18,7)	2(20,1)	2,2(21,7)	2,53(25)
	Особое	1,12(11,1)	1,53(15,1)	1,83(18)	2,04(20,1)	2,35(23,2)	2,55(25,1)	2,76(27,2)	3,14(31)
III	Основное	1,01(10)	1,38(13,6)	1,65(16,2)	1,83(18)	2,11(20,8)	2,3(22,7)	2,48(24,4)	2,75(27,1)
	Особое	1,13(11,1)	1,53(15,1)	1,83(18)	2,04(20,2)	2,34(23)	2,55(25,1)	2,75(27,1)	3,16(31)
IV	Основное	1,07(10,5)	1,4(13,8)	1,7(16,7)	1,9(18,7)	2,2(21,7)	2,43(24)	2,6(25,6)	3(29,6)
	Особое	1,13(11,1)	1,53(15,1)	1,83(18)	2,04(20,2)	2,34(23)	2,55(25,1)	2,76(27,7)	3,16(31)

Таблица 8.5

Класс капитальности сооружений	Сочетание нагрузок и воздействий	Коэффициент безопасности K_T	Класс капитальности сооружений	Сочетание нагрузок и воздействий	Коэффициент безопасности K_T
I	Основное	1,2	II—IV	Основное	1,1
	Особое	1		Особое	0,9

Таблица 8.6

Напряженное состояние	Вид напряжения	Расчетные зависимости для предельных напряжений	
		сжимающих	растягивающих
Плоское	Двухосное сжатие	$\sigma_3 < (R_{с.т} + a) \sigma_2 / K_T$ (8.3)	—
	Сжатие — растяжение ($\sigma_2 = 0$; $\sigma_3 < 0$)	$\sigma_3 < \left(\frac{R_{с.т}}{K_T} - \frac{R_{с.т}}{R_{р.т}} \sigma_1 \right)$ (8.4)	$\sigma_1 < \left(\frac{R_{р.т}}{K_T} - \frac{R_{р.т}}{R_{с.т}} \sigma_3 \right)$ (8.5)
Объемное		Два сжатия — одно растяжение	$\sigma_3 < \frac{R_{с.т}}{K_T} - \frac{R_{с.т}}{R_{р.т}} \sigma_1 + \frac{a \sigma_2 }{K_T}$ (8.6)
	Трехосное сжатие		$\sigma_3 < [R_{с.т} + a (\sigma_2 - \sigma_1) + b \sigma_1] / K_T$ (8.8)

Примечание. Коэффициенты a и b определяют специальными исследованиями. Для прикидных расчетов можно принимать $a=0,1$ и $b=2,5$; $|\sigma_1|$ — абсолютное значение среднего главного напряжения.

вающие напряжения считают положительными (+), сжимающие — отрицательными (—).

При работе элемента конструкции в плоском и объемном напряженном состоянии для расчета с учетом длительной прочности могут быть использованы зависимости, приведенные в табл. 8.6 [102].

Зависимости, приведенные в табл. 8.6, можно использовать и без учета длительной прочности; при этом следует заменить $R_{с.т.}$, $R_{р.т.}$ и K_t соответственно на $R_{пр}$, R_p и $K_{пр}$ по табл. 8.1 и 8.2.

Оценку прочности для плоского напряженного состояния можно выполнить по эмпирической зависимости МГМИ*, полученной на основе обобщения большого количества экспериментальных данных различных авторов:

$$\sqrt{I_2} < 66,01 - 2,153 I_1 - 1,42 \cdot 10^{-3} I_1^2, \quad (8.9)$$

где I_2 — второй инвариант девятиатора касательных напряжений; I_1 — первый инвариант тензора нормальных напряжений

Для объемного напряженного состояния при $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$

$$I_1 = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3; \quad I_2 = [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]/6. \quad (8.10)$$

Для плоского напряженного состояния $\sigma_2 = 0$.

Формула (8.9) описывает случаи сжатие—сжатие и сжатие—растяжение; при несоблюдении условия (8.9) происходит разрушение.

Применение теории хрупкого разрушения. В настоящее время появился ряд работ, посвященных приложению теории хрупкого разрушения к расчету прочности бетонных сооружений [91, 264]. Теория хрупкого разрушения позволяет определить размеры макротрещин или решить обратную задачу — определить несущую способность конструкции при известной глубине трещины с учетом особенностей напряженного состояния.

§ 36. ВЛИЯНИЕ РАЗЛИЧНЫХ ФАКТОРОВ НА НАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ И ПРОЧНОСТЬ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

1. Влияние конструктивных особенностей сооружения.

Отверстия. Условно отверстия могут быть подразделены на *малые* (по сравнению с поперечным сечением плотины), например потерны, галереи, шахты, удаленные от верховой грани плотины, и *крупные* (машинные залы гидроэлектростанций, турбинные трубопроводы гидроэлектростанций и т. п.). Вблизи малых отверстий возникает местная концентрация напряжений, которая может привести к образованию трещин. Крупные отверстия не только создают местную концентрацию напряжений, но и влияют на общее напряженное состояние плотины, что необходимо учитывать при составлении расчетной схемы и выборе методики расчета. Расчет напряжений вокруг малых круговых отверстий может быть выполнен по Г. Киршу и др. [21]. Для оценки напряжений вокруг отверстий более сложных форм можно использовать методы, основанные на теории функций комплексного переменного. Для крупных круговых отверстий при $r \leq 0,33 a$ (здесь r — радиус отверстия; a — расстояние от верховой грани плотины до центра отверстия) применимы расчетные методы, указанные в работе [106]. При $r = 0,5 a$ расхождение экспериментальных и расчетных данных достигает 30%; при $r \geq 0,66 a$ эти расчетные методы практически неприемлемы. Хорошие результаты могут быть получены с помощью метода фотоупругости.

* Исследования проведены группой сотрудников: Н. П. Розановым, Г. М. Кагановым, В. Л. Чернявским, И. М. Евдокимовой, Т. Н. Кузнецовой, В. А. Иселевичем.

На рис. 8.1, а приведены варианты (I и I') размещения в плотине отверстия для встроенной гидроэлектростанции. Исследования показали, что при воздействии гидростатической нагрузки в точке А растягивающие напряжения могут достигать при вариантах I и I' значения 3,1 МПа, а в точке В — соответственно 2,6 и 3,3 МПа [106].

На рис. 8.1, б представлено напряженное состояние трубопровода приловинного здания гидроэлектростанции; при совместном действии собственного веса и гидростатического давления максимальные растягивающие напряжения на высоте 0,3H достигают 0,9—1 МПа [106].

Раскрытие строительных швов на низовой грани и трещины в сооружении. Сезонные колебания температуры вызывают появление на низовой грани растягивающих напряжений (иногда весьма значительных; рис. 8.1, в, г), вследствие чего здесь возможно раскрытие строительных швов на глубину до 2—3,6 м. Раскрытие строительных швов уменьшает расчетное сечение плотины и снижает сжимающие напряжения на верховой грани, а в суровых климатических условиях может привести к появлению на ней растягивающих напряжений 1 МПа и более [91].

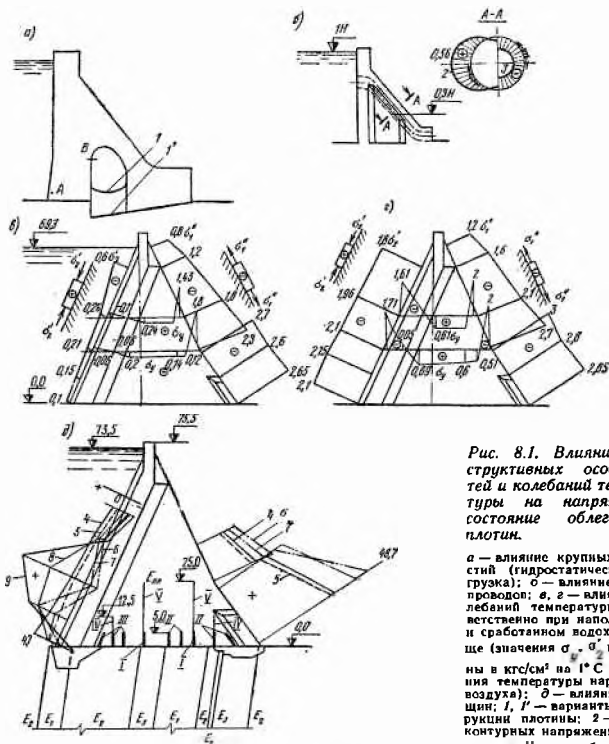


Рис. 8.1. Влияние конструктивных особенностей и колебаний температуры на напряженное состояние облегченных плотин.

а — влияние крупных отверстий (гидростатическая нагрузка); б — влияние трубопроводов; в, г — влияние колебаний температур соответственно при наполненном и сработанном водохранилище (значения σ_1 , σ_2 и σ_3 даны в кгс/см² на 1°С изменения температуры наружного воздуха); д — влияние трещин; I, I' — варианты конструкции плотины; 2 — эпюра контурных напряжений σ_{θ} в долях γH от собственного веса; $\bar{\sigma}$ — то же, от гидротрещин; 5, 6, 7, 8, 9 — то же.

статического давления; 4 — эпюра напряжений, кгс/см², при отсутствии при наличии трещин соответственно I; I и II; I, II и III; I, II, III и IV; I, II, III, IV и V

Неблагоприятное влияние оказывают на напряженное состояние плотины трещины, которые могут возникнуть в ней в строительный период. На рис. 8.1, д приведены результаты проведенных в МГМИ* исследований контрфорсной плотины с трещинами.

Надрезы на верховой грани. Для улучшения напряженного состояния гравитационных и контрфорсных плотин предложено устройство швов-надрезов, располагаемых на верховой грани, где, как известно, возможно появление растягивающих напряжений (предложение К. А. Мальцова и А. И. Медовикова). В ряде шведских плотин вместо шва-надреза на контакте плотины и основания организован скользящий горизонтальный шов. Исследования показали, что оптимальная глубина шва-надреза $d \approx (0,03 \dots 0,04) H$, где H — высота плотины. Дальнейшее углубление шва-надреза нежелательно, так как за ним возрастают растягивающие σ_y и касательные τ_{xy} напряжения. Благоприятное влияние шва-надреза распространяется по верховой грани на расстояние $h_p \approx (2,5 \dots 3) d$. По высоте плотины можно рекомендовать устройство двух-трех швов-надрезов, устраивая нижний надрез по контакту с основанием или на высоте $(0,02 - 0,03) H$ от подошвы.

В арочных плотинах глубина надреза может достигать 30% толщины сечения и более. Здесь благоприятное влияние шва-надреза (уменьшение растягивающих напряжений в соседних сечениях) также распространяется на расстояние $h_p \approx 2,5 d$. Имеются предложения по регулированию напряженного состояния арочных плотин с помощью швов-надрезов — одного или нескольких, в том числе различной глубины.

Пространственность работы плотин. В гл. 7 отмечалось влияние пространственности работы на устойчивость гравитационных плотин. Плотина с омоноличенными швами может рассматриваться как пластинка переменной толщины, упруго заделанная с трех сторон по контуру. Расчет такой плотины может быть выполнен по методике С. В. Соколовского, согласно которой плотину представляют в виде перекрестной системы стержней (балок и стоек) с равенством деформаций (перемещений) в местах их пересечений.

Температурные напряжения, усадка и набухание. Температурные напряжения оказывают весьма существенное влияние на прочность и долговечность гидротехнических сооружений. Температурные напряжения, возникающие в строительный период (вследствие разогрева бетона от экзотермии и последующего его остывания), могут при отсутствии специальных мероприятий привести к появлению мелких и крупных (даже сквозных) трещин в сооружении (см. рис. 8.1, д), а возникающие в период эксплуатации (от колебаний температуры воздуха и воды в водохранилище и от солнечной радиации) могут вызвать появление высоких растягивающих напряжений на верховой и низовой гранях и обусловить тем самым раскрытие строительных швов (см. рис. 8.1, в, г).

Исследования, проведенные в МГМИ, показали, что в эксплуатационный период в секции гравитационной плотины или отдельно стоящем контрфорсе возникают и поперечные напряжения σ_z (вдоль продольной оси плотины), которые могут превышать прочность бетона на растяжение и вызывать появление трещин, перпендикулярных направлению σ_z , на верховой и низовой гранях плотины.

Усадка. По данным С. В. Александровского [7], усадка проявляется в основном в сравнительно тонкостенных конструкциях, а также в поверхностных слоях массивных конструкций; в результате усадки при уменьшении влажности могут образоваться трещины. Расчет усадочных деформаций и напряжений можно свести к решению температур-

* Исследования выполнены Н. П. Розановым, Г. М. Кагановым, В. Л. Чернявским, Т. А. Вишнеvsкой.

ной задачи. Для предварительных прикидок влияние усадки может быть принято эквивалентным понижению температуры бетона на 20°C (т. е. при высыхании бетона усадочные деформации ω будут приблизительно равны $\omega = \alpha t$, где α — коэффициент линейного расширения; $t = 20^{\circ}\text{C}$) [48].

Набухание. При увлажнении бетона в результате атмосферных воздействий или прямого контакта с водой (на верховой грани плотины) он набухает. Влияние набухания на напряженное состояние напорной грани благоприятно, так как оно увеличивает сжимающие напряжения. Деформации набухания в 3—10 раз меньше усадочных деформаций. Эквивалент набухания равен $5\text{--}6^{\circ}\text{C}$ [21].

2. Влияние геологических особенностей и свойств основания, а также его деформаций вследствие пригрузки воды водохранилища.

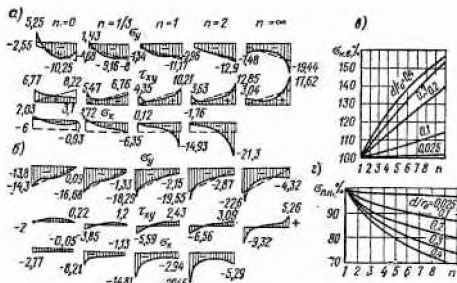
Податливость основания. Соотношение модулей деформации плотины и основания оказывает влияние на напряженное состояние плотины в зоне контакта и вблизи нее. Вопросы учета влияния податливости основания на напряженное состояние арочных плотин рассмотрены в ряде работ [21 и др.]. В последние годы этим вопросам посвящено также большое число экспериментальных работ.

На рис. 8.2, а, б приведены эпюры контактных напряжений по данным А. А. Храпкова в основании плотины треугольного профиля при различных соотношениях модуля деформации тела плотины и основания $n = E_{пл}/E_{осн}$.

Анализ напряжений позволяет отметить следующее. При опорожненном водохранилище наблюдаются концентрации сжимающих напряжений σ_y и σ_x на верховой грани. При наполненном водохранилище: а) податливость основания существенно сказывается на значениях σ_y , σ_x и τ_{xy} ; при больших различиях в жесткости плотины и основания (при $n=0$ и $n=\infty$) наблюдается максимальное расхождение результатов, полученных с учетом податливости и при использовании для расчета методов теории упругости для бесконечного клина (пунктир на рис. 8.2, а, б) и элементарных методов; б) при достаточно жестком основании ($n=0$) возможно появление растягивающих напряжений σ_y и σ_x в месте контакта верховой грани с основанием; в) при весьма слабом основании ($n=\infty$) возникает большая концентрация сжимающих напряжений σ_y и σ_x под низовой гранью; г) при значениях $n=1\text{--}2$, что характерно для реальных условий при однородных основаниях с равномерной трещиноватостью, эпюры σ_y и τ_{xy} , полученные с учетом податливости, мало отличаются от полученных для бесконечного клина (или по формулам внецентренного сжатия), что позволяет определять напряжения σ_y и τ_{xy} в зоне контакта упрощенными методами.

Рис. 8.2. Влияние податливости основания на напряженное состояние гравитационных и арочных плотин

а, б — эпюры контактных напряжений для гравитационной плотины треугольного профиля ($H=60$ м; $B=43.8$ м; $\gamma_{бет} = 2.3$ тс/м³) соответственно от гидростатического давления и собственного веса (пунктиром показаны напряжения, вычисленные для бесконечного клина, с плюсом даны растягивающие напряжения); в, г — напряжения в арках соответственно в ключе на верховой грани и в плите на низовой грани (за 100% приняты $\sigma_{кв}$ и $\sigma_{пл}$ при $n = E_{пл}/E_{осн} = 1$; d — толщина арки; r_0 — радиус осевой линии)



По результатам экспериментов на хрупких моделях массивно-контрфорсных плотин [21] для однородных оснований при $0,35 \leq E_{пл}/E_{осн} \leq 5,2$ можно определять концентрацию напряжений по предлагаемой здесь формуле:

$$K_k = 1,6 + 0,8 \lg(E_{пл}/E_{осн}) \quad (8.11)$$

На коэффициент концентрации K_k надо умножить краевые напряжения в плоскости подошвы, определенные без учета влияния податливости основания.

Ниже подошвы плотины концентрация напряжений с глубиной быстро убывает. Приближенно можно считать, что на глубине, равной одной четверти ширины плотины по подошве, средние напряжения σ_y уменьшаются примерно на 30%, а на глубине, равной половине ширины подошвы, — на 50% [155].

Податливость основания оказывает влияние на напряжения и в теле гравитационной и контрфорсной плотин — на верховой и низовой гранях нижней части плотины высотой $(0,2-0,3)H_{пл}$, хотя концентрация напряжений здесь меньше, чем в контактной зоне. Выше этой области влияние податливости основания практически не сказывается.

Влияние на напряженное состояние соотношения модулей деформации арочной плотины и основания отражено на рис. 8.2, в, г. При $E_{пл}/E_{осн} = 2,5...3$ напряжения изменяются на 10—15%. По исследованиям МГМИ в большей мере податливость основания сказывается на несущей способности арочных плотин.

Для плотины с цилиндрической напорной гранью предварительная оценка коэффициента запаса несущей способности комплекса арочная плотина — основание K_a может быть выполнена по формуле $K_a = (10,6 - 5,7 \sqrt{E_{пл}/E_{осн}}) t/H_{пл}$, предлагаемой нами совместно с Ю. Н. Стекловым для створов с $L/H_{пл} = 3,5$; $b/H_{пл} = 0,3$ при $0,94 \leq E_{пл}/E_{осн} \leq 6,2$ и $0,97 \leq R_{пл}/R_{осн} \leq 6,4$. Коэффициент запаса рассматривается здесь как отношение разрушающей гидростатической нагрузки к эксплуатационной при условном собственном весе плотины $t/H_{пл}$. Здесь t — опытный коэффициент, равный 150 м.

Разномодульность массивов основания и трещины в основании. При наличии в основании двух разномодульных массивов (рис. 8.3, а) особенно неблагоприятно залегание податливых пород со стороны нижнего бьефа. В этом случае возникает концентрация напряжений в точке O ; возможно также появление растягивающих напряжений на верховой грани в зоне контакта. В области точки O значительно возрастают и касательные напряжения. Залегание податливых пород вблизи верховой грани является благоприятным фактором, так как способствует уменьшению здесь растягивающих напряжений.

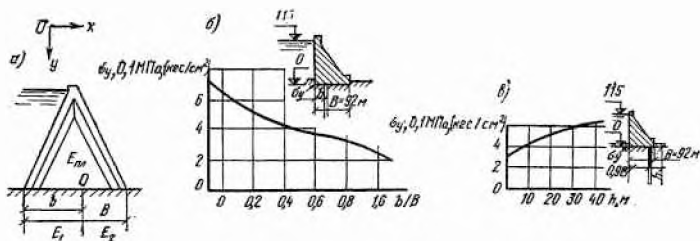


Рис. 8.3. Влияние разномодульности массивов и трещин в основании на напряженное состояние плотины

а — схема плотины с разномодульными массивами в основании; б, в — влияние соответственно расположения трещины и глубины ее заделки h

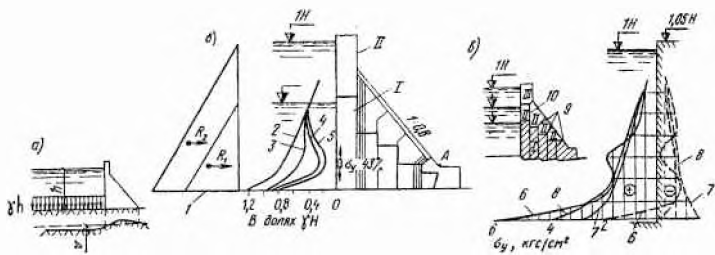


Рис. 8.4. Влияние пригрузки воды водохранилища и технологии производства работ на напряженное состояние плотины

a — деформация основания вследствие пригрузки воды водохранилища; *б* — влияние поэтапности возведения (от гидростатической нагрузки и собственного веса); *а* — влияние цементации межстолбчатых швов (сплошные кривые — при действии гидростатической нагрузки; пунктир — при действии гидростатической нагрузки и собственного веса); 1 — эпюра гидростатического давления R_1 и R_2 при возведении плотины на I и II этапах; 2 — эпюра напряжений при возведении плотины сразу на полный профиль; 3, 4, 5 — эпюры напряжений при различных вариантах поэтапного возведения плотины; 6, 7, 8 — эпюры напряжений соответственно при отсутствии цементации швов для монолитной плотины и при зацементированных швах; 9 — наклонные швы; 10 — вертикальный шов II этапа; с плюсом даны растягивающие напряжения; v — вертикальная осадка основания

Учитывая эти обстоятельства, было предложено улучшать напряженное состояние плотины путем устройства податливой прослойки в жестком основании [21]. Имеется также предложение об увеличении жесткости основания в низовой части плотины путем цементации. Влияние разномодульности массивов в массивно-контрфорсных плотинах может сказываться в области верхового оголовка до половины высоты плотины. Концентрация напряжений может быть определена по работе [21].

Наличие разномодульных массивов и их толщина существенно влияют также на коэффициент запаса несущей способности комплекса арочная плотина—основание [109].

На напряженное состояние гравитационных и контрфорсных плотин влияют вертикальные и крутопадающие крупные трещины (или ослабленные зоны). Наличие трещины приводит к перераспределению напряжений и их концентрации около нее, а расположение трещины вблизи низовой грани приводит к снижению сжимающих напряжений σ_y на верховой грани плотины, что весьма нежелательно.

Влияние места расположения вертикальной трещины на сжимающие напряжения σ_y (по данным ВНИИГ) показано на рис. 8.3, б. Столь же неблагоприятное влияние оказывают крутопадающие трещины [21]. Их наличие может существенно снизить сжимающие напряжения σ_y на верховой грани и увеличить их на низовой, что проявляется особенно резко при расположении трещины под низовым оголовком. Непосредственно над трещиной в плотине возможно появление значительных растягивающих напряжений σ_x снижение сжимающих напряжений σ_y .

Для уменьшения вредного влияния вертикальных трещин (или ослабленных зон) предусматривают специальные мероприятия — цементацию, заделку крупных трещин бетоном на некоторую глубину (см. гл. 2). Благоприятное влияние увеличения глубины заделки трещины видно на рис. 8.3, в (по данным ВНИИГ), при этом во избежание концентрации напряжений желательно заделывать трещину бетоном с модулем упругости, близким модулю деформации скалы основания.

Слоистость основания. В гл. 21 (см. рис. 21.16) приведены результаты исследований влияния слоистости основания на распреде-

ление контактных напряжений. Концентрация напряжений для слоистых оснований достаточно близко совпадает с концентрацией их при однородном основании и $E_{пл}/E_{осн} \approx 1,5 \dots 4$.

Деформации основания, возникающие вследствие пригрузки воды водохранилища. Давление воды на ложе водохранилища приводит к деформациям основания (рис. 8.4, а), которые в свою очередь приводят к ухудшению напряженного состояния верховой грани плотины (уменьшают сжимающие напряжения на ней). Неблагоприятное влияние на напряженное состояние сооружения оказывает также давление воды на пространственные конструкции гравитационных «бесшовных» и арочных плотин. При высоте плотин примерно 200 м «развал» берегов, эффект взвешивания и влияние температуры воды водохранилища иногда может привести к появлению в арках на низовой грани и в консолях растягивающих напряжений.

3. Влияние последовательности возведения сооружения и цементации межстолбчатых швов.

Поэтапность возведения плотин. Напряжения в характерных точках профиля гравитационной плотины, например в точке А (рис. 8.4, б), различны в случаях ее поэтапного возведения и возведения сразу на полную высоту [106]. При поэтапном возведении плотины на неполный профиль I с частичным наполнением водохранилища напряжения в точке А (от нагрузки R_1) могут быть равны нулю; при поэтапном возведении плотины на полный профиль II $\sigma_A = \sigma_{II}(R_2)$. При возведении плотины сразу на полный профиль II $\sigma'_A = \sigma_{II}(R_1) + \sigma_{II}(R_2)$. Очевидно, что $\sigma_A \neq \sigma'_A$.

Поэтапность возведения ухудшает напряженное состояние гравитационных и контрфорсных плотин; растягивающие напряжения на контакте верховой грани с основанием, возникающие от воздействия гидростатической нагрузки для плотины высотой примерно 116 м, увеличиваются на 23—25%. Однако увеличение напряжений от собственного веса в этой точке при поэтапном возведении благоприятно (сжимающие напряжения повышаются на 5—8%).

На рис. 8.4, б приведено сравнение суммарного напряженного состояния (гидростатическая нагрузка + собственный вес) плотины, аналогичной плотине Братской ГЭС, при поэтапном ее возведении и возведении сразу на полный профиль.

Расчеты, выполненные канд. техн. наук В. И. Бронштейном для арочно-гравитационной плотины Кырджали ($H_{пл} \approx 103$ м), показали, что поэтапность возведения существенно снижает растягивающие напряжения в консоли на низовой грани (при двух этапах с 2,7 до 1 МПа) и повышает сжимающие напряжения на контакте верховой грани с основанием (примерно на 0,4 МПа). В пятах арок в верхней части плотин возможно появление растягивающих напряжений (до 0,3—0,4 МПа).

Цементация межстолбчатых швов. Вследствие остывания и усадки бетона происходит раскрытие межстолбчатых строительных вертикальных и наклонных швов (рис. 8.4, в). Их цементация при поэтапном возведении может оказывать существенное влияние на напряженное состояние плотины, причем воздействие гидростатической нагрузки при отсутствии цементации резко ухудшает напряженное состояние, что видно из рис. 8.4, в [106]. Приведенные результаты исследований относятся к Братской плотине высотой примерно 116 м; результаты теоретических исследований, выполненных в Новочеркасском инженерно-мелиоративном институте, показывают, что для плотин высотой до 40 м влияние отсутствия цементации межстолбчатых швов на напряженное состояние существенно меньше.

§ 37. ОСНОВЫ РАСЧЕТОВ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ¹

Так как многие районы СССР характеризуются повышенной сейсмичностью, необходимо проводить расчет сейсмостойкости гидротехнических сооружений.

Интенсивности землетрясения, оцениваемой баллами, соответствует определенный диапазон наибольших ускорений, скоростей и смещений грунтов. Для нормативного расчета (предусмотренного СНиП II-A.12-69*) используют так называемый коэффициент сейсмичности K_c . Он представляет собой отношение среднего ускорения движения грунта при землетрясении данной балльности к ускорению свободного падения. Так, для 9 баллов $K_c=0,1$, для 8 — 0,05, для 7 — 0,025.

Нормативные значения расчетной балльности выведены для средних грунтовых условий соответствующих районов. Для оснований, сложенных прочными скальными породами, балльность может быть уменьшена по сравнению с нормативной на 1 балл, а для оснований, сложенных глинистыми или песчаными грунтами при высоком стоянии уровня грунтовых вод, увеличена на 1—2 балла.

На сооружение в районе землетрясения действуют инерционные нагрузки двух видов — возникающие в массиве сооружения и гидросейсмические.

При больших размерах сооружения проходящие через него сейсмические волны вызывают в конструкции большие напряжения. При прохождении сейсмических волн в грунтовой среде в ней также возникают значительные напряжения. Так, они могут составлять примерно 0,03—1 МПа (0,3—10 кгс/см²) — большие в скальных породах и меньшие в грунтах.

Наибольшую сложность при расчетах сейсмостойкости гидротехнических сооружений представляет определение действующих сейсмических нагрузок. Нормами (СНиП II-A.12-69*) предписывается использовать для этого определения метод линейной спектральной теории². Этот метод основан на предположении, что сооружение работает линейно-упруго и реагирует на составляющие сейсмического воздействия, частоты которых близки к его собственным частотам. При расчете разрешается заменять реальное сооружение с непрерывным распределением масс стержневой схемой с расположением сосредоточенных масс в отдельных точках (дискретной расчетной схемой) (рис. 8.5). Сейсмическую силу, действующую на k -ю массу, в каждой из форм собственных колебаний i определяют по выражению

$$S_{ik} = Q_k m K_c \beta_i^0 \eta_{ik}, \quad (8.12)$$

где Q_k — вес элемента сооружения, отнесенный к точке k ; m — коэффициент, равный 1,5 для бетонных и 1,3 для грунтовых подпорных сооружений I класса; во всех других случаях он равен 1; K_c — коэффициент сейсмичности; $\beta_i^0 = m_0 \beta_i$ — коэффициент динамичности, соответствующий i -й форме собственных колебаний и зависящий от периода собственных колебаний сооружений (для железобетонных и бетонных сооружений, в которых не допускается раскрытие швов, m_0 принимают равным 1, а при возможности частичного их раскрытия — равным 0,8; для плотин из грунтовых материалов $m_0 = 0,7$; $\beta_i = 1/T_i$ — коэффициент, принимаемый с учетом ограничения $3 \geq \beta_i \geq 0,8$; T_i — период собственных колебаний конструкции по i -й форме); η_{ik} — коэффициент, зависящий от формы собственных колебаний конструкции и от места расположения точки k (см. рис. 8.5):

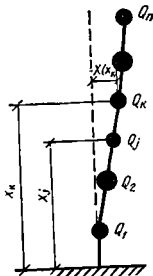


Рис. 8.5. Расчетная схема для определения сейсмических нагрузок, действующих на сооружение

¹ Написано Б. М. Бахтиным.

² См. также Руководство по учету сейсмических воздействий при проектировании гидротехнических сооружений. К разделу 5 главы СНиП II-A.12-69. Л., 1977.

$$\eta_{ik} = \left[X_i(x_k) \sum_{j=1}^n Q_j X_i(x_j) \right] \left/ \left[\sum_{j=1}^n Q_j X_i^2(x_j) \right] \right., \quad (8.13)$$

где $X_i(x_k)$ — нормированное значение (в долях от единицы) смещения массы Q_k , для которой определяется инерционная сила S_{ik} в i -й форме колебаний; $X_i(x_j)$ — то же, для всех масс Q_j от Q_1 до Q_n .

Нормы допускают на предварительных стадиях проектирования учитывать только один тон колебаний конструкции — основной ($i=1$). Если учитывают n форм колебаний, то расчетные (суммарные) усилия в каждом сечении определяют по формуле

$$N = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2} \quad (8.14)$$

при периоде основного тона собственных колебаний более 0,3 с. В этой формуле N_i — значение усилия (момента, силы и др.) в данном сечении в i -й форме колебаний. Если же период основного тона собственных колебаний меньше 0,3 с, то расчет ведут по формуле (5) СНиП II-A.12-69*.

На колебания гидротехнических сооружений большое влияние оказывает водная среда, для плотин оно особенно велико при направлении сейсмического воздействия вдоль ущелья (при направлении сейсма вдоль оси гравитационной или контрфорсной плотины этим фактором можно пренебречь). Это влияние приводит к некоторому увеличению периодов собственных колебаний (до 30% для основного тона) и появлению дополнительных нагрузок, вызванных навалом сооружения на воду. Последнее в расчетах учитывают введением в формулу (8.12) величины $Q'_k = Q_k + m_k$ вместо Q_k . Здесь m_k — масса воды, колеблющаяся вместе с сооружением и отнесенная к точке k (присоединенная масса). Формулы для определения присоединенных масс m_k приведены в СНиП II-A.12-69*, раздел V.

При расчетах прочности плотин обычно принимают наиболее невыгодное направление сейсма, чаще всего — горизонтальное вдоль или поперек ущелья. При расчетах прочности купольных плотин, плотин с тонкой наклонной напорной поверхностью (многоарочных, контрфорсных), водопроводящих сооружений (акведуки, лотки на опорах), а также при расчетах устойчивости сооружений необходимо учитывать одновременно и вертикальную составляющую сейсма:

$$S_{k,v} = Q_k m_k c \sin \alpha, \quad (8.15)$$

где α — угол между горизонталью и направлением сейсма (не более 30°).

В этом случае в формулу (8.12) вводят множитель $\cos \alpha$. Определив сейсмические нагрузки на сооружение, далее по обычным зависимостям строительной механики можно найти дополнительные напряжения, возникающие в конструкции от сейсма, либо оценить изменение устойчивости сооружения на сдвиг. При этом особом сочетании нагрузок нормативные коэффициенты запаса будут ниже, чем без учета сейсма.

Изложенный метод расчета требует знания периодов и форм собственных колебаний, которые можно найти в работах [21] и [121].

Высокие бетонные плотины, крупные акведуки и другие подобные сооружения при сейсме большой интенсивности выходят за пределы упругой работы: происходит частичное раскрытие и закрытие постоянных и временных швов, соударение секций и элементов. Не в упругой стадии работают и грунтовые плотины. Все это приводит к повышенному рассеиванию энергии колебаний и уменьшению сейсмических нагрузок на сооружение. Нормы учитывают этот фактор весьма приближенно, вводя в формулу (8.12) коэффициент $m=0,8$ вместо 1.

Последние исследования показывают, что при распространении сейсмических волн в крупных плотинах в них возникают большие напряжения. Этот фактор не учитывается в нормативных расчетах и требует дальнейшего изучения. Поэтому СНиП рекомендует для сооружений I и II класса капитальности проводить специальные модельные исследования.

§ 38. НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ И НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ОСНОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Основания в настоящее время обычно рассчитывают совместно с сооружением, рассматривая комплекс «сооружение — основание». Расчет выполняют в соответствии со СНиП II-16-76 по предельным состояниям. Скальное основание можно рассматривать как полуплоскость (при расчете гравитационных, ячеистых и иногда контрфорсных плотин) или как полупространство (при расчете контрфорсов и арочных плотин). Кваснооднородные основания рассчитывают методом теории упругости. Основания, разделенные трещинами на блоки, можно рассчитывать с применением механики зернистых сред. Так как скальные основания имеют высокий предел прочности, разрушение обычно возможно лишь по ослабленным зонам. Прочность и устойчивость скальных оснований проверяют также в береговых примыканиях плотин (особенно арочных, см. гл. 20); кроме того, проверяют устойчивость откосов и отдельных потенциально неустойчивых массивов.

§ 39. РАСЧЕТЫ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ И ИХ ОСНОВАНИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

В СНиП II-50-74 и в новых Нормах [202, 205] на основе СНиП II-A.10-71 уточняются расчеты гидротехнических сооружений и их оснований по предельным состояниям. Отличительной чертой метода расчета по предельным состояниям является использование группы расчлененных коэффициентов запаса (коэффициента сочетаний нагрузок n_s , коэффициента условий работы m , коэффициента надежности K_n) вместо одного (единого).

Задачей расчета сооружений по предельным состояниям является недопущение наступления таких состояний при эксплуатации сооружения в течение всего срока его службы. В соответствии со СНиП II-A.10-71 [209] предельные состояния подразделяют на две группы:

1) по потере несущей способности или непригодности к эксплуатации; применительно к гидротехническим сооружениям предельное состояние данного вида, обуславливающее необходимость прекращения эксплуатации, может наступить вследствие потери устойчивости или разрушения плотны из-за хрупкого, усталостного или пластичного разрушения материала плотины либо основания; из-за неблагоприятного совместного воздействия силовых факторов и внешней среды; из-за опасных подвижек сооружения или основания; из-за чрезмерного раскрытия или появления крупных трещин, грозящих аварией;

2) по непригодности к нормальной эксплуатации, т. е. это состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию и требующие проведения ремонтных работ, например, вследствие появления недопустимых перемещений, раскрытия трещин, увеличения фильтрации и противодействия, а также других факторов, снижающих долговечность сооружения.

По первой группе предельных состояний выполняют расчеты устойчивости и прочности сооружений, по второй — расчеты образования и раскрытия трещин, а также расчеты перемещений и прочности отдельных областей основания (при коэффициенте надежности $K_n=1$, см. далее).

Сущность метода расчета по предельным состояниям заключается в сопоставлении усилий, напряжений, деформаций, перемещений и раскрытий трещин с соответствующими критериями несущей способности, сопротивления материалов, раскрытия трещин и др., устанавливаемыми нормами. Ниже рассмотрены критерии предельных состояний.

1. Критерий прочности бетонных плотин

$$n_c \sigma_{г.л} \leq Rm/K_n, \quad (8.16)$$

где n_c — коэффициент сочетания нагрузок (для основного сочетания $n_c=1$, для особого $n_c=0,9$, для периода строительства $n_c=0,95$) [203]; $\sigma_{г.л}$ — главное напряжение в характерных сечениях от воздействий, определенных с учетом коэффициентов перегрузки n (табл. 8.7); R — расчетное сопротивление бетона (табл. 8.8); $R=R_{норм}/k$ (здесь $R_{норм}$ — нормативное сопротивление бетона; k — коэффициент безопасности по материалу — по бетону); m — коэффициент условий работы; K_n — коэффициент надежности.

Таблица 8.7

Нагрузки и воздействия	Коэффициент перегрузки n
Собственный вес сооружения	1,05 (0,95)
То же, обделок туннелей	1,2 (0,9)
Вертикальное давление от веса грунта	1,1 (0,9)
Боковое давление грунта	1,2 (0,8)
Давление наносов	1,2
Гидростатическое и волновое давление, а также давление фильтрационных вод по подземному контуру сооружения, в швах и расчетных сечениях бетонных и железобетонных конструкций (противодавление)	1
Ледовые нагрузки	1,1
Температурные и влажностные воздействия	1,1
Сейсмические воздействия	1

Примечания: 1. Указанные в скобках значения n относятся к случаям, когда применение минимального коэффициента приводит к невыгодному загрузению сооружения.

2. Значения n от подвижного состава железных и автомобильных дорог надлежит принимать по нормам проектирования мостов.

3. Значение n допускается принимать равным единице для собственного веса сооружения и вертикального давления от веса засыпки грунтом, если вес ее не превышает 20% общего веса сооружения, а также для всех грунтовых нагрузок при использовании расчетных параметров грунтов, определяемых в соответствии с [205].

Для уточнения расчетов в основную формулу (8.16) введены коэффициенты m и K_n .

Коэффициент условий работы m учитывает: а) приближенность расчетных схем и принятых в расчете предпосылок; б) перераспределение силовых факторов и деформаций; в) влияние температуры, влажности, агрессивности среды, длительности вредных воздействий.

Вид напряжения	Вид бетона	Расчетное сопротивление			
		50	75	100	150
Сжатие осевое (призменная прочность) $R_{пр}$	Тяжелый или на пористом заполнителе	2,34 (23)*	3,56 (35)	4,59 (45)	7,12 (70)
	Тяжелый или на плотном пористом заполнителе	0,284 (2,8)***	0,387 (3,8)	0,49 (4,8)	0,642 (6,3)
Растяжение осевое R_D	Пористый на пористом заполнителе	0,284 (2,8)	0,387 (3,8)	0,49 (4,8)	0,642 (6,3)

Примечание. Одной звездочкой отмечены значения только для бетона на пористом заполнителе

При расчетах бетонных плотин по первой группе предельных состояний значение m принимают в зависимости от их типа: гравитационные и контрфорсные — 0,9 для основного сочетания нагрузок, 1 для особого сочетания; арочные — в расчетах прочности на сжатие 0,81 для основного сочетания нагрузок, 0,9 для особого сочетания, в расчетах прочности на растяжение 2,16 для основного сочетания нагрузок, 2,4 для особого. Для железобетонных плотин $m=1,15$. При расчетах по второй группе предельных состояний (например, трещиностойкости) принимают $m=1$.

Коэффициент надежности K_n учитывает: а) степень ответственности сооружений и значимость последствий тех или иных предельных состояний; б) недостаточную изученность действительной работы и предельных состояний конструкций и оснований. Для сооружений I класса принимают $K_n=1,25$; II класса — $K_n=1,2$; III класса — $K_n=1,15$; IV класса — $K_n=1,1$. Для второй группы предельных состояний принимают $K_n=1$.

2. Критерий устойчивости плотин и их оснований. Таким критерием является сопротивление основания суммарным касательным усилиям, действующим по различным потенциально опасным поверхностям сдвига (расчетным сечениям). Проверка устойчивости сооружения или комплекса сооружение—основание сводится к удовлетворению условия:

$$n_c N < Rm/K_n, \quad (8.17)$$

где N — расчетное значение обобщенной активной сдвигающей силы; R — обобщенная сила предельного сопротивления сдвигу; значения n_c , n и K_n приведены ранее; значения коэффициента m принимают в зависимости от типа сооружения и вида основания: для бетонных и железобетонных сооружений на *нескальных* основаниях $m=1$; для всех сочетаний нагрузок для бетонных гравитационных сооружений на *скальных* основаниях при прохождении поверхности сдвига по трещинам в массиве $m=1$, а при прохождении ее по контакту бетон — скала $m=0,95$; для основного сочетания нагрузок при расчетах устойчивости арочных плотин в широких створах $m=0,79$, при расчетах устойчивости береговых примыканий всех арочных плотин $m=0,71$, для особого сочетания нагрузок при расчетах устойчивости арочных плотин $m=0,825$.

Вид и способ нахождения обобщенной силы R определяется методом расчета. Например, при круглоцилиндрических поверхностях сдвига это могут быть моменты сил и т. п.

Расчет устойчивости бетонных сооружений на *нескальных* основаниях. При расчете по схеме плоского сдвига

$$R = (P - W_{пд}) \operatorname{tg} \varphi + m_1 E_{п.в} + Fc; \quad N = T_b + E_{а.в} - T_n. \quad (8.18)$$

При расчете по схеме смешанного сдвига при отсутствии эксцентриситета

$$R = [(c \operatorname{tg} \varphi + c) B_2 + \tau_{пр.р} B_1] L, \quad (8.19)$$

где

$$\sigma = (P - W_{пд})/BL.$$

Таблица 8.8

бетона, МПа (кгс/см ²), проектных марок						
200	250	300	350	400	450	500
9,18 (90)	11,2 (110)	13,76 (135)	15,8 (155)	17,82 (175)	19,85 (195)**	21,82 (215)**
0,764 (7,5)	0,895 (8,8)	1,02 (10)	1,12 (11)	1,22 (12)	1,305 (12,8)**	1,376 (13,5)**
0,745 (7,3)	0,815 (8)	0,886 (8,7)	0,946 (9,3)	1,0 (9,8)	—	—

теле; двумя — только для тяжелого бетона; тремя — только для бетона на плотном пористом за-

Здесь $\operatorname{tg} \varphi$ и c — расчетные параметры сопротивляемости сдвигу; $m_1 = 0,7$ — коэффициент условий работы для всех видов подпорных сооружений, кроме портовых (для которых $m_1 = 1$), учитывающий зависимость пассивного давления от горизонтального перемещения сооружения; F — горизонтальная проекция площади подошвы, в пределах которой учитывается сцепление; L — длина расчетного участка в нормальном к чертежу направлении. Величина $\gamma_{\text{нр.р}}$ может быть определена методом ВНИИГ или другим (подробнее см. § 31). Остальные обозначения приведены в экспликации к формулам (7.5) и (7.6).

При расчете по схеме смешанного сдвига при наличии эксцентриситета в сторону нижнего бьефа вместо B , B_1 и B_2 принимают B^* , B_1^* и B_2^* (см. § 31).

Расчет устойчивости бетонных сооружений на скальных основаниях. При плоской или ломаной поверхности сдвига величины R и N в условии (8.17) определяют по формулам:

$$R = \sum_{i=1}^k (P_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i F_i) + m_2 E_2;$$

$$N = T, \quad (8.20)$$

где k — число различающихся по параметрам сопротивляемости сдвигу и по деформативности участков поверхности сдвига, зависящее от числа плоскостей при ломаной поверхности сдвига и от числа разнородных участков на каждой из плоскостей сдвига; P — равнодействующая нормальных напряжений, возникающих на i -м участке рассматриваемой поверхности сдвига от расчетных нагрузок; $\operatorname{tg} \varphi_i$ и c_i — расчетные параметры сопротивляемости сдвигу по i -му участку поверхности сдвига, определяемые по табл. 2.2; F_i — площадь i -го участка поверхности сдвига; E_2 — сила сопротивления упорного массива (скальных грунтов или обратных засыпок из нескального грунта) со стороны нижней грани; если характеристики засыпки (упора) примерно равны характеристикам основания или превышают их, то принимают $E_2 = E_{\text{н.з}}$ и $m_2 = m_1 = 0,7$; при значениях характеристик засыпки, меньших характеристик основания на 20% и более, принимают $E_2 = E_{\text{н.з}}$ и $m_2 = 1$; T — активная сдвигающая сила — проекция равнодействующей расчетной нагрузки на плоскую поверхность сдвига или на плоскости ломаной поверхности сдвига (в зависимости от схемы сдвига)

Расчеты устойчивости выполняют для двух сочетаний нагрузок и воздействий.

3. Критерий деформаций оснований. Таким критерием являются нормативные значения характеристики деформируемости оснований. Эти значения принимают по условиям нормальной работы уплотнений постоянных швов, недопущения навала соседних секций, нормальной работы гидротехнического оборудования. Расчеты по деформациям производят на основное сочетание нагрузок при $m = 1$ и $K_n = 1$.

ГЛАВА 9

РАСЧЕТЫ ОСАДОК ОСНОВАНИЙ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ*

§ 40. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Построенные на нескальных основаниях гидротехнические сооружения (бетонные плотины, здания гидроэлектростанций, плотины из грунтовых материалов, шлюзы, подпорные стенки) претерпевают вертикальные деформации, обусловленные сжатием грунта основания. Вертикальные деформации, не связанные с коренным изменением структуры грунта основания (образованием зон пластических деформаций, выпиранием грунта из-под сооружения), называют *осадками*. В настоящей главе рассмотрены методы определения осадок только оснований сооружений. Методы определения осадок тела плотин из грунтовых материалов рассмотрены в гл. 13.

Сжатие грунта основания под действием веса построенного соору-

* Написано Н. Н. Розановым.

жения происходит не сразу, а постепенно, нарастая во времени до некоторой конечной величины, называемой *полной или стабилизировавшейся осадкой*. В строительной практике интересуются как полной осадкой, так и протеканием осадки во времени. Полную осадку определяют с целью назначения строительного запаса в высоте сооружения, а также выбора в необходимых случаях конструктивных мероприятий, обеспечивающих его нормальную работу (предотвращение расстройств водонепроницаемых швов между отдельными секциями при неравномерных осадках, нарушения стабильности положения осей турбин и отсасывающих труб и т. п.). Прогноз протекания осадки во времени необходим при оценке устойчивости сооружения, поскольку основной фактор, определяющий устойчивость, — сопротивление грунтов основания сдвигу — зависит от степени их уплотнения под нагрузкой. Следует также иметь в виду, что даже при одинаковой полной осадке двух соседних секций сооружения, в основании которых залегают различные грунты, в некоторые моменты времени возможны существенные расхождения в осадках.

Расчет осадок производят: 1) для уточнения условий работы сооружения в период эксплуатации и для выбора его рациональной конструкции; 2) для установления ожидаемого перекоса сооружения или неравномерности осадок различных его частей; 3) для определения строительного подъема сооружения.

Для определения полной осадки предложены различные методы расчета [46, 127, 200, 216, 261], основанные на общей предпосылке об изотропности рассматриваемого грунта, что дает возможность применять для решения задачи известную из теории упругости связь между деформациями и напряжениями сплошной линейно-деформируемой среды:

$$e_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \mu (\sigma_y + \sigma_z)]; \quad e_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \mu (\sigma_z + \sigma_x)]; \quad e_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \mu (\sigma_x + \sigma_y)], \quad (9.1)$$

где e_x, e_y, e_z — относительные деформации по осям x, y, z ; $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ — компоненты напряжений по осям x, y, z ; E и μ — соответственно модуль деформации и коэффициент бокового расширения.

Путем решения уравнений (9.1) в перемещениях при том или ином распределении напряжений в основании рядом авторов [46 и др.] получены выражения для расчета осадок в замкнутом виде. Эти выражения достаточно просты и находят применение для расчета осадок фундаментов сравнительно небольших размеров, однако для расчета осадок гидротехнических сооружений их практически не используют, поскольку они предполагают равномерное распределение нагрузки, однородное основание и весьма большую мощность активной зоны.

Более гибкими, позволяющими подсчитать осадки в случае одномерной, плоской или пространственной задачи при различных эпюрах нагрузки и при неоднородном основании, являются *методы суммирования деформаций*. Эти методы, также основанные на зависимостях (9.1), позволяют определить деформации отдельных элементарных слоев грунта основания с одинаковой пористостью и напряжениями, а затем просуммировать эти деформации. Задача о распределении напряжений в сжимаемой толще в этом случае решается отдельно и с методом расчета деформаций не связана.

При наличии в основании сооружения несвязных грунтов основная часть осадки происходит, как правило, в очень короткий промежуток времени, поэтому протекание ее во времени здесь не рассматривают, ограничиваясь нахождением полной осадки.

Применительно к глинистым грунтам в настоящее время существуют две теоретические трактовки процесса уплотнения. В соответствии с первой процесс деформации грунта рассматривается в непосред-

ственной связи с возникающим при этом неустановившимся движением воды в его порах (*фильтрационная теория консолидации*), а согласно второй процесс уплотнения грунта связывается не только с отжатием воды из его пор, но и с ползучестью грунтового скелета (*смешанная задача уплотнения*). Для решения практических задач о поведении во времени глинистых грунтов под нагрузкой наиболее полно и всесторонне разработана фильтрационная теория консолидации в классической постановке [127, 251, 262]. В этом случае рассматривается так называемая *грунтовая масса* — грунт, в порах которого помимо молекулярной воды имеется свободная вода, подчиняющаяся обычным законам движения жидкости в пористой среде, а прогноз протекания осадки во времени основан на предположении, что уплотнение грунта происходит вследствие отжатия из пор грунта воды под действием нагрузки от сооружения. Решения фильтрационной теории консолидации можно применять к грунтам с коэффициентом фильтрации k_f в пределах от 10^{-4} до 10^{-8} см/с.

§ 41. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ РАСЧЕТА И РАСЧЕТНЫЕ СЛУЧАИ

Для расчета осадок необходимо располагать данными о геологическом строении основания, физико-механических характеристиках слагающих его грунтов (удельном весе, объемном весе, влажности, границах пластичности, коэффициенте фильтрации, показателях сжимаемости) и нагрузках, действующих на поверхность основания.

Нагрузки на основание, изменяющиеся в процессе строительства и эксплуатации сооружения, определяют в соответствии со СНиП II-50-74. При этом принимают во внимание следующие основные факторы: а) размеры и форму сооружения; б) расположение соседних сооружений; в) глубину строительного котлована; г) уровни и режим грунтовых вод; д) календарный график строительства; е) график наполнения водохранилища.

На практике могут встретиться различные схемы нагрузок на основание. Наиболее общие из них при плоской или одномерной деформации (на единицу длины основания): в) в случае *жесткого фундамента* — равнодействующая, образующаяся при суммировании всех сил, действующих на основание, и момент, возникающий от переноса суммируемых сил; б) в случае *гибкого фундамента* — сплошная нагрузка с интенсивностью, меняющейся по произвольному закону (например, по закону треугольника в основании плотины из грунтовых материалов). Для этих схем нагрузок, а также для целого ряда более простых схем решены задачи об определении напряжений в основании. Некоторые из этих решений будут рассмотрены в § 42.

Задача об определении осадок в общем случае является *пространственной*, однако применительно к гидротехническим сооружениям ее обычно можно рассматривать как *плоскую* или *одномерную*. Возможность применения схемы плоской или одномерной задачи определяется соотношением размеров сооружений и мощности сжимаемой толщи грунта, а также характером внешней нагрузки.

Если сооружение имеет достаточную протяженность, вертикальная нагрузка по его длине постоянна, а основание можно рассматривать как однородное в точках любой прямой линии, параллельной его продольной оси, то грунт основания находится в условиях плоской деформации. Практически расчет по схеме плоской задачи можно проводить, если длина сооружения превышает его ширину не менее чем в 3 раза.

Случай одномерной задачи теоретически соответствует действию на грунт основания сплошной равномерно распределенной нагрузки бесконечной протяженности. При этом возможны только вертикальные

перемещения, причем грунт в плоскостях, перпендикулярных направлению перемещения, предполагается однородным. На практике схему одномерной задачи принимают, когда ширина подошвы фундамента превышает толщину слоя сжимаемого грунта не менее чем в 2 раза.

После установления схемы сил, действующих на основание, и определения расчетного случая (одномерная, плоская или пространственная задача) необходимо уточнить еще ряд вопросов, связанных с учетом жесткости фундамента и выемки грунта из котлована, а кроме того, определить мощность сжимаемой толщи грунтов.

Учет жесткости фундамента. Рассмотренные далее решения получены в предположении, что нагрузка на грунт передается гибким фундаментом, т. е. нагрузка представляет собой насыпь несвязного материала. Эти же решения применяют для жесткого фундамента, определяя его положение после осадки путем преобразования эпюры осадки гибкого фундамента, построенной по отдельным точкам, исходя из следующих соображений:

1) площади, а в случае пространственной задачи и объемы эпюр осадок гибкого и жесткого фундамента должны быть равны;

2) при рассмотрении плоской задачи наклон подошвы жесткого фундамента принимают равным наклону хорды, соединяющей крайние ординаты эпюры осадки, построенной для гибкого фундамента (рис. 9.1, а);

3) в случае пространственной задачи подошву прямоугольного в плане фундамента (рис. 9.1, б) принимают параллельной плоскости, проведенной через ординаты трех угловых точек эпюры осадки гибкого фундамента. При этом выбирают две угловые точки с максимальными и минимальными ординатами (разрез по 1—2) и одну из двух оставшихся угловых точек, причем за ее ординату условно принимают среднее значение осадок в точках 3 и 4.

Учет нагрузки от веса вынутого из котлована грунта. Котлованы бетонных гидротехнических сооружений, особенно при пойменной компоновке гидроузла, достигают значительной глубины — до нескольких десятков метров. При разработке котлованов происходит убывание так называемой бытовой нагрузки на нижележащие слои, что может привести к набуханию грунта в некоторой зоне ниже поверхности котлована. Процесс разуплотнения грунта в зоне, нарушенной набуханием, развивается во времени, захватывая основание на все большую глубину. Разуплотнение может продолжаться и в начальный период строительства, пока нагрузки на основание не достигнут 0,1—0,3 МПа (1—3 кгс/см²). В связи с этим расчетную нагрузку на основание можно принять равной давлению от сооружения только в полностью набухшей зоне, например в поверхностном слое. Расчетная нагрузка на

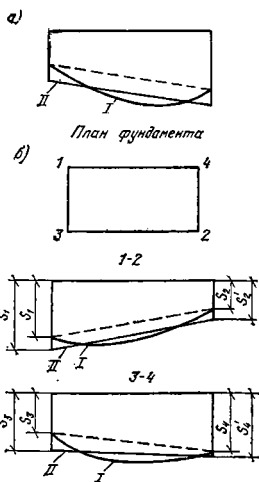


Рис. 9.1. Схемы к определению осадки жесткого фундамента

а, б — соответственно в случае плоской и пространственной задачи; I, II — эпюры осадки соответственно гибкого и жесткого фундамента

основание p_p с учетом возможности его набухания приближенно может быть определена по формуле*:

$$p_p = p_c - (1 - E_1/E_2) p_0, \quad (9.2)$$

где p_0 — давление, передаваемое на грунт основания подошвой фундамента, МПа (кгс/см²); E_1 — модуль деформации грунта основания, определяемый по ветви первичного сжатия при компрессионных испытаниях, МПа (кгс/см²); E_2 — модуль деформации, получаемый по ветви вторичного сжатия после разгрузки, МПа (кгс/см²); p_0 — бытовое давление, равное произведению объемного веса вынутого грунта на глубину вскрытого котлована, МПа (кгс/см²).

Если набухания грунта основания не происходит и дно строительного котлована после снятия бытовой нагрузки не поднимается, выражение (9.2) принимает вид

$$p_p = p_0 - p_0, \quad (9.3)$$

Для слоя, залегающего непосредственно под подошвой фундамента и полностью набухшего после вскрытия котлована, имеем

$$p_p = p_c, \quad (9.4)$$

Экспериментальное определение величин E_1 и E_2 достаточно сложно, поэтому предложены [127] приближенные формулы для вычисления коэффициента $k = (1 - E_1/E_2)$:

при $z \leq h_p$

$$k(z) = z/h_p, \quad (9.5)$$

при $z \geq h_p$

$$k(z) = 1, \quad (9.6)$$

где h_p — глубина зоны разуплотненного и набухшего грунта, которая может быть назначена приближенно по данным натурных наблюдений за набуханием грунтов оснований выстроенных сооружений.

§ 42. ОСНОВНЫЕ МЕТОДЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НАПРЯЖЕНИЯ В СЖИМАЕМОЙ ТОЛЩЕ ОСНОВАНИЯ

1. Пространственная задача. Основной в теории распределения напряжений в грунтах является задача о значениях напряжений σ_x , σ_y , σ_z в любой точке массива M от действия сосредоточенной силы (рис. 9.2). Решение этой задачи дано Буссинеском [261]. Наибольшее практическое значение имеет формула для определения вертикальных сжимающих напряжений:

$$\sigma_z = kp/z^2, \quad (9.7)$$

$$\text{где } k = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{[1 + (r/z)^2]^{5/2}}; \quad r = \sqrt{x^2 + y^2}.$$

При расчетах по формуле (9.7) можно воспользоваться табл. 1 прил. II, где приводятся значения коэффициента k в зависимости от величины r/z .

Выражение (9.7) используют для приближенного определения напряжений от действия вертикальной произвольно распределенной нагрузки. В этом случае поверхность нагруженного массива делят на элементы и нагрузку на каждый элемент принимают в виде сосредоточенной силы, приложенной в его центре тяжести. Тогда вертикаль-

* Токарь Р. А. Учет бытового давления при расчете оснований глубокого заложения. — «Гидротехническое строительство», 1949, № 7.

ное напряжение в любой точке нагруженного массива определится элементарным суммированием по формуле

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n k_i p_i / z^2. \quad (9.8)$$

Точность такого определения величины σ_z зависит от отношения l_i/r_i , где l — наибольшая сторона элемента. Установлено (200), что при $l_i/r_i < 0,5$ погрешность по сравнению с точным решением составляет около 6%, а при $l_i/r_i < 0,25$ — около 2%.

Для определения напряжений при некоторых видах нагрузки на основание получены точные решения. На практике часто встречается случай, когда нагрузка может рассматриваться как равномерно распределенная, имеющая в плане форму прямоугольника. Напряжения на любой глубине z под центром и углами такого прямоугольника можно определять с помощью таблиц. Для площадок под центром нагруженного прямоугольника используют формулу

$$\sigma_z = k_0 p. \quad (9.9)$$

Значения коэффициента k_0 в зависимости от величин $\alpha = l/b$ и $\beta = z/b$, где l и b — соответственно большая и меньшая стороны нагруженного прямоугольника, приведены в табл. 2 прил. II.

Формулой (9.9) можно воспользоваться и для определения напряжений на глубине z под углами нагруженного прямоугольника, имея в виду, что эти напряжения равны одной четверти напряжений под центром прямоугольника на глубине $z/2$.

Если известно напряжение под угловыми точками, то суммированием легко определить напряжение в любой точке полупространства. Такой прием определения напряжений называют *методом угловых точек*. Пользуясь им, можно учесть напряжения, возникающие не только от основного сооружения, но и от соседних. Практически напряжения определяют следующим образом. При расположении точки M на контуре или внутри нагруженного прямоугольника (рис. 9.3, а, б) напряжение в ней определяют суммированием напряжений под углами соответствующих прямоугольников: $abeM$ и $Mecd$ (см. рис. 9.3, а) или $Mgah$, $Mhbe$, $Mecf$ и $Mfdg$ (см. рис. 9.3, б). При расположении точки M вне пределов нагруженного прямоугольника (рис. 9.3, в) напряжение в ней будет равно сумме напряжений под углами прямоугольников $Mhbe$ и $Mecf$ за вычетом напряжений под углами прямоугольников $Mhag$ и $Mgdg$, нагруженных фиктивной нагрузкой такой же интенсивности.

2. Плоская задача. В этом случае основная задача — нахождение напряжений от действия сосредоточенной погонной нагрузки (рис.

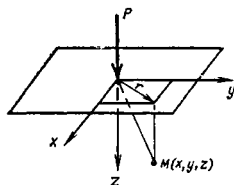


Рис. 9.2. Схема к определению напряжений от действия вертикальной сосредоточенной силы

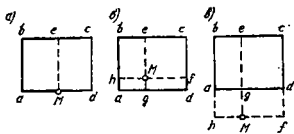


Рис. 9.3. Схемы к определению напряжений по методу угловых точек

9.4, а). Нормальные составляющие напряжений в любой точке массива M равны:

$$\sigma_x = -\frac{2\rho z^3}{\pi r^4}; \quad \sigma_y = -\frac{2\rho u^2 z}{\pi r^4}. \quad (9.10)$$

На основе выражений (9.10) методом суммирования могут быть получены формулы для определения напряжений от действия равномерно распределенной нагрузки, а также неравномерной нагрузки, меняющейся по закону треугольника. Результаты расчетов по этим формулам в долях от интенсивности нагрузки в зависимости от координат рассматриваемой точки и ширины фундамента приводятся в таблицах [200]. Пользуясь этими таблицами, можно подсчитать напряжения и от действия нагрузки произвольного вида. В этом случае эпюру нагрузки разбивают на ряд элементов прямоугольной и треугольной формы (рис. 9.4, б) и суммируют напряжения в рассматриваемой точке M от действия каждого элемента.

3. **Одномерная задача.** В этом случае нахождение напряжений не представляет никаких затруднений. Напряжения в вертикальном направлении равны интенсивности внешней нагрузки, т. е. $\sigma_z = p$.

4. Определение активной зоны.

Сжимающие напряжения от нагрузки, действующей на поверхность грунта, быстро уменьшаются с глубиной.

В связи с этим при большой мощности слоя сжимаемого грунта ограничиваются учетом напряжений только в верхней части грунтового массива — в пределах так называемой **активной зоны**. Глубину активной зоны обычно ограничивают исходя из условия, что сжимающими напряжениями меньше некоторой определенной величины можно пренебречь. Чаще всего рекомендуется

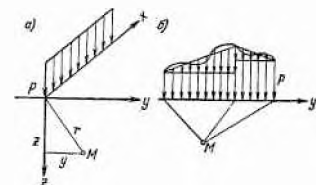


Рис. 9.4. Схемы к определению напряжений в случае плоской задачи

а — при действии сосредоточенной погонной нагрузки; б — при действии полосообразной неравномерной нагрузки

учитывать напряжения только до глубины, при которой

$$\sigma_z > 0,2 \gamma H, \quad (9.11)$$

где γ — объемный вес грунта; H — глубина активной зоны.

Более точно глубину активной зоны можно определить по результатам компрессионных испытаний грунта основания исходя из условия его практической недеформируемости [127]. Для этой цели образцы глинистого грунта испытывают после набухания, тогда по горизонтальному участку компрессионной кривой определится так называемое давление набухания. Это давление и ограничивает глубину активной зоны, поскольку при меньших давлениях уплотнение грунта невозможно.

§ 43. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОЛНОЙ ОСАДКИ

Для случая пространственной задачи, определив после сложения всех трех уравнений (9.1) величину $1/E$ и подставив ее в последнее уравнение, будем иметь:

$$e_z = \frac{1}{1-2\mu} \frac{[\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)](e_x + e_y + e_z)}{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}, \quad (9.12)$$

Учитывая, что связь между объемной деформацией и изменением коэффициента пористости записывается в виде [251]:

$$e_x + e_y + e_z = (e_1 - e_2)/(1 + \varepsilon_1), \quad (9.13)$$

где e_1 — начальный коэффициент пористости; e_2 — конечный коэффициент пористости, получаем выражение для определения осадки Δh слоя грунта толщиной h :

$$\Delta h = \frac{h}{1 - 2\mu} \frac{[\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)] \varepsilon_1 - e_2}{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z} \frac{1}{1 + \varepsilon_1} \quad (9.14)$$

Принимая в уравнениях (9.1) относительные деформации по соответствующим осям равными нулю, аналогично можно получить формулы для определения осадки слоя грунта в случае плоской и одномерной задачи:

$$\Delta h = \frac{h}{1 - 2\mu} \frac{(1 - \mu)\sigma_z - \mu\sigma_x \varepsilon_1 - e_2}{\sigma_x + \sigma_z} \frac{1}{1 + \varepsilon_1} \quad (9.15)$$

и

$$\Delta h = h(e_1 - e_2)/(1 + \varepsilon_1); \quad (9.16)$$

Формула (9.16) является основным уравнением механики грунтов для определения осадки при одномерной задаче [261]. Часто ее записывают в виде

$$S = hap/(1 + \varepsilon_1), \quad (9.17)$$

или

$$S = ha_0 p, \quad (9.18)$$

где $a = (e_1 - e_2)/p$ — коэффициент сжимаемости, МПа^{-1} ($\text{см}^2/\text{кгс}$); p — нагрузка, МПа ($\text{кгс}/\text{см}^2$); $a_0 = a/(1 + \varepsilon_1)$ — коэффициент относительной сжимаемости, МПа^{-1} ($\text{см}^2/\text{кгс}$).

Если основание неоднородно, т. е. состоит из слоев грунта с различными значениями показателей деформируемости, то всю сжимаемую толщу в пределах активной зоны разбивают на слои и общую осадку определяют методом элементарного суммирования по формуле

$$S = \sum_{i=1}^n \Delta h_i; \quad (9.19)$$

Показатели деформируемости и напряжения в пределах каждого слоя принимают постоянными, причем в случае плоской или пространственной задачи напряжения определяют как среднее арифметическое соответствующих напряжений σ_x , σ_y , σ_z на кровле и в подошве каждого слоя (рис. 9.5).

Для однородного основания в случае плоской или пространственной задачи нахождение осадки существенно упрощается, если воспользоваться методом эквивалентного слоя или эквивалентного слоя угловых точек [261]. Суть этого метода состоит в том, что задача сводится к одномерной путем определения вместо осадки фундамента, имеющего некоторые размеры, равновеликой осадки слоя грунта под действием сплошной равномерно распределенной нагрузки. При этом осадка фундамента на слое однородного грунта определяется выражением

$$S = h_s a_0 p, \quad (9.20)$$

где $h_s = AKb$ — толщина эквивалентного слоя [здесь $A = (1 - \mu)^2/(1 - 2\mu)$; K — коэффициент, зависящий от формы, размеров и жесткости фундамента; b — ширина или диаметр фундамента].

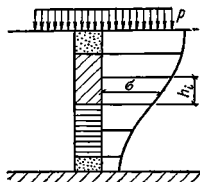


Рис. 9.5. Схема определения напряжений в элементарных слоях

Произведение AK , называемое коэффициентом эквивалентного слоя, определяется для прямоугольного в плане фундамента по табл. 3 прил. II в зависимости от соотношения длины и ширины фундамента $\alpha=l/b$, его жесткости и коэффициента бокового расширения грунта основания μ . В этой таблице коэффициент $AK_{ц.г}$ соответствует осадке центральной точки гибкого фундамента, $AK_{ож}$ — средней осадке жесткого фундамента, $AK_{оа.ж}$ — средней осадке абсолютно жесткого фундамента.

Если нагрузка в плане может быть разбита на прямоугольники, осадку любой точки основания можно найти по методу эквивалентного слоя угловых точек. При этом осадка угловой точки каждого загруженного прямоугольника определяется выражением вида (9.20). Коэффициенты эквивалентного слоя угловых точек гибкого фундамента $AK_{у.г}$ могут быть найдены из соотношения $AK_{у.г}=0,5 AK_{ц.г}$. Осадки от действия каждого загруженного прямоугольника суммируют, пользуясь теми же приемами, что и при определении напряжений (см. § 42).

Метод эквивалентного слоя можно применять и в случае неоднородного, слоистого оснований. Для этого слоистый грунт на глубину активной зоны заменяют однородным грунтом с средненными характеристиками сжимаемости, пористости, водопроницаемости. Для определения средних значений коэффициентов сжимаемости, пористости и фильтрации применяют формулы, полученные на основе специальных теорем [200, 261].

§ 44. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ОСАДКИ ВО ВРЕМЕНИ

Если водонасыщенный грунт находится под нагрузкой, то в соответствии с представлениями фильтрационной теории консолидации часть давления передается на воду в порах (нейтральное давление), а часть воспринимается скелетом грунта (эффективное давление). Соотношение между эффективным и нейтральным давлением изменяется во времени — по мере оттока воды эффективное давление растет от нуля (в момент приложения нагрузки) до своего конечного, максимального значения, равного полному давлению. В соответствии с увеличением эффективного давления нарастает во времени до своего конечного значения и осадка. Прогноз протекания осадка во времени проводят на основе решения уравнений фильтрационной теории консолидации при соответствующих начальных и граничных условиях. Это дает возможность определить в любой момент времени нейтральное давление в воде, а следовательно, и эффективное давление.

Решения уравнений консолидации в замкнутом виде имеются лишь для одномерных по условиям оттока воды задач. Эти решения и находят наибольшее практическое применение, причем с помощью приближенных приемов они могут быть распространены на плоские и пространственные задачи.

Если нагрузку p прикладывают в сравнительно небольшой промежуток времени, т. е. если можно считать, что $p(t)=const$, а отток воды возможен как через кровлю, так и через подошву слоя уплотняемого грунта (случай так называемой двусторонней фильтрации), то для прогноза протекания осадки во времени используют выражение

$$S_t = \frac{p a h}{1 - \mu_{ср}} \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{i=1,3}^{\infty} \frac{1}{i^2} \exp\left(-\frac{i^2 \pi^2 c}{h^2} t\right) \right], \quad (9.21)$$

При строительстве сооружения в течение длительного периода, когда нагрузка переменна во времени и меняется по линейному закону $p(t)=\alpha t$, аналогичная формула имеет вид

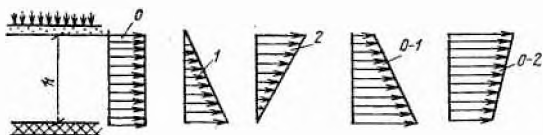


Рис. 9.6. Различные виды эпюр сжимающих напряжений по глубине в случае одномерной задачи

$$S_t = \frac{2\alpha ah^3}{c(1-\epsilon_{cp})} \left[\frac{ct}{2h^2} - \frac{1}{24} + \frac{4}{\pi^4} \sum_{i=1,3}^{\infty} \frac{1}{i^4} \exp\left(-\frac{i^2 \pi^2 c}{h^2} t\right) \right], \quad (9.22)$$

В этих формулах: α — коэффициент сжимаемости, Па^{-1} ($\text{см}^2/\text{кгс}$); h — толщина слоя сжимаемого грунта, см; $\epsilon_{cp} = (\epsilon_1 + \epsilon_2)/2$; $c = k_{\phi}(1 + \epsilon_{cp})/(\gamma_{вa})$ [здесь k_{ϕ} — коэффициент фильтрации, см/с; $\gamma_{в}$ — объемный вес воды, $\text{кгс}/\text{см}^2$]; t — время от начала строительства до момента, для которого определяется осадка S_t , с.

Если уплотняемый грунт имеет только одну водопроницаемую поверхность, то также используют формулы (9.21) и (9.22), но толщину расчетного слоя принимают вдвое больше действительной, а вычисленные осадки уменьшают вдвое.

Нагрузка на грунт основания может меняться и по более сложным законам. В этом случае используют достаточно простые инженерные приемы расчета [200, 265], которые позволяют, комбинируя решения по формулам (9.21) и (9.22), прогнозировать изменения осадки во времени при различных интенсивностях нарастания нагрузки.

Уравнение одномерной консолидации решено не только при постоянных по глубине напряжениях, т. е. в случае одномерной по напряжениям задачи, но и при распределении напряжений по глубине по закону треугольника. Комбинация этих решений дает расчетный случай при трапециoidalной эпюре напряжений, который можно использовать для приближенного прогноза протекания осадки во времени в случае плоской задачи.

Для упрощения расчетов при различных видах эпюр напряжений (рис. 9.6) можно воспользоваться табл. 4 прил. II. В этой таблице приведены значения коэффициента N для трех случаев распределения напряжений по глубине в толще грунта с одной водопроницаемой поверхностью: случай 0 — равномерное по глубине распределение напряжений; случай 1 — распределение напряжений по закону треугольника с вершиной у поверхности основания; случай 2 — распределение напряжений по закону треугольника с вершиной у подошвы сжимаемого слоя.

Предварительно необходимо определить полную осадку S . Тогда S_t для соответствующего значения степени уплотнения $Q = S_t/S$ определится по формуле

$$S_t = QS, \quad (9.23)$$

а время, необходимое для достижения этой осадки, может быть подсчитано по выражению

$$t = \frac{4h^2}{\pi^2 c} N, \quad (9.24)$$

где значения множителя N приведены в табл. 4 прил. II и по-прежнему $c = k_{\phi}(1 + \epsilon_{cp})/(\gamma_{вa})$.

При трапециoidalных эпюрах сжимающих напряжений (см. рис. 9.6) значения S_t могут быть определены сочетанием случаев 0—1 и 0—2. Для указанных в табл. 4 прил. II значений степени уплотнения

Q множители N , соответствующие названным сочетаниям случаев, определяются выражениями:

$$N_{0-1} = N_0 + (N_1 - N_0) I; \quad N_{0-2} = N_2 + (N_0 - N_2) I', \quad (9.25)$$

где I и I' — интерполяционные коэффициенты, зависящие от отношения сжимающих напряжений при $z=0$ и $z=h$, которое обозначено через V ; значения I и I' в зависимости от величины V приведены в табл. 5 и 6 прил. II.

Случай 0—2 может быть использован для приближенного прогноза протекания осадки во времени при решении плоской задачи без учета постепенности возведения сооружения.

Табл. 4 прил. II может использоваться и при решении пространственной задачи методом эквивалентного слоя. В этом случае толщину эквивалентного слоя грунта находят в соответствии с выражением (9.20), а эквивалентную эпюру сжимающих напряжений при одностороннем оттоке воды представляют в виде треугольника с основанием у дренирующей поверхности, равным интенсивности нагрузки, и высотой, равной двум толщинам эквивалентного слоя [200].

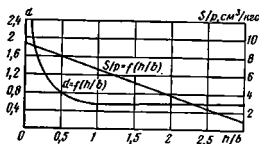


Рис. 9.7. Зависимость параметров эмпирической формулы S_∞ и d от нагрузки на основание p , мощности обжимаемой толщи h и ширины подошвы сооружения b

§ 45. ПРОГНОЗ ОСАДОК ПО ЭМПИРИЧЕСКИМ ЗАВИСИМОСТЯМ

При использовании теоретических методов расчета не всегда удается достаточно точно и однозначно учесть все многообразие факторов, влияющих на процесс осадки. Поэтому при прогнозе осадок целесообразно наряду с теоретическими методами использовать эмпирические приемы, основанные на анализе результатов натуральных наблюдений за осадками построенных сооружений. Такой анализ осадок различных бетонных сооружений на связных грунтах (восемь бетонных плотин, семь зданий гидроэлектростанций и четыре шлюза), построенных на канале имени Москвы, ряде волжских гидроузлов, а также на Цимлянском и Свирском гидроузлах, был проведен А. А. Ничипоровичем и Т. И. Цыбульником [127]. Было установлено, что протекание во времени осадок всех рассмотренных сооружений достаточно хорошо подчиняется зависимости

$$S_t = S_\infty [1 - \exp(-dt)], \quad (9.26)$$

где S_∞ — полная осадка, см; d — эмпирический коэффициент; t — время осадки, годы.

Значения параметров S_∞ и d определяют по графику на рис. 9.7 в зависимости от нагрузки на основание, мощности обжимаемой толщи и ширины подошвы сооружения. Полную осадку S_∞ целесообразно определять не только по графику на рис. 9.7, но и теоретическими методами, изложенными в § 43, а эмпирическую формулу (9.26) использовать лишь для прогноза распределения осадки во времени.

Формулу (9.26) можно применять и для приближенного прогноза осадок оснований плотин из грунтовых материалов.

ГЛАВА 10

ХАРАКТЕРИСТИКА, ОСОБЕННОСТИ И РЕЖИМЫ РАБОТЫ
ВОДОПРОПУСКНЫХ СООРУЖЕНИЙ*§ 46. КЛАССИФИКАЦИЯ ВОДОПРОПУСКНЫХ СООРУЖЕНИЙ.
РАСЧЕТНЫЕ РАСХОДЫ ВОДЫ. РАЗМЕРЫ ОТВЕРСТИЙ

Водопротускные сооружеия, входящие в состав речного гидроузла, можно классифицировать по ряду признаков.

По назначению различают следующие водопротускные сооружеия:

а) *водосброс*, устраиваемый для сброса в период прохождения паводков излишков воды из водохранилища в нижний бьеф гидроузла (или в бассейн соседней реки) (рис. 10.1—10.4), а иногда для промыва наносов, отложившихся в водохранилище (на низконапорных гидроузлах). Гидроузел может иметь несколько водосбросов различных типов (см. рис. 10.2 и 10.4), включая и так называемые естественные водосбросы — естественные понижения местности (см. рис. 10.2) или пойму (см. рис. 10.4), используемые для эвакуации из водохранилища паводкового расхода (обычно редкой повторяемости) или какой-то части его;

б) *водовыпуск* (водозабор) (поз. 6 и иногда 5 на рис. 10.1), служащий для осуществления полезных попусков воды из водохранилища в расположенные в нижнем бьефе канал, трубопровод или русло реки; параметры входного отверстия водовыпуска обычно назначают таким образом, чтобы обеспечить подачу потребителям воды даже в том случае, если водохранилище сработано до УМО (уровня мертвого объема). Водовыпуски часто именуют *водоприемниками*, а также *водозаборными сооружениями*. Гидроузел может иметь несколько водовыпусков одного или различного назначения; в отдельных случаях гидроузел может и не иметь водовыпуска (например, когда подача воды потребителю осуществляется насосной станцией, не входящей в состав основных сооружений гидроузла);

в) *водоспуск* (аварийный водовыпуск) (поз. 5 на рис. 10.1), предназначенный для полного или частичного (предпаводкового, аварийного) опорожнения водохранилища; входное отверстие водоспуска обычно стремятся располагать таким образом, чтобы обеспечить возможность сработки емкости водохранилища до заданных отметок; водоспуск часто используют для пропуска строительных расходов и полезных попусков воды в нижний бьеф; иногда его совмещают с водосбросом и используют для частичного промыва наносов. Так же как и предыдущие сооружения, водоспуск предусматривают не в каждом гидроузле.

К водопротускным сооружениям могут быть отнесены промывные галереи (см. главы 36, 38, 39), сооружения на каналах (см. раздел VII) и некоторые специальные сооружения — судоходные шлюзы, лесоспуски и плотоходы, здания гидроэлектростанций. В ряде случаев целесообразно специальные сооружения совмещать с водосбросными — совмещенные здания гидроэлектростанций (см. гл. 44 и работу [191]), шлюзы-водосбросы (см. гл. 41).

* Написано совместно Н. П. Розановым и И. С. Румянцевым.

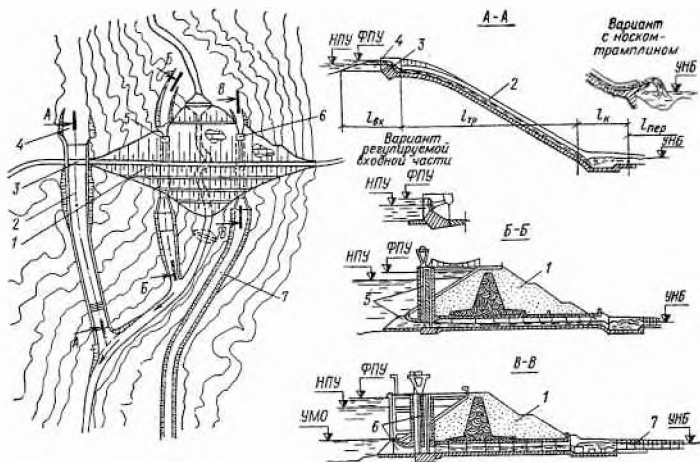


Рис. 10.1. Схема гидроузла с плотиной из грунтовых материалов и береговым открытым водосбросом

1 — плотина; 2 — береговой открытый водосброс; 3 — водосливной порог; 4 — подводящий канал; 5 — водоспуск; 6 — водовыпуск; 7 — канал; $l_{вх}$ — входная часть; $l_{тр}$ — транзитная часть; $l_{к}$ — концевая часть; $l_{пер}$ — участок перехода к естественному потоку

При возведении гидроузла или отдельных его сооружений обычно возникает необходимость в устройстве временных водопропускных сооружений или отверстий на период строительства. Их именуют *водопропускными сооружениями* или *отверстиями строительного периода*; часто стремятся обеспечить совмещение этих сооружений с каким-либо

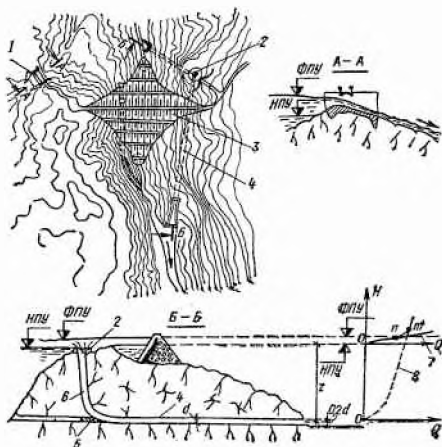


Рис. 10.2. Схема гидроузла с закрытым (шахтным) и открытым (в месте естественного понижения рельефа) береговыми водосбросами

1 — открытый водосброс; 2 — закрытый водосброс; 3 — плотина; 4 — отводящий туннель шахтного водосброса; 5 — пробка (до ее устройства по туннелю пропускались строительные расходы); 6 — шахта; 7 — зависимость $Q = mb \sqrt{2g} H^{3/2}$; 8 — зависимость $Q = \mu \omega_{вых} \sqrt{2gz}$

из эксплуатационных сооружений, например с водоспуском (поз. 5 на рис. 10.1), или часть строительного туннеля — использовать под отводящий тракт закрытого берегового водосброса (поз. 4 на рис. 10.2). Если водосбросная плотина имеет донные отверстия (рис. 10.3, г, д), последние используют и для пропуска строительных расходов. Строительные отверстия могут быть и временными (поз. 10 на рис. 10.3; см. рис. 21.10), заделываемыми перед введением сооружения в эксплуатацию.

Иногда возникает необходимость в устройстве водопропускных сооружений с целью пропуска льда, плавающего леса, мусора, всплывших торфяников, могущих забить решетки водозаборных сооружений.

По расположению входного отверстия различают водопропускные сооружения: а) *поверхностные* (поз. 2 на рис. 10.1; позиции 1 и 2 на рис. 10.2; рис. 10.3, а, б; рис. 10.4); б) *глубинные* (позиции 5 и 6 на рис. 10.1; рис. 10.3, в, г), причем сооружения, входные отверстия которых расположены вблизи основания, часто называют *донными* (поз. 5 на рис. 10.1; рис. 10.3, г).

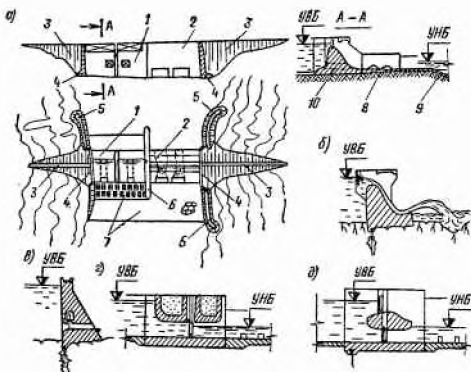


Рис. 10.3. Схемы бетонных водосбросных плотин

а — схема гидроузла с водосливной плотиной при наличии затворов на гребне (на скальном основании); б — водосливная плотина без затворов на гребне (на скальном основании); в, г — плотины соответственно с глубинными и донными отверстиями; д — двухъярусная водосбросная плотина с поверхностными и донными отверстиями; 1 — водосброс; 2 — здание гидроэлектростанции; 3 — плотина из грунтовых материалов; 4 — устой; 5 — струна направляющая дамбы; 6 — раздельная стенка; 7 — крепление нижнего бьефа (8 — водобой); 9 — рисберма; 10 — временные строительные отверстия (заполненные бетоном)

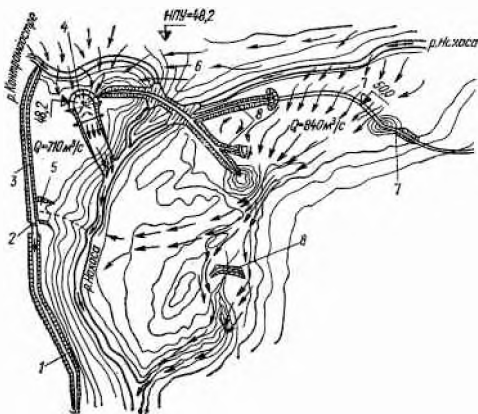


Рис. 10.4. Схема варианта гидроузла Нахаса (Куба) с двумя водосбросами — бетонным на расходе 710 м³/с и естественным на расходе 840 м³/с (пропуск части редко повторяющихся паводковых расходов по пойме)

1 — магистральный канал; 2 — регулятор; 3 — подводящий канал; 4 — бетонный водосброс; 5 — аварийный сброс; 6 — плотина; 7 — автомобильная дорога — фиксированный порог естественного водосброса; 8 — регулирующие дамбы

По расположению относительно русла реки различают водопропускные сооружения: а) *русловые*; б) *береговые* или *пойменные* (см. раздел XIII).

По конструктивным особенностям поперечного сечения различают водопропускные сооружения: а) *открытые* (с незамкнутым поперечным сечением — поз. 2 на рис. 10.1; поз. 1 на рис. 10.2; рис. 10.3, а, б; рис. 10.4); б) *закрытые* (с замкнутым поперечным сечением — позиции 5 и 6 на рис. 10.1; поз. 2 на рис. 10.2; рис. 10.3, в, г); в) *комбинированные* — двухъярусные (рис. 10.3, д) или имеющие транзитную часть водосбросного тракта, частично открытую и частично закрытую.

По наличию затворов различают водопропускные сооружения: а) *регулируемые (с затворами)* (рис. 10.1; 10.3, а, в—д); б) *нерегулируемые (автоматические)* (поз. 1 на рис. 10.2, рис. 10.3, б; 10.4).

По условиям движения воды в их пределах различают водопропускные сооружения: а) *безнапорные* (разрез А—А на рис. 10.1; рис. 10.3, а, б; рис. 10.16); б) *напорные* (см. рис. 10.11, г); в) *смешанный гидравлическим режимом*, когда по длине сооружения режим изменяется (см. рис. 10.11, а—в); иногда к ним относят и сооружения с переходным режимом, когда при изменении расхода воды наблюдается смена режима (например, от безнапорного к напорному). Для трубчатых (туннельных) сооружений выделяют и так называемый «*полунапорный*» режим, под которым понимают работу сооружения с затопленным входом (см. рис. 10.10, б) при наличии в самом сооружении движения со свободной поверхностью, т. е. безнапорного. Термин этот нельзя считать удачным.

По величине действующего напора H нет установившейся классификации водопропускных сооружений. Ориентировочно может быть принято следующее деление: а) *низконапорные* ($H < 12$ м); б) *средненапорные* ($12 \text{ м} < H < 80$ м); в) *высоконапорные* ($H > 80$ м)*.

Приведенная классификация может быть продолжена и по ряду других признаков: по форме поперечного сечения сооружения (круглое, прямоугольное и т. п.), по условиям сопряжения бьефов (см. гл. 12), по наличию или отсутствию вакуума на входном оголовке сооружения (вакуумные и безвакуумные сооружения), по изменению поперечного сечения водопропускного тракта вдоль него и т. п.

В качестве расчетного расхода для водосбросных сооружений гидроузла принимают расход, определенный с учетом аккумулирующей способности водохранилища — способности его к трансформации расчетного паводка. Последний устанавливают гидрологическими расчетами; его расчетную вероятность принимают по табл. 10.1 в соответствии с СН 435-72 [236]. Классы капитальности сооружений при этом устанавливают в соответствии со СНиП II-50-74 [203] (см. гл. 1).

Таблица 10.1

Класс капитальности сооружения	Расчетная ежегодная вероятность превышения максимальных расходов p , %	Класс капитальности сооружения	Расчетная ежегодная вероятность превышения максимальных расходов p , %
I	0,01	III	0,5
II	0,1	IV	1

* При такой классификации для низконапорных сооружений обычно можно не считаться с опасностью возникновения кавитационных явлений, а для высоконапорных вопросы кавитации, аэрации, захвата воздуха потоком приобретают очень большое значение.

Гидротехнические сооружения, разрушение которых может привести к катастрофическим наводнениям, независимо от класса капитальности надо проверять на расчетную ежегодную вероятность превышения максимальных расходов 0,01%, т. е. на паводок повторяемостью 1 раз в 10 000 лет.

При большой аккумулирующей способности водохранилища, когда объем призмы аккумулирования больше объема расчетного паводка (например, на реках ливневого питания, на которых время прохождения паводков исчисляется несколькими сутками), водосбросы иногда не предусматривают. Отказ от водосброса в любом случае должен быть *весьма тщательно обоснован.*

Число и размеры отверстий водосбросных сооружений в соответствии со СНиП II-50-74 [203] определяют исходя из условий пропуска расчетного максимального расхода воды при полном открытии всех водосбросных и водоспускных отверстий, пропуске воды через все турбины гидроэлектростанции (при наличии последних) и использовании других водопропускных сооружений гидроузла (судоходных шлюзов, водозаборных сооружений оросительных систем).

При этом надо учитывать возможность *форсирования уровня верхнего бьефа над нормальным подпорным уровнем* (НПУ), установленным водохозяйственными расчетами, т. е. возможность (если это целесообразно) пропуска максимального расчетного паводка при *форсированном подпорном уровне* (ФПУ) (см. рис. 10.1).

Расчетные расходы водовыпусков (водоприемников, водозаборов) устанавливают по данным водохозяйственных расчетов и графикам водоподачи потребителям. В случаях использования водоспусков (водовыпусков) в качестве сооружений для пропуска строительных расходов их параметры назначают исходя из условия пропуска этих расходов. В ряде случаев через водоспуски (водовыпуски) пропускают так называемые «санитарные расходы» или попуски, предназначенные для предотвращения пересыхания нижерасположенных участков реки, опасного в санитарном и хозяйственном отношении. Санитарные расходы устанавливают специальными расчетами. При назначении расчетных расходов водоспусков учитывают время эксплуатационного (ремонтного) или аварийного опорожнения соответствующей емкости водохранилища. В отдельных случаях при назначении поперечных сечений сооружений учитывают их использование для быстрой сработки части полезной емкости и призмы аккумулирования водохранилища для большей трансформации паводка.

Ширину (пролет)* и высоту** водопропускных прямоугольных отверстий, перекрываемых затворами, следует принимать в соответствии с указанием СНиП II-50-74 (203): пролеты водопропускных отверстий, м — 0,4; 0,6; 0,8; 1; 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; высоты водопропускных отверстий, м — 0,6; 0,8; 1; 1,25; 1,5; 1,75; 2; 2,5; 3; 3,5; 4; 4,5; 5; 5,5; 6; 6,5; 7; 7,5; 8; 8,5; 9; 10; 11; 12; 13; 14; 15; 16; 17; 18; 19; 20.

§ 47. ОТКРЫТЫЕ ВОДОПРОПУСКНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

1. Общие сведения. К открытым водопропускным сооружениям относятся водосливы, быстротоки, многоступенчатые перепады, траншейные водосбросы, открытые регуляторы водозаборных гидроузлов и каналов. Характерно, что эти сооружения иногда имеют расчетные расхо-

* За пролет отверстия принимают размер в свету между ограничивающими отверстие боковыми вертикальными гранями сооружения.

** За высоту поверхностных отверстий принимают размер от порога до нормального подпорного уровня, за высоту глубинных отверстий — размер от порога до верхней кромки отверстия.

ды, измеряющиеся тысячами и даже несколькими десятками тысяч кубических метров в секунду: гидроузел Тарбела (Пакистан) — 42 500 м³/с (два водосброса — на 18 500 и 24 000 м³/с), гидроузел Бхакра (Индия) — 8 200 м³/с, гидроузел Денисон (Канада) — 21 000 м³/с, гидроузел Альдеадавила (Испания) — 10 000 м³/с. На всем протяжении водопропускного тракта этих сооружений поток движется безнапорно. Они могут размещаться как на берегу (см. рис. 10.1), так и в напорном фронте гидроузла в русловой или близкой к ней части створа (см. рис. 10.3, а). В последнем случае они чаще всего представляют собой бетонную водосливную плотину, сопрягающуюся с другими сооружениями напорного фронта (глухой плотиной, зданием ГЭС руслового типа).

2. Основные элементы. Поверхностный береговой водосброс обычно может быть подразделен на три основные части: входную $l_{вх}$, транзитную $l_{тр}$ и концевую $l_{к}$, за которой следует участок перехода к естественному потоку $l_{пер}$ (см. рис. 10.1), где происходит постепенное затухание турбулентности после зоны интенсивного гашения энергии.

Входная часть водосброса обеспечивает нормальный подход и в случае необходимости регулирование сбросных расходов воды. Ее принято делить на два участка: 1) подводящий канал (выемку, расчистку) (см. рис. 10.1) или подходный участок реки перед плотиной (см. рис. 10.3), с помощью которых осуществляют организованный подход воды к головной части водосброса или к водосливной плотине; 2) непосредственно головная часть, которая может быть регулируемой (с затворами) или нерегулируемой (автоматического действия). Часто головная часть (или водосливный порог) бывает представлена водосливами различного типа: с широким порогом, практического профиля (вакуумные и безвакуумные), полигональными и др. (см. главы 17 и 19). К входной части относятся береговые сопрягающие устои, струенаправляющие сооружения верхнего бьефа, а также бычки, делящие водосливной фронт на отверстия (см. рис. 10.1, 10.3).

При водосливах без затворов отметку их гребня принимают равной отметке нормального подпорного уровня (НПУ), а расчетный паводок проходит при некотором уровне высоких вод (ФПУ), отметка которого на величину H выше отметки НПУ (рис. 10.5, а). Отметка гребня глухой плотины или верха устоев должна быть выше отметки ФПУ на некоторую величину ΔH , учитывающую наличие волн в водохранилище и требующийся запас (чтобы волны не достигали гребня; см. главы 17 и 19).

При водосливах с затворами (рис. 10.5, б) НПУ поддерживают затворы и отметку гребня водослива принимают меньше отметки НПУ, а паводок, пропускаемый при некотором напоре H над гребнем, проходит при НПУ или ФПУ, который в этом случае имеет меньшую отметку, чем в случае отсутствия затворов. Очевидно поэтому, что здесь будет меньше и необходимая отметка гребня глухой плотины (см. рис. 10.1) или верха устоев (см. рис. 10.3), т. е. глухая плотина будет иметь несколько меньшую высоту. Меньше будет и площадь земель в верхнем бьефе, подвергающихся временному затоплению при паводке. Учитывая

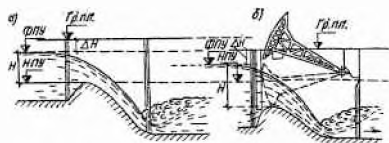


Рис. 10.5. Схемы водосливных порогов без затворов (а) и с затворами (б)

это, очень часто (а при достаточно крупных гидроузлах, как правило) на гребне водослива устраивают затворы. Водосливные пороги без затворов («автоматические» водосливы) применяют обычно на небольших гидроузлах (простота обслуживания), особенно

на реках с быстронаступающими паводками. При этом часто *развивают длину гребня водослива* (см. гл. 17 и 19), чтобы уменьшить напор H над гребнем, а следовательно, уменьшить и отметку гребня.

Важным является вопрос о выборе очертания водосливного порога. У береговых водосбросов, учитывая характер рельефа и стремление получить по возможности меньшие объемы выемки грунта по их трассе, головной водослив обычно принимают типа широкого порога или низкого практического профиля (см. гл. 17). Водосливные плотины малой высоты обычно имеют распластанный профиль (типа широкого порога или близкого к нему очертания), при средних и больших высотах их выполняют с практическим профилем (безвакуумные и вакуумные). Вакуумные водосливы имеют более высокие коэффициенты расхода ($m=0,51 \dots 0,57$) по сравнению с безвакуумными (m до 0,5), а также более *простые и обжатые* профили. Оголовки их бывают, например, эллиптическими или круговыми. Надо заметить, что «вакуумность» или «безвакуумность» профиля зависит не только от его очертания, но и от отношения H/r_ϕ , где r_ϕ — фиктивный радиус оголовка (т. е. радиус окружности, вписанной между сторонами AB , BV и $BГ$ сечения водослива; рис. 10.6), и, например, часто применяемый безвакуумный профиль Кригера — Офицера [4, 158, 167] становится вакуумным при $H > H_{\text{проф}}$, где $H_{\text{проф}}$ — профилирующий напор, соответствующий $H/r_\phi = 1,267$ [169]. Наоборот, вакуумный эллиптический профиль с отношением полуосей эллипса $\alpha = a'/b' = 2$ (см. рис. 10.6) становится безвакуумным при $H/r_\phi \approx 1,2$, причем для него в этом случае коэффициент расхода практически такой же, как и для профиля Кригера — Офицера, т. е. этот более простой по очертанию вакуумный профиль с успехом может применяться и в качестве безвакуумного при малых отношениях H/r_ϕ . При работе «в вакуумном режиме» ($H/r_\phi = 1,2 \dots 3,6$) этот профиль часто является предпочтительным, так как по сравнению с другими обладает меньшими коэффициентами вакуумности $\sigma = (h_{\text{вак}})_{\text{max}}/H$ при высоких коэффициентах расхода.

Для работы вакуумного водослива без кавитационных явлений и неблагоприятных прорывов воздуха в область вакуума, могущих привести к вибрациям, необходимо соблюдение следующих условий: 1) обеспечение допустимого значения вакуума на оголовке (см. гл. 11); 2) предотвращение срыва вакуума (устройство плавно очерченных устоев, несколько удлиненных бычков с $d \approx (1 \dots 1,5) r_\phi$ или с $d \geq 0,4 H_{\text{max}}$; $c/r_\phi \geq 3$, чтобы зона вакуума с низовой стороны находилась в пределах стенки быка; применение сегментных затворов, не требующих устройства пазов в зоне вакуума; устройство пазов для ремонтных затворов не в зоне вакуума; см. рис. 10.6); 3) ограничение отношения H/r_ϕ значениями 3,4—3,6, а в особо ответственных сооружениях 3—3,3, чтобы поток на водосливе был устойчив без существенных пульсаций давлений и имел достаточный запас характеризующей его величины H/r_ϕ по отношению к моменту отрыва струи от водосливной поверхности ($H/r_\phi \approx 4,55 \dots 5,8$). Эти ограничения несколько сужают область применения вакуумных водосливных профилей. Использование их бывает целесообразным: 1) при скальных основаниях и главным образом при небольших и средних высотах водослива (примерно до 25—30 м), когда более полный безвакуумный профиль имеет чрезмерный запас устойчивости

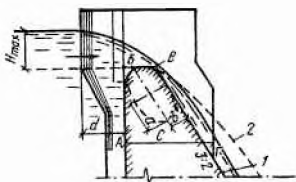


Рис. 10.6. Схема вакуумного водослива с эллиптическим оголовком при наличии бычков

1 — вакуумный профиль; 2 — безвакуумный профиль

на сдвиг, а облегчение его устройством полости оказывается нецелесообразным из-за усложнения конструкции и условий строительства; 2) при необходимости сократить до минимума площадь временно затопляемых земель в верхнем бьефе в случае устройства водослива заданной длины без затворов; 3) при устройстве боковых водосливов напорных бассейнов гидроэлектростанций; 4) при наращивании плотин (подробнее см. [169, 226]). К настоящему времени имеется довольно много построенных и благополучно работающих вакуумных водосливов: Ново-Архангельской, Глубочекской и Ладыженской ГЭС, на р. Чидерты, ряд водосбросов на Кубе (гидроузлы Алакранес, Минерва, Саса и др.).

Существовавшее ранее мнение о повышенных вибрациях вакуумных профилей, иногда еще по недоразумению встречающееся в литературе, является ошибочным. Оно было основано на некритическом рассмотрении случаев вибрационных явлений при наличии вакуума в недопустимой форме — под оторвавшейся от профиля струей (старые плотины Фремингем и Фибгбург; подробнее см. [167, 169, 170]).

Транзитная часть берегового водосброса (см. рис. 10.1) по конфигурации в значительной степени зависит от рельефа местности и геологических условий.

В плане трассу этой части желательно принимать прямолинейной, располагая продольную ось по возможности примерно перпендикулярно горизонталям (уменьшение объема работ, упрощение конструкции и т. д.; см. гл. 17), однако нередко местные геологические и топографические условия заставляют переходить на трассу с криволинейными участками (или участком). Если поворот при этом приходится осуществлять на быстротоке, т. е. при бурном течении, необходимо устраивать *вираж*, придавая на участке поворота поперечный уклон дну быстротока, так как иначе возникает весьма неблагоприятный режим работы сооружения с резким изменением глубин по ширине (рис. 10.7), требующий значительного увеличения высоты стенок отводящего тракта для предотвращения разлива воды на склон, ухудшаются условия гашения энергии в нижнем бьефе и т. п. Однако необходимо учитывать, что устройство виража усложняет конструкцию сооружения.

Часто непосредственно за входной частью приходится устраивать *участок сужения*. Если здесь наблюдается бурный режим течения, крайне важно придать *плавное* очертание боковым сближающимся стенкам (рис. 10.8, а), исключая существенную неравномерность глубин в поперечных сечениях, характерную для неплавного выхода потока на суженный участок (рис. 10.8, б). Неблагоприятные режимы работы быстротока могут возникнуть в указанном случае и при неравномерном

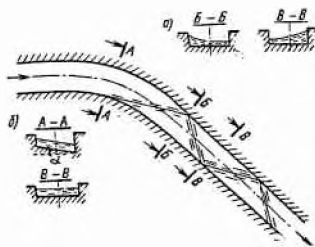


Рис. 10.7. Схемы свободной поверхности потока в поперечных сечениях быстротока на повороте и за ним при отсутствии (а) и наличии (б) виража

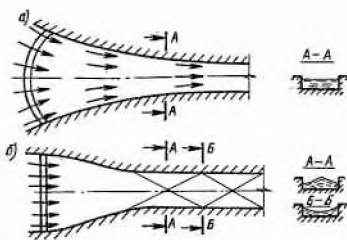


Рис. 10.8. Схемы плавного (а) и неплавного (б) сужающегося участка при бурном течении

открытии пролетов водосливного порога, если их несколько и они снабжены затворами. Симметричный выпуск воды благоприятнее несимметричного.

В настоящее время существуют методы расчетов по управлению бурными потоками, с помощью которых можно заметить параметры вращений, сужающихся участков быстротоков и пр. (см. § 51).

Учитывая отмеченное, может оказаться целесообразным предусматривать за входной частью участок со спокойным течением, которое обеспечивается особенностями рельефа и уклона местности (см. рис. 10.1) или же достигается специальными мероприятиями (устройством усиленной шероховатости и др.; см. гл. 17). Иногда вообще заменяют быстроточную часть водосбросного тракта многоступенчатым перепадом (см. далее рис. 17.7), что, однако, обычно бывает более дорогим решением, хотя и имеет ряд достоинств (облегчаются условия гашения энергии в нижнем бьефе, снимаются вопросы, связанные с предотвращением возникновения неблагоприятных волн при бурном течении, кавитации, и т. д.) (см. гл. 17).

На транзитной части водосброса возможно возникновение *аэрации потока* (см. § 49) и образование так называемых «*катящихся*» волн (см. § 50). При их наличии надо увеличивать высоту стенок быстротока (чтобы вода не выливалась на склон). Так как катящиеся волны (см. рис. 10.16) имеют большую высоту и неблагоприятно влияют на режим нижнего бьефа, обычно принимают меры к предотвращению их образования (применение невольновых поперечных сечений, струйных и сужающихся быстротоков, усиленной шероховатости и пр.; см. § 50 и гл. 17).

При больших скоростях потока на водосбросе на неровностях обтекаемых поверхностей, являющихся дефектами производства работ (необработанные уступы и выступы в местах смещения щитов опалубки, незаделанные швы, несрезанные арматурные стержни и пр.), возникает *кавитация*, которая может привести к кавитационной эрозии. Меры борьбы с последней указаны в гл. 11. Здесь важно отметить, что допускаемая скорость для обтекаемых бетонных поверхностей существенно зависит от *качества их выполнения* (гладкости) и должна устанавливаться с учетом не только марки бетона, но и указанного фактора исходя из условия недопустимости опасной кавитационной эрозии. Приводимые в литературе значения «допустимых скоростей для бетона» устарели, а рекомендуемые иногда значения допустимых скоростей 8—10 м/с можно рассматривать лишь как порядок тех скоростей, при которых в обычных условиях, при отсутствии *значительных* дефектов производства работ (например, несрезанной торчащей арматуры), можно не считаться с кавитацией и не принимать специальных мер по предотвращению кавитационной эрозии. При принятии же таких мер (см. гл. 11) допустимыми могут быть и очень высокие скорости течения — 30—50 м/с и выше.

При водосливных плотинах (см. рис. 10.3, а, б) транзитной частью водосброса является водосливно-водосливная грань. Для нее из отмеченного выше играет особую роль требование недопустимости опасной кавитационной эрозии.

Концевая часть водосброса может располагаться как в зоне изменения уровней воды в нижнем бьефе, так и выше или ниже ее. В пределах концевой части размещают различные устройства *для гашения избыточной энергии потока* (см. главы 12, 17 и 19). При средних и высоких напорах и наличии в основании скальных и полускальных пород, слагающих борта и дно русла, нередко предусматривают сопряжение бьефов по типу отброшенной струи, завершая водосброс трамплинами различных типов (см. рис. 10.1, 10.3, б), в том числе рассеивающих (см. рис. 12.9) и расширяющих поток в плане с целью уменьшения

удельных расходов воды. Трамплины в ряде случаев успешно применены и при нескальных основаниях.

Концевые части водосбросов, возводимых на полускальных и нескальных грунтах, а во многих случаях и при скальных грунтах, оборудуют водобойными колодцами или водобоями со специальными гасителями: пирсами, шашками, расщепителями, в пределах которых происходит преобразование состояния потока из бурного в спокойное. Прилегающая часть отводящего канала или русла реки в этих случаях имеет крепление и выполняет функции послепрыжкового участка (см. рис. 10.1, 10.3, а).

3. Абразивная эрозия поверхностей. В практике эксплуатации открытых водосбросных сооружений неоднократно наблюдались случаи абразивного повреждения их поверхностей влекомыми потоком наносами, обломками скалы и бетона, кусками металла. Были случаи эрозии и от совместного воздействия кавитации и наносов.

Абразивное разрушение бетонных поверхностей водопропускных сооружений чаще всего происходит на гидроузлах с небольшими водохранилищами или на объектах, где водохранилища заняты наносами. Особенно опасна абразивная эрозия поверхностей бетона водобойных колодцев, а также низкорасположенных трамплинов. В этих сооружениях потоком воды могут перемещаться, истирая обтекаемые поверхности, продукты разрушения нижнего бьефа и строительный мусор, как это было, например, на Широковской плотине (истирание плиты водобоя камнями, оставшимися после строительства) и Бурджарском перепаде (истирание плит металлическими предметами). В связи с этим при строительстве необходимо принимать меры, исключающие попадание строительного мусора на водобой, а в случаях, когда поверхности водосбросов подвергаются воздействию большого количества наносов, применяя для них износостойкий бетон или специальные износостойкие облицовки — полимербетонные, каменные, металлические (в том числе чугунные), деревянные (подробнее см. [108]). По данным работы [108] предельное значение коэффициента износа k_n бетона марки 300 и торкрета 0,51—1 кг/(м²·ч); износостойкого бетона марки 400 и деревянных покрытий из твердых пород дерева 0,31—0,5 кг/(м²·ч); сталебетона, чугунобетона, износостойкого бетона марок 500 и 600, а также полимербетона 0,11—0,3 кг/(м²·ч); листовой стали, чугунных плит, гранита

Таблица 10.2

Тип износостойкой облицовки	Допускаемые скорости потока, м/с	Предельное насыщение наносами, %	Предельные размеры наносов, мм	Ориентировочная толщина облицовки, см
Листовая котельная сталь, чугунные плиты				1—2,5
Гранит и другие твердые породы	30—50	10—15	150	30—50
Каменное литье	30—50	—	50	10—12
Сталебетон (чугунобетон)	15—20	5	50	10—15
Износостойкий бетон марок:				
600	12—15	3	50—100	40—60
500	10—12	3	50—100	40—60
400	6—10	3	50—100	40—60
300	4—6	3	50—100	40—60
Шприц-бетон марки 500	10—15	—	50	10—20
Твердые породы дерева (дуб, бук, клен)	8—10	2	50	20—25
Полимербетон:				
на эпоксидной смоле	10—15	2	20	1—2
на мономере ФА	10—14	—	50	12—30
Торкрет	5—10	1	20	5—6

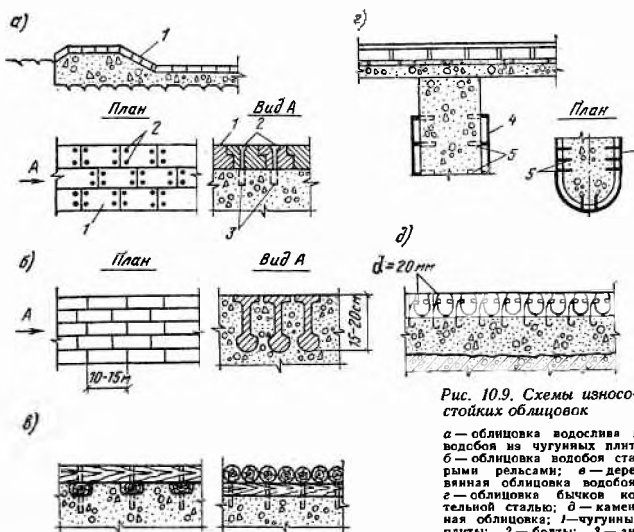


Рис. 10.9. Схемы износостойких облицовок

и других твердых пород, каменного литья $0,02-0,1 \text{ кг}/(\text{м}^2 \cdot \text{ч})$. К износостойким относится бетон с $k_n \leq 1 \text{ кг}/(\text{м}^2 \cdot \text{ч})$. Его марка по прочности на сжатие должна быть не менее $300 \text{ кгс}/\text{см}^2$, по прочности на растяжение — не менее $25 \text{ кгс}/\text{см}^2$, по водонепроницаемости — не менее В-8 и по морозостойкости — не менее Мрз300, водоцементное отношение $B : Ц$ должно быть не более 0,46.

При выборе типа износостойкого покрытия следует учитывать местные условия и проводить технико-экономическое сопоставление вариантов, имея в виду при этом данные табл. 10.2 [108].

Некоторые схемы износостойких облицовок приведены на рис. 10.9.

При скоростях потока $8-10 \text{ м}/\text{с}$ и наличии в нем валунов размерами $50-100 \text{ мм}$ в работе [108] рекомендуется устраивать износостойкие облицовки из забракованных железнодорожных рельсов или двутавровых балок.

4. Гидродинамические нагрузки. При проектировании водопропускных сооружений надо учитывать в расчетах их прочности (а иногда и устойчивости) действующие на них гидродинамические нагрузки — осредненные и пульсационные. Для их определения широко используют лабораторные опыты. Имеется целый ряд работ, посвященных их определению для различных сооружений и их элементов (водосливных профилей плотин, элементов быстротоков, например сборных, устройств нижнего бьефа — см. гл. 12 — и др.).

5. Пропускная способность. Пропускную способность открытых водопропускных сооружений определяют на основе результатов гидравлических расчетов, выполненных по формуле водослива в соответствии с действующими нормами и указаниями, а также рекомендациями, содержащимися в учебной и справочной литературе [4, 158, 270].

При проектировании подводящего канала необходимо стремиться к соблюдению следующих условий: 1) характер движения в канале должен быть всегда спокойным с нормальным направлением линий тока по

отношению к водосливному фронту; 2) поток в канале не должен иметь водоворотных областей; 3) на подходах к головной части сооружения должно быть достаточно равномерное распределение удельных расходов без существенного бокового сжатия потока.

Если подводящий канал берегового водосброса не короткий, следует оценивать потери энергии по его длине и при расчете пропускной способности водосливногo порога учитывать, что уровень воды перед ним будет ниже уровня воды в водохранилище.

В ряде случаев, особенно при косом подходе потока к водосливному фронту, может потребоваться устройство струнаправляющих дамб, при проектировании очертаний которых могут быть использованы, например, рекомендации А. М. Латышенкова [153].

В случае необходимости определения пропускной способности водослива с затворами при не всех открытых отверстиях водосливногo фронта можно воспользоваться методом фрагментов [169].

§ 48. ЗАКРЫТЫЕ ВОДОПРОПУСКНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

1. **Общие сведения.** Водопротускные сооружения с замкнутым поперечным сечением (закрытые) получили большое распространение. К ним относятся трубчатые (см. рис. 10.3, в, г) и туннельные (см. рис. 10.2) водосбросы, водоспуски, водовыпуски (позиции 5 и 6 на рис. 10.1), регуляторы (см. гл. 25) и другие сооружения, назначение и функции которых были указаны в § 46. Расчетные расходы, пропускательные закрытыми водосбросами, достигают больших значений, однако они несколько меньше указанных в § 47 для открытых водосбросов: гидроузел Саяно-Шушенский — 12 000 м³/с (с учетом трансформации паводка), гидроузел Камбамбе (Ангола) — 10 300 м³/с, гидроузел Глен-Каньон (США) — 7820 м³/с, гидроузел Пехлеви (Иран) — 5900 м³/с, гидроузел Нурекийский — 2020 м³/с.

У закрытых водопротускных сооружений возможны разные условия на входе. По этому признаку их разделяют на сооружения с *незатопленным* и *затопленным входом* (рис. 10.10, а, б). В последнем случае вода касается всего периметра входного отверстия.

Как указывалось в § 46, режим движения воды в пределах сооружения может быть *безнапорным* (см. рис. 10.10, а, б), при затопленном входе нередко называемым «*полунапорным*» (см. рис. 10.10, б), *смешанным* или *частично напорным* (рис. 10.11, а—в) и *напорным* (рис. 10.11, г).

Истечение из выходного отверстия закрытого водопротускного сооружения может быть *свободным незатопленным* (рис. 10.12, а), *несвободным незатопленным* (рис. 10.12, б), *несвободным затопленным* (рис. 10.12, в) и *несвободным затопленным* (рис. 10.12, г) [39].

Возникновение различных режимов потока в закрытых водопротускных сооружениях определяется действующими в этот момент граничными условиями (местоположением уровней бьефов, геометрическими параметрами самого водовода и т. п.). Отдельные режимы могут существовать весьма устойчиво в широком диапазоне изменения граничных условий. К этим режимам в первую очередь необходимо отнести напорный и безнапорный режимы. Частично напорный режим и напорный режим с гидравлическим прыжком существуют в относительно узком диапазоне изменения граничных условий.

Наличие в конструкции закрытого водопротускного сооружения затворов позволяет предусматривать работу одних его участков в напорном режиме, а других в безнапорном.

2. **Основные элементы.** Как и открытые, закрытые водопротускные сооружения могут быть разделены на три основные части: входную $l_{вх}$, транзитную $l_{тр}$ и концевую $l_{к}$. Кроме того, сами эти части принято делить на отдельные участки (рис. 10.13).

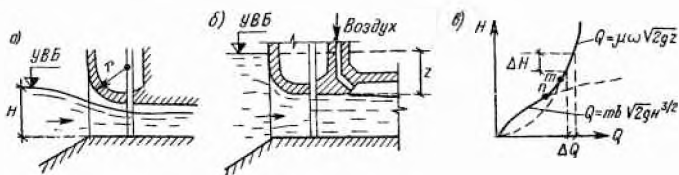


Рис. 10.10. Схемы закрытых водопропускных сооружений с незатопленным (а) и затопленным (б) входом и кривая пропускной способности (в) (прямоугольное отверстие)

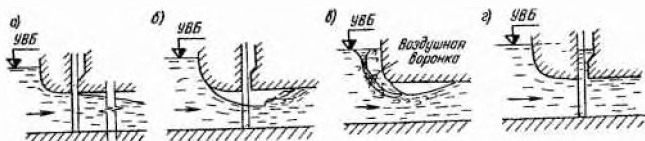


Рис. 10.11. Схемы закрытых водопропускных сооружений с различным гидравлическим режимом, отличающимся заполнением поперечного сечения

а — устойчивый частично напорный (отрыв поверхности воды от потолка происходит правее линии разрыва); б — частично напорный с гидравлическим прыжком; в — неустойчивый частично напорный; г — напорный

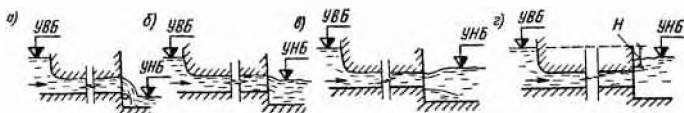


Рис. 10.12. Схемы закрытых водопропускных сооружений с различными гидравлическими условиями на участке за выходным отверстием

а — свободное истечение; б — незатопленное истечение; в — затопленное истечение; г — затопленное истечение

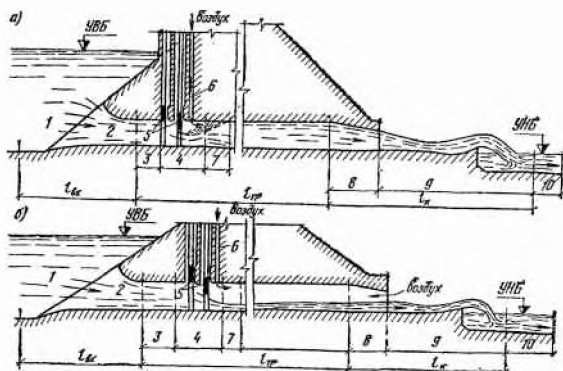


Рис. 10.13. Схема закрытого водопропускного сооружения

а — напорный вариант; б — безнапорный (за затворами) вариант; 1 — участок подхода; 2 — участок входа (входной оголовок); 3 — подводящий участок; 4 — камера затворов; 5 — затвор; 6 — аэрационная труба; 7 — ствоящий участок; 8 — выходной участок; 9 — участок гашения избыточной энергии потока; 10 — участок перехода к естественному потоку

Входная часть. Участок подхода входной части предназначен для обеспечения организованного подвода воды к оголовку. Этот участок может быть выполнен как облицованным, так и необлицованным (при прочной скале основания). В зависимости от рельефа склона подходной участок выполняют в виде канала или в виде расчищенной площадки. В случае необходимости на подходном участке устраивают струнаправляющие или разделные стенки, а также сороудерживающие сооружения различного типа. Для предотвращения неблагоприятного прорыва воздуха из верхнего бьефа в заглубленное входное отверстие верхнюю кромку последнего следует располагать ниже отметки, определяемой предельным «критическим» напором воронкообразования [266].

Входные оголовки закрытых водопропускных сооружений обычно имеют плавное очертание. Для сооружений с затопленным входом наибольшее распространение получили оголовки с поперечным профилем, очерченным по дуге эллипса или круга (см. рис. 10.10, 11.8) [39, 266] с такими параметрами, которые при достаточной компактности оголовка обеспечивают заполнение водой всего сечения трубы или туннеля за оголовком и исключение недопустимых значений вакуума, вызывающих кавитацию (см. гл. 11 и [162]), а также повышенных гидродинамических нагрузок, возникающих при образовании за оголовком водоворотной отрывной зоны.

На небольших трубчатых сооружениях (например, ливнепроводах) применяют и более простые оголовки — менее плавные или неплавные. Неплавный оголовок может потребоваться, например, если трубу решено запроектировать так, чтобы она работала при затопленном входе в устойчивом безнапорном («полунапорном») режиме (рис. 10.14, а). Надо иметь в виду, что очертание оголовка может существенно влиять на формирование гидравлического режима в сооружении (особенно для коротких труб), и при выборе очертания оголовка учитывать условия входа потока (наклон входной грани ГД или ЖД на рис. 10.14, б) и уклон водоотводящего тракта. Для одного и того же очертания оголовка в зависимости от этих факторов будет меняться распределение давлений; оголовок, обеспечивший безотрывность его обтекания при малом уклоне трубы i , может не обеспечивать этого условия при большом уклоне и т. д. Если поставить, например, требование практической безвакуумности оголовка даже при очень короткой трубе*, то при горизонтальном дне $АВВ$ и вертикальной стенке ГД безвакуумным будет профиль оголовка $ДЕ$, а при наклонной стенке ЖД уже другой — $ДЕ'$; при наклоне дна $ВВ'$ (вместо $ВВ$) безвакуумным будет профиль $ДЕ''$ (вместо $ДЕ$).

Во многих сооружениях объединяют входной оголовок с камерой затворов в пределах башни управления затворами.

* Это требование обычно не ставится, так как оно приводит к значительной «раструбности» оголовка, удерживающей сооружение, и в выполнении его в большинстве случаев нет необходимости.

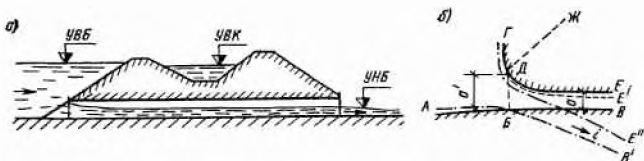


Рис. 10.14. Схемы «полунапорной» трубы в насыпи канала (а) и влияния наклона лицевой стенки (ГД или ЖД) и дна трубы (АВВ или АВВ') на очертание верхней поверхности оголовка, обеспечивающее его практическую «безвакуумность» (б)

Транзитная часть. К настоящему времени еще не сложилось единого мнения о самом выгодном гидравлическом режиме работы транзитной части. Однако к числу наиболее часто реализуемых можно отнести следующие рекомендации:

1) при нормальных условиях эксплуатации целесообразно обеспечивать абсолютно ясный, устойчивый режим потока в пределах транзитной части сооружения. В полной мере этому требованию отвечают два режима: напорный и безнапорный;

2) допустимость смешанных неблагоприятных переходных режимов подлежит специальному обоснованию расчетами или гидравлическими исследованиями.

Неблагоприятными следует считать режимы (в том числе и переходные) с периодическим засосом воздуха в водосброс, «пробковым» движением воздушных скоплений по его тракту, с их «выбросом» из водосброса, сопровождающимся шумами и некоторыми вибрациями. Такие явления наблюдались, например, на шахтном водосбросе Оуаха [118, 170]. Воздух через воронку этого водосброса засасывался в отводящий туннель, в котором образовывались воздушные скопления, периодически с шумом и всплесками прорывавшиеся или в верхний бьеф (при высоких уровнях нижнего бьефа и затопленном выходе), или в нижний бьеф (при низких уровнях нижнего бьефа).

Проблематичным является также вопрос о допустимости существования гидравлического прыжка в пределах транзитной части водопропускного тракта бетонного сооружения, разрезанного деформационными швами. Решение этого вопроса должно быть обосновано гидродинамическими исследованиями;

3) для сооружений, работающих в широком диапазоне изменения граничных условий (колебания уровней верхнего и нижнего бьефов) и с большими расходами, целесообразна такая схема, когда во входной части, до затворов, обеспечивается устойчивый напорный режим, а на отводящем участке — устойчивый безнапорный режим;

4) сооружения, работающие с относительно небольшими расчетными расходами, могут быть запроектированы и с устойчивым напорным режимом потока. Однако в этом случае по эксплуатационным соображениям целесообразно предусмотреть пропуск воды по стальным или железобетонным трубам, размещенным в «сухих» галереях (см. рис. 17.20, б, в). Это позволит вести постоянный контроль за их состоянием и своевременно производить необходимый ремонт.

Установлению в закрытом водопропускном сооружении устойчивого напорного режима при полном открытии затворов способствуют:

а) устройство плавного входа; б) соблюдение условия

$$\frac{1}{\sqrt{\zeta_{\text{вх}} + 1}} \omega_{\text{вх}} \sqrt{z_{\text{вх}}} > \frac{1}{\sqrt{\zeta_{\text{с}} + 1}} \omega_{\text{вых}} \sqrt{H_{\text{д}}}, \quad (10.1)$$

где $\zeta_{\text{вх}}$ — коэффициент потерь напора на вход; $\omega_{\text{вх}}$ — площадь поперечного сечения в конце входного оголовка; $z_{\text{вх}}$ — заглубление свода в конце входного оголовка под уровень верхнего бьефа; $\zeta_{\text{с}}$ — суммарный коэффициент потерь напора водосброса, отнесенный к выходному сечению; $\omega_{\text{вых}}$ — площадь поперечного сечения на выходе; $H_{\text{д}}$ — действующий напор;

5) устойчивый безнапорный режим в транзитной и концевой частях закрытого водопропускного сооружения (с замкнутым поперечным сечением) целесообразно поддерживать: а) увеличением пространства между свободной поверхностью потока и сводом галерей, что достигается либо некоторым обжатием выходного отверстия камеры затворов забальной балкой, либо увеличением высоты галерей путем повышения свода (см. рис. 10.10, б); б) повышением свода галерей в выходном сечении по отношению к уровню нижнего бьефа; в) увеличением уклона дна галерей в транзитной части; г) организованным подводом воздуха в начало безнапорного участка; д) односторонним обжатием вертикального ствола (для шахтных и башенных водосбросов) перед коленом или

относительно резким подъемом свода на отводящем участке с одновременной подачей воздуха в обоих случаях в начало безнапорного участка (см. рис. 17.17, а—в);

6) надежность работы закрытых водопропускных сооружений в устойчивом безнапорном режиме должна быть всегда обоснована специальными расчетами или исследованиями. Длинные сооружения, характеризующиеся отношением их рабочей длины L к высоте галереи h , большим десяти, и числом Фруда $Fr = v^2 / (gR) > 10$, всегда должны быть оборудованы устройствами для подачи воздуха в начало безнапорного участка. Размеры этих устройств (аэрационных шахт) устанавливаются специальным расчетом [39, 217] или по результатам исследований. В любом случае площадь расчетного поперечного сечения шахты не должна быть меньше некоторого значения Ω_{\min} , определяемого из условия

$$\mu_{\text{ш}} \Omega_{\min} = 0,04 \omega_r, \quad (10,2)$$

где $\mu_{\text{ш}}$ — коэффициент расхода аэрационной шахты, определяемый по обычным гидравлическим зависимостям; ω_r — площадь поперечного сечения галереи водопропускного сооружения.

Таблица 10.3

$Fr = \frac{v^2}{gR}$	$\frac{\omega_{\text{в}}}{\omega}$
<10	0,9
10—20	0,8
>20	0,75

Допустимая степень заполнения площади поперечного сечения галереи водопропускных сооружений указана в табл. 10.3, где $\omega_{\text{в}}$ — площадь живого сечения потока в галерее, имеющей площадь сечения ω ; R — гидравлический радиус.

Концевая часть. На этой части осуществляется сброс потока в нижний бьеф и гашение избыточной

кинетической энергии. Применяемые при этом устройства рассмотрены в гл. 12.

3. Кавитационная и абразивная эрозия поверхностей. В закрытых водосбросах неоднократно наблюдались случаи кавитационной эрозии элементов водопропускного тракта (у пазов затворов, у неровностей поверхности). Методы борьбы с ней указаны в гл. 11. В ряде случаев на элементах закрытых водосбросов — в промывных галереях, в водосбросах с донными отверстиями (на горных реках) — отмечалось абразивное воздействие наносов и строительного мусора. Методы борьбы с абразивным истиранием поверхностей были рассмотрены в п. 3 § 47.

4. Гидродинамические нагрузки. Повреждения элементов закрытых водосбросов от гидродинамических нагрузок преимущественно происходят там, где течение сопровождается отрывом потока от стенок водотока с образованием замкнутых водоворотных областей высокой турбулентности, и при переходных режимах. Известен, например, случай разрушения облицовки безнапорного туннеля гидроузла Сан Эстебан в зоне действия гидравлического прыжка, в результате чего туннель полностью вышел из строя. Отрыв и повреждение облицовки наблюдались в глубинных водосбросах гидроузлов Миранда, Бухтарминского и др. Отдельные виды расчетов гидродинамических нагрузок на конструкции закрытых водопропускных сооружений приведены в работах [39, 162]. Гидродинамические воздействия на устройства нижнего бьефа рассмотрены в гл. 12.

5. Пропускная способность. В самом общем случае кривые пропускной способности закрытых водопропускных сооружений должны состоять из двух ветвей (см. рис. 10.2 и 10.10, в): одна ветвь отвечает незатопленному, или «незахлебнувшемуся», входу (что соответствует для схемы рис. 10.10, а безнапорному режиму на всем водосбросном тракте, а для схемы рис. 10.2 «незахлебнувшейся» воронке шахтного водосброса), а другая — затопленному, или «захлебнувшемуся», входу; участок nm соответствует зоне переходных режимов. Нижняя пологая часть кривой

$Q=f(H)$ соответствует формуле водослива, верхняя — круто восходящая — формуле истечения из отверстия или трубы. Если расчетный расход Q_p соответствует верхней ветви кривой $Q=f(H)$, то при увеличении его на некоторую величину ΔQ возможно довольно значительное превышение уровня верхнего бьефа ΔH

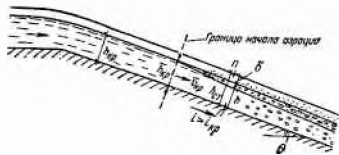


Рис. 10.15. Схема аэрации потока в открытом водопропускном сооружении

(см. рис. 10.10, в), большее, чем в случае, если расход $Q+\Delta Q$ соответствует нижней ветви кривой. Таким образом, при закрытых водосбросах, особенно высоконапорных, ошибки в прогнозировании расчетного паводка более опасны, чем при открытых водосбросах. Это надо иметь в виду при проектировании сооружений на гидрологически слабо изученных реках, особенно для гидроузлов с плотинами из грунтовых материалов (неводосливных), для которых перелив воды через гребень недопустим. Конечно, здесь надо учитывать и возможность водохранилища в части срезки пика паводка при превышении в нем расчетного уровня.

Пропускная способность закрытых водопропускных сооружений определяется известными из гидравлики методами в зависимости от режима их работы [4, 39, 73, 200]. Следует обратить внимание на важность достаточно точного определения действующего напора H_d для сооружений с затопленным входом [39, 217]. Так, при напорных сооружениях на величину H_d существенно влияет кривизна струй при выходе потока в нижний бьеф и подтопление (см. рис. 10.12). Во многих случаях на величину H_d оказывает влияние конструктивное оформление концевой части — наличие или отсутствие уступа, раструбности, гасителей или растекателей потока, что, к сожалению, не всегда в должной мере учитывается.

§ 49. АЭРАЦИЯ ПОТОКА В ВОДОПРОПУСКНЫХ СООРУЖЕНИЯХ

Аэрация потока заключается в насыщении его пузырьками воздуха, в результате чего по отдельным частям сооружения движется уже не вода, а водовоздушная смесь (рис. 10.15). Аэрация движется как с поверхности потока вследствие «захвата» им воздуха, так и внутри него в результате выделения газов, растворенных в воде, поступающей из водохранилища.

Параметры аэрированных потоков необходимо уметь прогнозировать по трем основным причинам:

1) аэрация существенным образом влияет на глубину потока, что следует учитывать при назначении высоты стенок водопропускных сооружений, выборе отметок мостов, пересекающих водосбросной тракт, установлении отметок свода безнапорных трубчатых участков;

2) с развитием процесса аэрации изменяются упругие свойства воды, что приводит к изменению динамического воздействия потока на его границы;

3) аэрация изменяет турбулентные характеристики потока, что отражается на эффективности гашения энергии потока в концевых частях сооружений.

Процесс аэрации потока начинается с некоторого его сечения, в котором средняя скорость v больше или равна критической скорости начала аэрации $\bar{v}_{кр}$ (см. рис. 10.15). По Т. Г. Войничу-Сяноженцкому, величина $\bar{v}_{кр}$ может быть определена по следующей зависимости [235]:

$$\bar{v}_{кр} = 6,63 \sqrt{g R \cos \theta} \sqrt{1 + 0,0011/R^2 (1 + 8,7 n/R^{1/6})^{-1}}, \quad (10.3)$$

где g — ускорение свободного падения; θ — угол наклона дна водопропускного соору-

жения к горизонту; R — гидравлический радиус потока; n — коэффициент шероховатости поверхности сооружения.

Требуемая высота боковых стенок $h_{ст}$ (см. рис. 10.15) в каком-либо сечении аэрированного потока, например nn , приближенно может быть установлена по зависимости

$$h_{ст} \approx h/(1-s) + \delta, \quad (10.4)$$

где h — глубина потока в рассматриваемом сечении без учета аэрации; s — средняя концентрация воздуха в аэрированном потоке (от дна до слоя с концентрацией воздуха, равной 99%), определяемая по следующей формуле В. Г. Ломтатидзе:

$$s = \frac{[0,035 + 3,2(n-n')/R^{1/6}] \sqrt{v^2/(gR) - 44,2(1+8,7n/R^{1/6})^{-2}}}{1 + [0,035 + 3,2(n-n')/R^{1/6}] \sqrt{v^2/(gR) - 44,2(1+8,7n/R^{1/6})^{-2}}} \quad (10.5)$$

(здесь n — коэффициент шероховатости; $n' = 0,009 = \text{const}$; v — скорость потока в данном сечении без учета аэрации; остальные обозначения прежние); δ — конструктивный запас, принимаемый не менее 0,3 м.

Расчет рекомендуется проводить для нескольких расходов воды (а не только для максимального) и принимать наибольшее значение $h_{ст}$. Подробные уточненные расчеты аэрации по методике Т. Г. Войнич-Сяноженского приведены в работе [235]. Существуют и другие, более старые приближенные методы расчета аэрации (см., например, [48, 67]).

С явлением аэрации постоянно приходится сталкиваться и в закрытых водопропускных сооружениях. В закрытых сооружениях, работающих в напорном режиме, воздух поступает в воду через аэрационные шахты (воздуховоды). В открытых сооружениях, работающих в безнапорном режиме, воздух поступает в воду частично через воздуховоды, а частично со стороны нижнего бьефа через не заполненную потоком верхнюю часть галерей. Если не возмещать расход воздуха, транспортируемого аэрированным потоком, соответствующим подводом его в галереи, безнапорный режим течения в них нарушается — он может стать неустойчивым переходным или напорным.

Транспортирование воздуха аэрированным потоком обуславливается следующими явлениями [39]: а) движением воздуха над свободной поверхностью высокоскоростного водного потока; б) захватом воздуха потоком через границу контакта воды и воздуха, т. е. самоаэрацией водного потока; в) естественной «тягой» воздуха, вызываемой разницей давлений и температуры воздуха на входе и выходе из аэрационной шахты; г) захватом воздуха локальными возмущениями потока: гидравлическим прыжком, веерным разбрызгиванием потока за затворами, струей за различного рода уступами и т. д.

Основная цель подачи воздуха в головную часть закрытого водосброса, работающего в напорном режиме, — уменьшение вакуума за затворами, а также снижение гидродинамических нагрузок со стороны потока на элементы сооружения вследствие проявления «сжимаемости» потока после его аэрации. Положительное действие оказывает аэрация и при возникновении кавитационных явлений (см. гл. 11).

Пропускная способность воздуховодов может быть установлена по формуле [39, 217]

$$Q_a = \mu_{ш} \Omega \sqrt{\gamma/\gamma_a} \sqrt{2gh_v}, \quad (10.6)$$

где $\mu_{ш}$ — коэффициент расхода аэрационной шахты; Ω — площадь ее поперечного сечения; γ и γ_a — объемная масса соответственно воды и воздуха, зависящая от температуры и давления (при $t = 10^\circ \text{C}$ и $p_a = 760$ мм рт. ст. отношение $\gamma/\gamma_a = 800$); h_v — вакуум, измеряемый высотой водяного столба.

При установлении возможности самоаэрации потока в галереях необходимо увеличить пропускную способность аэрационных шахт с учетом дополнительного расхода воздуха Q'_a на самоаэрацию, предварительно определяемого по формуле Н. Б. Исаченко:

$$Q_a^* = 0,04 Q_a \sqrt{Fr - 40}, \quad (10.7)$$

где Q_a — расход воды в водосбросе; $Fr = v^2/(gh)$ — число Фруда.

Исходя из условий соблюдения техники безопасности не разрешается: а) допускать в воздуховодах скорость движения воздуха больше 60 м/с; б) осуществлять забор воздуха в воздуховоды из рабочих помещений; в) допускать работу воздуховодов, не оборудованных решетками и ограждениями на входе в них.

Количество воздуха, захватываемого гидравлическим прыжком $Q_{a,пр}$, может быть установлено по формуле

$$Q_{a,пр} = \beta Q (\sqrt{Fr_1} - 1)^{1,4}, \quad (10.8)$$

где β — коэффициент, принимаемый в диапазоне 0,005—0,012, среднее рекомендуемое значение $\beta = 0,007$; $Fr_1 = v^2/(gh_1)$ — число Фруда для сечения перед прыжком.

При числе Фруда для потока в закрытом водопропускном сооружении $Fr < 5$ расчеты безаварийного режима можно выполнять и без учета влияния воздуха.

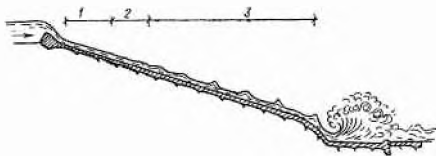
§ 50. ВОЛНООБРАЗОВАНИЕ В ВОДОПРОПУСКНЫХ СООРУЖЕНИЯХ

Волны, возникающие в ряде случаев на транзитных участках водопропускных сооружений, могут быть подразделены на *остановившиеся* и *катящиеся*. Первый тип волн рассматривается в соответствующих разделах гидравлики бурных потоков (прыжок-волна, косые волны и пр.). Возникновение катящихся волн проявляется в образовании на транзитной части сооружения, после начального участка неравномерного движения, на свободной поверхности потока ряби и небольших чешуйчатых волн, которые по мере их продвижения вниз по течению нагоняют друг друга, сливаются и растут (рис. 10.16). При достаточно большой длине транзитной части весь поток оказывается разделенным на отдельные катящиеся волны-импульсы. Высота гребней этих волн обычно превышает расчетную глубину установившегося движения, что приводит к небезопасности расчетной пропускной способности транзитной части. Кроме того, с возникновением катящихся волн нарушается работа концевых частей, волны выплескиваются на бермы водопропускного тракта, что приводит к инфильтрации воды за облицовку и разрушению последней. В весьма тяжелых условия попадает вся концевая часть и отводящий канал сооружения. Чаще всего катящиеся волны возникают в сечениях прямоугольной и трапециевидной формы, при больших уклонах (больше 0,02—0,025), при распластаных поперечных сечениях. Они образуются как в неаэрированных, так и в аэрированных потоках. С гидравлической точки зрения основной причиной возникновения катящихся волн является потеря потоком устойчивости движения.

Прогноз и расчет параметров катящихся волн может быть выполнен по приводимым ниже формулам Т. Г. Войнич-Сяноженцкого, подтвержденным данными натурных исследований быстротоков [235]. Вычисления следует проводить как для максимального расхода Q_{\max} , так и для $(0,2—0,8) Q_{\max}$. Для всех этих расходов целесообразно иметь кривые

Рис. 10.16. Продольный разрез по оси открытого водопропускного сооружения с катящимися волнами

1 — начальный участок, критическая слада; 2 — рябь, чешуйчатые волны; 3 — участок правления и перемещения катящихся волн



свободной поверхности и графики $Q=f(H)$, $v=f(H)$, $\bar{v}_{кр}=f(H)$. По этим данным следует заранее определить возможность аэрации потока.

Движение равномерного бурного неаэрированного потока будет устойчиво, и катящиеся волны в нем не будут возникать, если выполняется условие

$$1/Fr \geq \alpha_0 \bar{P}^2 - (6,5 \alpha_0 - 4,5 + 3,2g_*/C^2) \bar{P} + 4\alpha_0 - 3 + 2,5g_*/C^2, \quad (10.9)$$

где $Fr = g\omega/(v^2B)$ (Fr — число Фруда); α_0 — коэффициент количества движения, определяемый по зависимости $\alpha_0 = [(1 \pm K_1^2)(1 + K_2)^2]/[(1 + 2K_1)(1 + 2K_2)]$ [здесь $K_1 = \sqrt{g}/(\kappa C) = 2,8 \sqrt{g/C}$; $K_2 = 2K_1(1 - b/\kappa)$; κ — константа турбулентности Т. Кармана, принимаемая равной 0,36]; \bar{P} — формпараметр устойчивости, определяемый по характеристикам равномерного движения; $\bar{P} = \chi\omega/(2Bh)$ [здесь χ — гидравлический показатель русла, определяемый для трапециевидальных сечений по формуле $\chi = 3,4[1 + m/(b/h_0 + m)] - 1,4m'/(b/h_0 + m')$]; $g_* = g \cos \theta$. Остальные обозначения общепринятые.

При невыполнении условия (10.9) необходимо прогнозировать возникновение катящихся волн не только на участке равномерного движения, но и на предшествующем участке кривой спада, разбив его для этого на участки плавноизменяющегося движения, характеристики которого могут быть осреднены. Участок, на котором будет соблюдаться равенство левой и правой частей зависимости (10.9), следует рассматривать как место начала волнообразования.

Движение равномерного бурного аэрированного потока будет устойчиво, и катящиеся волны в нем не будут возникать, если выполняется неравенство

$$\beta/\bar{Fr} > \bar{\alpha}_0 \bar{P}^2 - (6,5 \bar{\alpha}_0 - 4,5 + 3,2g_*/\bar{C}^2) \bar{P} + 4\bar{\alpha}_0 - 3 + 2,5g_*/\bar{C}^2, \quad (10.10)$$

где все величины с черточкой сверху относятся к водовоздушному слою (нижнему) аэрированного потока (см. [235]), а константа турбулентности Т. Кармана в выражении для коэффициента K_1 определяется с поправкой на наличие в водовоздушном слое пузырьков воздуха; $\bar{\kappa} = 0,36(1 - S)$; $\beta = [1 - 1,5S]/(1 - S)^2$ (здесь S — средняя концентрация воздуха в аэрированном потоке).

В отдельных случаях можно допускать возникновение катящихся волн при расходах, существенно меньших расчетного, — $(0,2 - 0,25) Q_{\max}$. Например, когда максимальные высоты волн оказываются меньше глубин, соответствующих прохождению максимального расхода (при отсутствии волн), и, кроме того, пульсирующее поступление расходов в колодец и нижний бьеф не нарушает существенным образом процесса гашения избыточной энергии потока и не вызывает неустойчивых волновых колебаний.

Катящиеся волны достигают наибольшей высоты в стадии полного их развития, которая проявляется при достаточно большой протяженности транзитной части сооружения. В остальных случаях высота волн может быть существенно меньше предельной. Это облегчает работу сооружения и также должно учитываться при его проектировании и решении вопроса о допустимости или недопустимости волновых режимов.

Подробный расчет параметров катящихся волн в их развитии приведен в работе [235].

Предельная высота волн $h_{пр, \max}$ и минимальная ордината ее подошвы $h_{пр, \min}$ при полностью развитом волновом режиме составляют:

$$h_{пр, \max} = \eta_{пр, \max} h_*; \quad h_{пр, \min} = \eta_{пр, \min} h_*, \quad (10.11)$$

где $\eta_{пр, \max} = 1,75(\sqrt{Fr_0} - 1)$; $\eta_{пр, \min} = 0,5\eta_{пр, \max}(\sqrt{1 + 8/\eta_{пр, \max}^3} - 1)$; $h_* = \pi^2 v_0^2 / [g \sqrt{Fr_0 + 1}]^2$.

Абсолютная высота предельно развитой волны определится из выражения:

$$h_{абс, пр} = (\eta_{пр, \max} - \eta_{пр, \min}) h_*. \quad (10.12)$$

Для увеличения степени устойчивости бурного потока и предотвращения тем самым возникновения катящихся волн устраивают продольные разделительные стенки (струйные быстротоки) и применяют «безвол-

новые» формы поперечных сечений водопропускных трактов: параболические, треугольные, эллиптические, гиперболические и полигональные (см. гл. 17).

§ 51. МЕТОДЫ УПРАВЛЕНИЯ БУРНЫМИ ПОТОКАМИ В ВОДОПРОПУСКНЫХ СООРУЖЕНИЯХ

Как в открытых, так и в закрытых безнапорных сооружениях устраивают различного рода сужения, повороты, расширения, выражи и пр. При проектировании их очертаний, предотвращающих образование неблагоприятных деформаций свободной поверхности потока с образованием волн (см. § 47, рис. 10.7, 10.8) или создающих желательное расширение либо сужение сбрасываемого с носка-трамплина потока (см. рис. 17.4, 17.8), используют наряду с лабораторными опытами теоретические методы расчета, которые за последнее время получили значительное развитие [35, 38, 61].

Свободная поверхность бурных потоков с числом Фруда $Fr = v^2/(gh) > 1$ (или $F = v/\sqrt{gh} > 1$) весьма чувствительно реагирует на любые внешние возмущения (искривление боковых стенок, наклон дна и т. д.), в связи с чем на ней могут возникать волны разных типов и видов. Обычно они остаются неподвижными относительно стенок водотока, поэтому в технической литературе их принято называть *остановившимися* (в отличие от рассмотренных выше катящихся). Различают следующие основные формы свободной поверхности бурного потока:

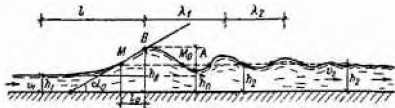


Рис. 10.17. Расчетная схема прыжка-волны

1) *плавнорасширяющийся бурный поток* — в призматических, плавнорасширяющихся и плавносужающихся водотоках;

2) *линия возмущения* — остановившаяся волна небольшой высоты, которая возникает на свободной поверхности бурного потока от внесения в него малого внешнего возмущения;

3) *пологие (косые) остановившиеся волны* — волны конечных размеров, возникшие в результате изменения конфигурации потока;

4) *косые гидравлические прыжки* — резкие деформации свободной поверхности потока, возникающие в результате излома боковых стенок или взаимодействия (наложения) косых волн. Прямой прыжок является предельным случаем косого. При переходе через косой прыжок поток обязательно превращается в спокойный, чаще всего он остается в бурном состоянии.

При расчете остановившихся волн типа прыжка-волны принято различать [38]:

а) *уединенную волну*, имеющую один-единственный гребень; область ее существования

$$1 < F_1 = v_1/\sqrt{gh_1} < 2,05; F_2 = v_2/\sqrt{gh_2} < 1,$$

где v_1 и v_2 — скорости соответственно невозмущенного и деформированного потоков; h_1 и h_2 — соответствующие глубины;

б) *периодические волны*, представляющие собой цепь слабозатухающих по длине потока волн; область их существования

$$1,23 > F = v/\sqrt{gh} > 0,82;$$

в) *прыжок-волну*, являющуюся наиболее часто встречающейся формой несовершенного прыжка и отличающуюся высоким гребнем первой волны и быстрозатухающей по длине потока цепью малых волн; область ее существования

$$1,23 < F_1 = v_1/\sqrt{gh_1} < 2,05; \sqrt{1/\pi} < F_2 = v_2/\sqrt{gh_2} < 0,82;$$

г) *разрушенную волну* с областью существования

$$1,73 < F_1 = v_1/\sqrt{gh_1} < 2,05; \sqrt{1/\pi} \leq F_2 = v_2/\sqrt{gh_2} < 0,61;$$

д) *совершенный гидравлический прыжок*, неустойчивый при $2,5 < F_1 \leq 4,5$; устойчивый при $4,5 < F_1 \leq 9$.

При всех перечисленных видах волн, кроме последнего, пульсационные нагрузки на дно и стенки пренебрежимо малы, однако появляется *дефицит давления* (см. гл. 12), обусловленный волнистой свободной поверхностью потока, учесть который можно, лишь рассчитав параметры остановившихся волн.

Первый гребень остановившихся волн представляет собой уединенную волну, а последующие — так называемые кноидальные волны [38]. Для приближенного построения первого гребня — уединенной волны (рис. 10.17) — могут быть использованы следующие зависимости:

$$h_b = 0,25h_1 \left(3 \sqrt{1 + 8F_1^2} - 5 \right); \quad (10.13)$$

$$l = h_1 \left[\sqrt{2/(3 \ln F_1)} \operatorname{arctg}(12,2 \sqrt{\eta_2 - 1}) \right], \quad (10.14)$$

где η_2 — безразмерная глубина за прыжком, определяемая по формуле $\eta_2 = h_2/h_1 = 0,5 \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right)$;

$$l_0 = 0,537h_1 / \sqrt{\ln F_1}; \quad (10.15)$$

$$\alpha_0 = \operatorname{arctg} \left[2/3 (\eta_2 - 1) \sqrt{2 \ln F_1} \right], \quad (10.16)$$

где $\eta_2 = h_2/h_1$ — безразмерная глубина под вершиной, определяемая с использованием формулы (10.13).

Длина волны λ определяется из уравнения

$$F_2^2 2\pi h_2 / \lambda = \operatorname{th} (2\pi h_2 / \lambda), \quad (10.17)$$

где

$$F_2 = v_2 / \sqrt{gh_2}.$$

Определение параметров последующих «вторичных» волн, а также расчеты переходных сужающихся и расширяющихся участков, выражей и носков-трамплинов приводятся в работах [35, 38, 61].

ГЛАВА 11

КАВИТАЦИЯ НА ЭЛЕМЕНТАХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ И МЕТОДЫ БОРЬБЫ С КАВИТАЦИОННОЙ ЭРОЗИЕЙ

§ 52. КАВИТАЦИЯ. КАВИТАЦИОННЫЕ РАЗРУШЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ВОДОСБРОСНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Кавитация возникает в жидкости при понижении в ней давления до предела при котором происходят разрывы сплошности потока. Наступление кавитации характеризуется появлением мельчайших парогазовых пузырьков, которые при соответствующем развитии кавитации образуют в потоке кавитационные пульсирующие каверны (факелы кавитации) (см. рис. 11.2 и 11.3).

Необходимым условием возникновения кавитации является понижение давления в потоке жидкости до давления паробразования $H_{кр}$, т. е., иначе говоря, кавитация возникает, когда мгновенное значение вакуума $h_{вак}$ (понижения давления по отношению к атмосферному давлению $H_{ат}$) будет удовлетворять соотношению

$$h_{вак} = H_{ат} - H_{кр}, \quad (11.1)$$

где $H_{кр}$ — «критическое» давление — абсолютное давление паробразования жидкости (воды) при данной температуре, в общем случае с учетом влияния выделяющегося из жидкости при кавитации воздуха и наличия твердых взвешенных частиц. Обычно два последних фактора не учитывают и принимают $H_{кр} \approx H_t$, где H_t — давление (упругость) водяных паров для чистой воды. Здесь и далее $h_{вак}$, $H_{ат}$, $H_{кр}$ и H_t выражены в линейных единицах — в высоте водяного столба.

Значения $H_{ат}$ и H_t приводятся в справочной и другой литературе (см., например, [162]). Значение $H_{ат}$ зависит от высоты над уровнем моря — отметки ∇ (например, при $\nabla = 0$ $H_{ат} = 10,33$ м, при $\nabla = 300$ м $H_{ат} = 9,98$ м). Значение H_t зависит от температуры воды t (например, при $t = 10^\circ \text{C}$ $H_t = 0,13$ м, при $t = 25^\circ \text{C}$ $H_t = 0,32$ м).

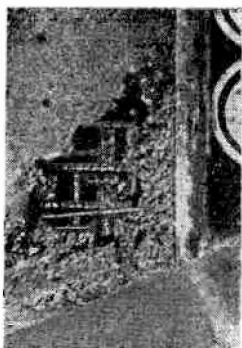


Рис. 11.1. Кавитационная эрозия

слева — бетона (бычка за пазом плотины Бонневиль в США); справа — стали (стальной облицовки за глубинным затвором).

При повышении пульсирующих давлений в вихревом следе или при сносе кавитационных пузырьков потоком в области повышенного давления эти пузырьки захлопываются (разрушаются). Если захлопывание происходит у *твердой стенки*, материал ее подвергается значительным механическим ударным, а также химическим и электрическим воздействиям. Эти воздействия при соответствующих условиях приводят к возникновению кавитационной эрозии (рис. 11.1), причем главная роль в ее возникновении принадлежит механическим воздействиям; электрохимические процессы приводят к коррозии материала.

В практике эксплуатации водосбросных сооружений нередко возникла кавитационная эрозия их элементов, обтекаемых потоками со сравнительно большими скоростями (обычно больше 14—17 м/с) [45, 170]. Наблюдались случаи кавитационной эрозии гасителей энергии в нижнем бьефе водосбросов (плотины Бонневиль, Волжской ГЭС имени В. И. Ленина, Новосибирской ГЭС), водобойных плит за гасителями и уступами (водосбросы гидроузлов Бонневиль, Булл Шоус), поверхностей за плохо обтекаемыми пазами затворов водосбросов и водопроводных галерей судоходных шлюзов (плотины Паркер, Бонневиль; см. рис. 11.1 слева), поверхностей водопропускных трактов при наличии различных неровностей (см. рис. 11.1 справа), в том числе строительных дефектов — уступов и выступов в местах плохого стыкования опалубки, несрезанных выступов арматуры (водосбросный туннель гидроузла Боулдер, водосливные поверхности плотин Грэнд Кули и Братской). Нередко глубина кавитационных повреждений составляла 0,5—2 м и более [45, 170].

В водосбросном туннеле гидроузла Боулдер, работавшем при скоростях потока около 46 м/с, за местной довольно плавной выпуклостью дна (дефект строительных работ) образовалась кавитационная область, вызвавшая кавитационную эрозию, наличие которой послужило причиной ударного действия высокоскоростной струи, вызвавшего выламывание облицовки туннеля и отдельностей скалы. Длина промывки достигла 35 м, ширина — 9,5 м и глубина — 13,7 м.

В ряде случаев ощутимая кавитационная эрозия образуется довольно быстро после ее возникновения — для бетонов через несколько суток и даже часов, для стали через несколько месяцев или недель. Для устранения кавитационных повреждений нередко требуется проведение дорогих и кропотливых ремонтных работ. В определенных условиях кавитация может способствовать и возникновению вибрации сооружения.

В последние годы в связи с частыми случаями кавитационных повреждений элементов водосбросных сооружений и интенсивным строи-

тельством сооружений, работающих при значительных скоростях потока, было уделено большое внимание изучению кавитации на элементах водопропускных сооружений, их кавитационной эрозии, а также разработке эффективных мер по предотвращению опасной кавитационной эрозии этих элементов. Большое развитие в настоящее время получили лабораторные исследования кавитации жидкости и кавитационной эрозии гидротехнических сооружений (см. гл. 46).

§ 53. ФОРМЫ (ВИДЫ) И СТАДИИ КАВИТАЦИИ. Пороговые скорости

В качестве критерия, характеризующего кавитацию, обычно применяют параметр (*число, коэффициент*) кавитации

$$K = \frac{H_{\text{хар}} - H_{\text{кр}}}{v_{\text{хар}}^2 / 2g}, \quad (11.2)$$

где (см. рис. 11.3, а) $H_{\text{хар}}$ — осредненное во времени абсолютное давление в потоке вблизи обтекаемого тела или элемента сооружения без учета возмущений, вызванных этим телом или элементом; $H_{\text{хар}} = H_{\text{ат}} + H_{\text{изб}}$ (здесь $H_{\text{изб}}$ — избыточное давление); $v_{\text{хар}}$ — осредненная во времени характерная скорость потока вблизи обтекаемого тела или элемента сооружения (например, скорость «набегания» $v_{\text{наб}}$), вычисляемая, как правило, с учетом реальной эпюры скоростей на подходе к участку потока, а в соответствующих случаях (см. далее) — средняя по сечению или другая характерная скорость; g — ускорение свободного падения.

Существуют различные классификации кавитации по формам или видам.

По характеру кавитационной области для плавнообтекаемых тел при их безотрывном в основном обтекании различают следующие формы кавитации* [162]; I — *пузырьковую*, при которой от места максимального разрежения на теле отделяются парогазовые пузырьки; II — в виде *пленочной каверны с гладкими стенками* (с отрывом пограничного слоя в месте минимального давления); III — в виде *пленочной заполненной каверны*. При очень плавнообтекаемых телах наблюдается форма I, при менее плавнообтекаемых — форма II или III. Такие формы кавитации возможны при обтекании оголовков водосливов, плавных входных оголовков глубинных водосбросов, а также оголовков бычков.

Для плохообтекаемых тел, обтекание которых связано с образованием зон отрыва, характерна *срывная*, или *вихревая*, кавитация (форма IV), подразделяемая на разновидности: IVA — с вихрями, прирывающими к твердой стенке тела, вызвавшего кавитацию (рис. 11.2, а), или к твердой стенке, расположенной вниз по течению от этого тела (рис. 11.2, б, в); IVБ — с вихрями, срывающимися с острых граней обтекаемого тела и замыкающимися на твердых стенках (рис. 11.2, г, д). Срывная кавитация возможна при обтекании гасителей энергии, пазов затворов, неровностей на поверхностях водосбросов.

В некоторых случаях выделяют также *щелевую* кавитацию, образующуюся в узких зазорах (например, уплотнений затворов), и ряд других форм.

Весьма существенна *степень развития кавитации*, характеризующаяся либо отношением $\beta = K/K_{\text{кр}}$, где K и $K_{\text{кр}}$ — параметры кавитации соответственно в данных условиях работы сооружения и при ее возникновении (см. § 54), либо относительной длиной кавитационной области (факела кавитации) (рис. 11.3). В зависимости от степени развития различают три *стадии кавитации* (рис. 11.3): *начальную*, *развившуюся* и *суперкавитацию*. Примерные значения β для плохообтекаемых тел на границах различных стадий кавитации приведены на рис. 11.4.

* У крыловых профилей, для которых была предложена эта классификация, форма I соответствует углам атаки 4—6°, форма II—6—8°, а форма III—8—12°.

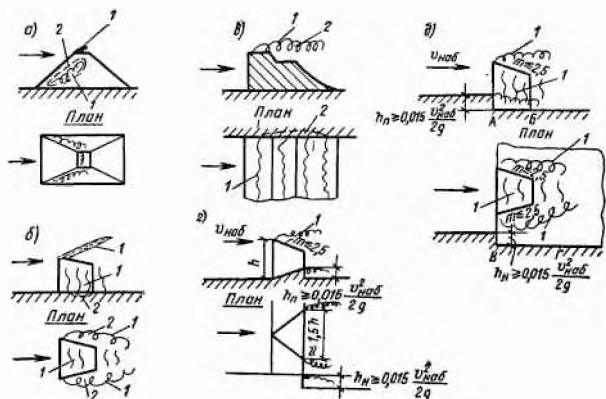


Рис. 11.2. Разновидности срывной кавитации (форма IV) за плохообтекаемыми телами а-в — IVA; г, д — IVБ; 1 — факелы кавитации (кавитационные каверны); 2 — зоны эрозии

Различным формам и стадиям кавитации присущи различные особенности, в том числе и в отношении кавитационных разрушений. Так, для плохообтекаемых тел при некотором значении $\beta = \beta_0$ в стадии раз-



Рис. 11.3. Стадии кавитации

а — начальная кавитация; б — развивающаяся кавитация; в — суперкавитация; 1 — кавитационная каверна (факел кавитации); 2 — эпюра скоростей

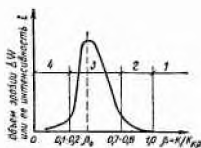


Рис. 11.4. Схематический график зависимости кавитационной эрозии от степени развития кавитации β для плохообтекаемых тел (кавитация формы IVA)

1 — безкавитационный режим; 2 — начальная кавитация; 3 — развивающаяся кавитация у тела; 4 — суперкавитация

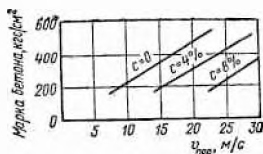


Рис. 11.5. Зависимость пороговой скорости $v_{пор}$ от марки бетона и воздухоудержания $c = 100 (Q_{возд}/Q_{воды})$ пристенного слоя потока при степени развития кавитации β_0 в случае обтекания цилиндра (по данным опытов НИСа Гидропроекта)

вившейся кавитации у тела наблюдается максимум кавитационной эрозии (см. рис. 11.4), а в стадиях начальной кавитации и суперкавитации эрозия существенно меньше или вообще может отсутствовать, особенно при достаточно высокой кавитационной стойкости материала и непродолжительности кавитационных воздействий. В связи с этим НИСом Гидропроекта предложен коэффициент начала кавитационной эрозии $K_{кр.э}$, при котором, несмотря на наличие кавитации, эрозия будет отсутствовать или будет настолько мала, что ею можно пренебречь. Очевидно, что $K_{кр.э} < K_{кр}$.

Срывная кавитация вида IVA, особенно в стадии развившейся кавитации, может быть весьма опасна в отношении кавитационной эрозии, так как в этом случае факел кавитации замыкается на теле или на твердой стенке за телом, вызываящим кавитацию (см. рис. 11.1 и 11.2, $a-\delta$); при достаточно развитой стадии такой кавитации разрушение происходит в хвостовой части кавитационной каверны. Срывная кавитация вида IVB значительно менее опасна, так как кавитационные области не замыкаются (или почти не замыкаются) на твердых стенках, что исключает или уменьшает возможность возникновения кавитационной эрозии. Такой вид срывной кавитации, по-видимому, обычно безопасен не только в стадиях начальной кавитации и суперкавитации, но и в стадии развившейся кавитации. Конструкции, работающие при кавитации вида IVB, часто называют «суперкавитирующими»*, однако точнее называть их «безэрозионными».

Кавитационная эрозия при срывной кавитации уменьшается или не происходит в случае повышенного воздухо содержания воды (см. п. 3 § 54).

Интенсивность кавитационной эрозии i (при прочих равных условиях) существенно увеличивается с увеличением скорости течения v [см. далее формулу (11.8)]. На величину i влияет и форма обтекаемого тела, например интенсивность эрозии за возбудителем кавитации в виде цилиндра больше, чем за выступом по схеме рис. 11.3, а интенсивность эрозии за выступом больше, чем за уступом по схеме 3 табл. 11.1 (см. далее).

Для форм кавитации I, II и III, свойственных плавнообтекаемым телам (подробнее см. [162]), характер зависимости $i=f(\beta)$ примерно соответствует характеру этой зависимости для формы кавитации IVA (см. рис. 11.4); интенсивность эрозии при форме III меньше, чем при форме IVA, а при форме II меньше, чем при форме III (при одинаковых прочих условиях).

При оценке возможности возникновения кавитационной эрозии данного материала необходимо учитывать значения пороговых скоростей $v_{пор}$. При $v_{хар} < v_{пор}$ кавитационная эрозия длительное время практически не возникает. Значения $v_{пор}$ зависят не только от вида материала, но и от очертаний обтекаемого тела, формы и стадии кавитации, а также от воздухо содержания потока (рис. 11.5). В работе [162] рекомендуется значения пороговых скоростей вводить коэффициенты запаса 1,3 (т. е. уменьшать эти скорости в 1,3 раза).

§ 54. МЕТОДЫ БОРЬБЫ С ОПАСНОЙ КАВИТАЦИОННОЙ ЭРОЗИЕЙ ЭЛЕМЕНТОВ ВОДОСБРОСНЫХ СООРУЖЕНИЙ

1. Предотвращение образования кавитации или допущение начальной стадии ее развития. Чтобы полностью снять вопрос о кавитационной эрозии, нередко при проектировании и строительстве водосбросного

* Такое название не является точным, так как конструкция может работать не только в стадии суперкавитации.

сооружения ставят задачу не допустить образования кавитации. В этом случае должно быть выполнено условие

$$K > K_{кр}, \quad (11.3)$$

где K — параметр кавитации, определяемый по зависимости (11.2); $K_{кр}$ — «критический» параметр кавитации, т. е. значение K , определяемое по формуле (11.2), при котором для данного обтекаемого тела при данном характере его обтекания (например, при наличии гидравлического прыжка или его отсутствии, при наличии или отсутствии гидрорупругих колебаний тела, волн) начинает появляться кавитация.

В настоящее время по данным опытов, проведенных в специальных лабораторных вакуумных и кавитационных установках (см. гл. 46), получены значения $K_{кр}$ для различных обтекаемых потоком элементов (подробно см. [162]).

Значения $K_{кр}$ для некоторых типов гасителей энергии и расщепителей потока приведены на рис. 11.6. Как видно, придание гасителям менее резких очертаний (в том числе скругление граней углов) понижает значение $K_{кр}$, т. е. улучшает кавитационные качества гасителя, позволяя избежать кавитации и при довольно больших скоростях; однако при этом несколько ухудшаются энергогасящие свойства гасителей. При использовании приведенных на рис. 11.6 значений $K_{кр}$ в формуле (11.2) надо в общем случае принимать $H_{хар} = H_{ат} + h$, где h — высота водяного столба над гасителем. Для гасителей, установленных в конце водобоя, можно приближенно принимать $h = h_{н.б} - h_r$, где $h_{н.б}$ — глубина воды в нижнем бьефе, а h_r — высота гасителя, и $v_{хар} = v_c$, где v_c — скорость в сжатом сечении (см. рис. 11.6, е). Для носков-расщепителей (рис. 11.6, ж) $H_{хар} = H_{ат}$ и $v_{хар} = (v_c)_н$. Для гасителей, расположенных не в конце водобоя, значения h надо принимать по опытным данным; при $x/l_{пр} \approx 0,25$ (где $l_{пр}$ — длина прыжка, x — расстояние от начала водобоя до гасителя) приближенно можно принимать $h/(h_{н.б} - h_r) \approx 0,75 \dots 0,85$.

Для пазов затворов (их низовых граней) при полном открытии последних [162]

$$K_{кр} = A[1 + 0,65(\omega/h - 1)] K_{\omega} K_B, \quad (11.4)$$

где все обозначения и значения коэффициента A приведены на рис. 11.7, причем δ — толщина пограничного слоя перед пазом, подсчитываемая известными из гидравлики методами или определяемая экспериментально [162, 279]. Как видно, при скруглении низовых граней пазов значения $K_{кр}$ существенно уменьшаются. Наилучшим в кавитационном отношении является эллиптическое очертание нижней части паза. За $v_{хар}$ в формуле (11.2) здесь надо принимать среднюю скорость в створе пазов, а за $H_{хар}$ среднее абсолютное давление в этом створе.

При частичном открытии затвора и напорном течении за ним или безнапорном течении, но с затопленной струей кавитация возникает значительно раньше, чем при полном открытии, и очертание паза уже несущественно ввиду практического исчезновения пограничного слоя в зоне у паза вследствие сжатия потока, а также ввиду возникновения вертикального течения воды по пазам и интенсивного бокового расширения потока. На практике приближенно можно принимать, что в этих случаях значения $K_{кр}$ для пазов будут такого же порядка, как и для зоны отрыва потока от нижней кромки затвора, а именно: для плоского затвора $K_{кр} \approx 1,6 \dots 2$ при «затенении» пазов (отношение площади проекции на горизонтальную плоскость частей затвора, находящихся в пазе, к площади сечения паза ωh) ρ более 75% и $K_{кр} \approx 2,2$ при ρ до 50%, для сегментного затвора $K_{кр} \approx 1,2 \dots 1,5$.

Для плавноочерченных входных оголовков напорных труб, по опытам Л. Н. Орловой [173] с трубами прямоугольного поперечного сечения, при круговой оголовке $K_{кр} = 1,88$, когда $r/a = 0,33$, и $K_{кр} = 1,56$, когда $r/a = 0,5$ (рис. 11.8, а); при эллиптической оголовке с $\eta_1 = 1$ и

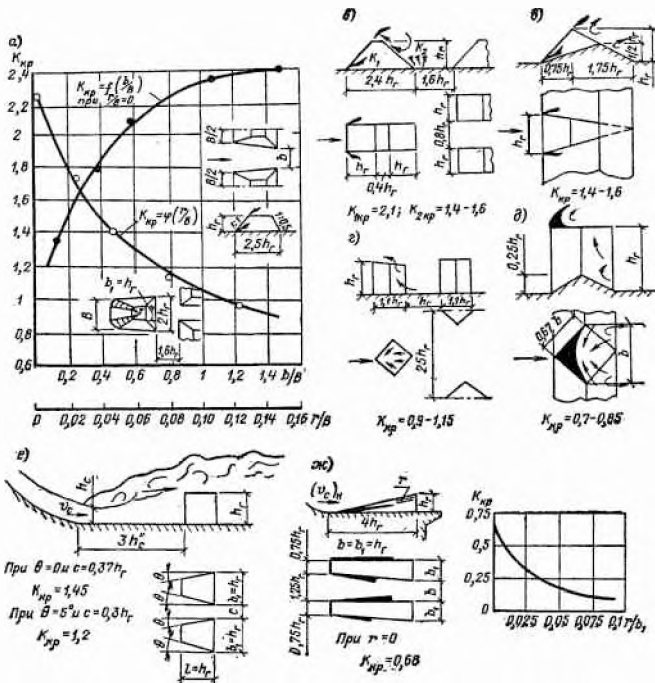


Рис. 11.6. Значения критического параметра кавитации $K_{кр}$ для некоторых типов гасителей энергии (а—е) и расщепителей потока (ж)

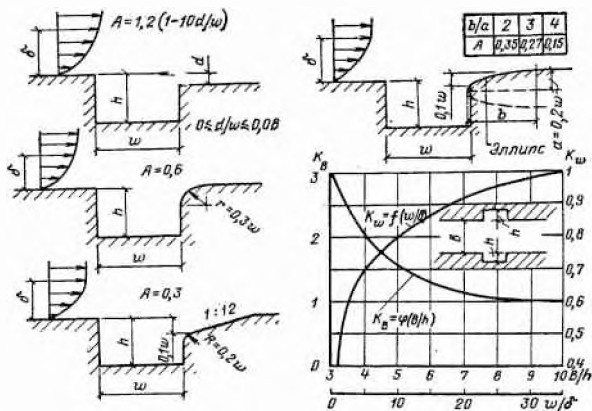


Рис. 11.7. Схемы к определению критического параметра кавитации пазов плоских затворов при их полном открытии (для $1 \leq w/h \leq 3$)

$\eta_2 = 1/3$ (рис. 11.8, б) $K_{кр} = 1,02$. Как видно, в кавитационном отношении эллиптический оголовок лучше круглого. При подсчете K по формуле (11.2) для оголовков труб надо принимать $H_{хар} = H_{ат} + z$ и $v_{хар} = v_t$, где v_t — средняя скорость в трубе за оголовком (см. рис. 11.8). Более подробно данные по различным оголовкам труб приведены в работах [162, 266].

Значения $K_{кр}$ для различных неровностей на обтекаемых поверхностях приведены в табл. 11.1. Положение $v_{хар}$, подставляемой в формулу (11.2), показано на схемах; $H_{хар} = H_{ат} + H$, где H — пьезометрический напор в месте ожидаемой неровности в невозмущенном потоке. Скорость $v_{хар}$ и толщину пограничного слоя δ (см. схему 3 в табл. 11.1) определяют экспериментально или (при отсутствии опытных данных) известными из гидравлики расчетными методами [162, 279]. Следует иметь в виду, что на участках резкого сжатия потока (входные оголовки, зоны истечения из-под затвора и т. п.) толщина пограничного слоя δ очень мала и соизмерима с размерами неровностей. Здесь обычно за характерную принимают среднюю скорость течения в сечении.

По данным табл. 11.1 можно вычислить допустимую (из условия практического отсутствия кавитации, принимаемая $K = K_{кр}$) высоту неровностей для различных их видов или установить, под каким углом α (см. схему 1 в табл. 11.1) надо срезать данную неровность (специальными шлифовальными машинами), чтобы не было кавитации. В табл. 11.2 приведены значения допустимой высоты z неровностей типа выступа навстречу потоку (схема 1 в табл. 11.1) при разных уклонах лобовой грани неровности и разной средней скорости течения [80]. Эти значения получены при глубине безнапорного потока 4 м и коэффициенте шероховатости 0,012.

Как видно из табл. 11.2, требования к «чистоте» поверхностей, обтекаемых высокоскоростными потоками, высоки, обуславливая необходимость весьма тщательного производства работ и сглаживания значительных неровностей, если они все же получились. Имеются предложения смягчить эти требования, допуская начальную стадию развития кавитации и вводя в расчеты вместо $K_{кр}$ величину $K_{кр,э} < K_{кр}$ (см. § 53) [162, 193 и др.]. В работе [162] предлагается принимать $K_{кр,э} \approx 0,85 K_{кр}$. Такое снижение требований надо считать оправданным для многих случаев — для временных водосбросных сооружений (строительного периода), при строгом контроле за работой конструкции, при обеспечении легкости проведения периодических ремонтов и т. п.

В ряде случаев для прогноза начала кавитации пользуются не критическими параметрами кавитации, полученными на основе опытов в кавитационных стендах, а вакуумными характеристиками (коэффициентами вакуумности для вакуумных оголовков водосливов, коэффициентами максимального понижения давления $C_{p\max}$ для входных оголовков и поворотов напорных труб и т. д. [162, 169, 266]). При этом на основе лабораторных опытов в обычных (некавитационных) установках определяют значения осредненных во времени вакуумов (с помощью пьезометров) $\bar{h}_{вак}$ и амплитуды их пульсаций (с помощью датчиков) Δ . При отсутствии кавитации $\bar{h}_{вак} = \bar{h}_{вак} + \Delta_{\max}$, пересчитанный с модели на натуру, не должен превышать предельного его значения по выражению (11.1). Такая методика прогноза начала кавитации вполне приемлема при отсутствии высокой турбулентности потока, особенно для безотрывно обтекаемых тел (оголовков труб и водосливов). При наличии значительных вихреобразований в потоке (например, для гасите-

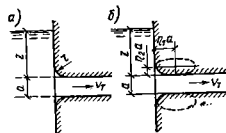
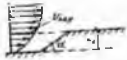
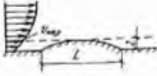
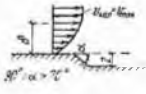
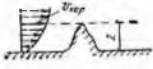




Рис. 11.8. Схемы кругового (а) и эллиптического (б) оголовков напорной трубы

Неровность и ее возможное происхождение	Вид неровности и местоположение скорости $v_{хар}$	$K_{кр}$
Выступ навстречу потоку (стык облицовок, выступ бетона из-за смещения опалубки)	<p>Схема 1</p> 	$0,466 \sqrt[3]{\alpha}$
Плавный выступ на ровной поверхности (сварной шов, наплыв бетона)	<p>Схема 2</p> 	$2 \exp(-L/7z)$ при $1 < L/z < 14$
Уступ по потоку (происхождение аналогично схеме 1)	<p>Схема 3</p> 	1 при $z \gg \delta$; $(z/\delta)^{1/4}$ при $z < \delta$
Одиночный выступ с острой верхней кромкой (плохо зачищенный след от стыка опалубки)	<p>Схема 4</p> 	2
Равномерная естественная шероховатость поверхности	<p>Схема 5</p> 	1
Отдельные выступающие местные неровности (крупные камни, гайки, брызги сварки, стержни арматуры)	<p>Схема 6</p> 	а) 2 при округленных очертаниях; 3,5 при резких очертаниях б) 3—4

Примечание. δ — толщина пограничного слоя; u_* — динамическая скорость.

лей энергии в гидравлическом прыжке) пользоваться для прогноза начала кавитации вакуумными характеристиками не рекомендуется, учитывая, что это может привести к недооценке кавитационной опасности, так как с помощью датчиков не удастся зафиксировать с достаточной точностью значения пульсаций вакуумов в центрах вихрей [227, 228].

2. Применение «безэрозийных» конструкций. Весьма перспективно применение безэрозийных конструкций, работающих при срывной кавитации вида IVБ (см. рис. 11.2, г, д). По идее эрозия в таких конструкциях должна отсутствовать при любых стадиях кавитации и скоростях потока, так как кавитационные области не замыкаются на твердых стенках. Разработан ряд «безэрозийных» конструкций гасителей энергии (см. рис. 11.2, г, д) и затворных камер (см. рис. 30.11). Надо, одна-

Допустимая высота z , мм, выступя навстречу потоку из условия отсутствия кавитации [80]	Уклоны лобовой грани при средней скорости, м/с				
	30	35	40	45	50
1	Вертикаль-ная	Вертикаль-ная	1:2	1:4	1:6
2	То же	1:2	1:5	1:6	1:7,5
4	1:2	1:5	1:6	1:7,5	1:9
6	1:3,5	1:6	1:7	1:8,5	1:10
8	1:4	1:6	1:7,5	1:9	—
10	1:5	1:6,5	1:8	1:10	—
12	1:5	1:7	1:8	—	—
14	1:5	1:7	1:8,5	—	—

ко, иметь в виду, что опыт практического применения таких конструкций еще невелик, поэтому следует продолжать их всестороннее изучение (особенно при работе в натуральных условиях) и проявлять некоторую осторожность при их проектировании. Пока еще остаются опасения, что отдельные кавитационные вихреобразования, особенно в стадии развившейся кавитации, могут частично достигать твердой стенки (например, вертикальные вихри на рис. 11.2, *д* частично достигнут водо-

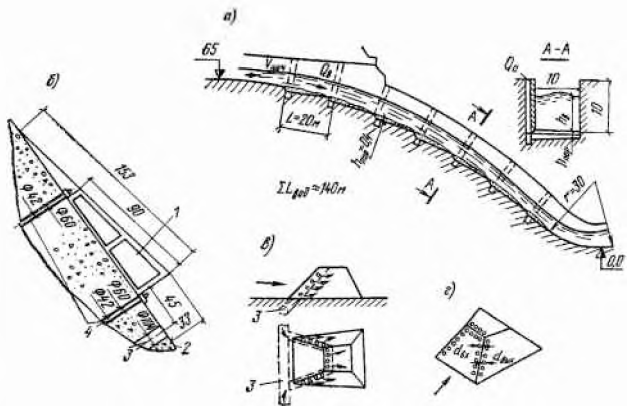


Рис. 11.9. Подвод воздуха (а—в) или воды (г) в области вакуума

а — водосбор с аэрацией пристенной зоны. Гребни порожков сглажены с параболической кривой, построенной для $u_{нач} = 40$ м/с. При расходе воды $Q_в = 1300$ м³/с расход воздуха, вовлекаемого за порожки, $Q_а$ составляет до 48 м³/с; б — один из трамплинов-аэраторов, исследованный на плотине Братской ГЭС; в — схема шашечного гасителя энергии с подводом воздуха в вакуумные зоны; г — схема гасителя энергии с подводом воды в область вакуума из области повышенного давления; 1 — трамплин-аэратор; 2 — водосливная грань; 3 — воздухоподводящая труба; 4 — анкер

боя, если не полностью «погасятся» горизонтальными вихрями, срывающимися с уступа) и вызывать эрозию (по-видимому, небольшую), тем более что некоторые параметры таких конструкций, определенные в лабораторных условиях, весьма приближены и требуют уточнения

(например, рекомендация принимать размеры уступа h_n и ниши h_n большими или равными $0,015 v_{наб}^2/2g$; см. рис. 11.2, з, д). Ввиду этого иногда предлагается выполнять стенки в местах, для которых имеется опасность возникновения некоторой эрозии (АВ и ВГ на рис. 11.2, д), из материалов с повышенной кавитационной стойкостью (см. далее п. 4).

3. Подвод воздуха или воды в области вакуума. При подводе воздуха в области кавитации кавитационная эрозия может быть значительно уменьшена или полностью устранена. При наличии в потоке воздуха повышаются и значения пороговых скоростей (см. рис. 11.5).

Широко применяют подвод воздуха в камеры глубинных затворов как для борьбы с кавитационной эрозией, так и для обеспечения устойчивого безнапорного режима за затвором (см. главы 10, 17, 30).

НИСом Гидропроекта разработана конструкция водосброса со ступенчатой водосливной гранью (рис. 11.9, а) [80, 228]. За порожками ступеней образуются зоны вакуума, в которые засасывается воздух по трубам, сообщающимся с атмосферой. Содержание в пристенном слое не менее 7—8% воздуха должно обеспечить отсутствие кавитационной эрозии. Такая конструкция осуществлена на Нурекском гидроузле.

На водосливных гранях плотин для предотвращения кавитационной эрозии устанавливают трамплины-аэраторы (рис. 11.9, б). Такие аэраторы были испытаны на плотине Братской ГЭС и дали положительные результаты.

Разработаны и исследованы в лаборатории гасители энергии и растекатели с подводом воздуха в области вакуума. Одна из таких конструкций приведена на рис. 11.9, в. Недостатком этих конструкций является их некоторое усложнение по сравнению с конструкциями без воздухопроводов; кроме того, возможно частичное засорение труб.

Лабораторные опыты показали, что довольно эффективным средством улучшения кавитационных характеристик гасителей энергии может быть подвод воды в области вакуума из области с более высокими давлениями (рис. 11.9, з). Для представленного на рис. 11.9, з гасителя с соотношением диаметров входных и выходных водопроводящих отверстий 0,6 значение $K_{кр}$ уменьшилось с 2,1 до 0,7—0,8.

4. Применение относительно кавитационно-стойких материалов. В тяжелых кавитационных условиях (большие скорости, неблагоприятная форма и стадия кавитации) даже прочные бетоны не являются кавитационно-стойкими материалами, в других же, более легких условиях они могут противостоять кавитационной эрозии.

Поэтому о бетоне можно говорить лишь как об *относительно кавитационно-стойком материале*. В той или иной мере это относится и к другим материалам.

Для бетонных поверхностей, на которых можно ожидать возникновения кавитации, обычно рекомендуется целый ряд мероприятий, способствующих повышению их кавитационной стойкости (подробнее см. [108]): а) применение бетона достаточно высоких марок на щебне, а не на гравии (при щебне кавитационная стойкость возрастает в 2—3 раза); б) ограничение крупности щебня (нередко до 40 мм); в) применение бетона высоких марок по морозостойкости (в суровых климатических условиях $M_{рз}$ не менее 400—500); г) обеспечение предельной растяжимости образцов в 28-дневном возрасте не менее $1 \cdot 10^{-5}$; д) применение бетона с водоцементным отношением B/C не более 0,42.

В табл. 11.3 приведены данные об относительной кавитационной стойкости некоторых материалов, в том числе и бетонов, полученные во ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева при испытании образцов в камере Вентури при скорости $v=30$ м/с (более полная таблица приведена в [162]). Интенсивность i кавитационной эрозии при степени развития кавитации $\beta=\beta_0$, равной в среднем 0,675, составляла: для бетона марки 300 $i_{\max 300}=0,13$ см/ч; для бетона марки 400 с повышенной кавитацион-

Материал	Данные о составе, характеристики прочности	Коэффициент относительной кавитационной стойкости i
Бетон гидротехнический То же, с повышенной кавитационной стойкостью	Марка 300. Крупный заполнитель — гравий с $d_{\max} = 40$ мм $R_{сж} > 300$ и до 600 кгс/см ² (>30 и до 60 МПа). Крупный заполнитель — щебень (предпочтительнее) или гравий с максимальной крупностью от 10 до 40 мм; $V/Ц = 0,38 \dots 0,42$	1 До 15—20
Торкрет-бетон активированный Полимер-растворы	Цемент : песок молотый : песок крупный — 1 : 0,36 : 2; $V/Ц = 0,35$; $R_{сж} = 500$ кгс/см ² (50 МПа) На основе мономера ФА; $R_{сж} = 700 \dots 1000$ кгс/см ² (70...100 МПа)	До 15 До 90—150
Полимерные покрытия	На основе эпоксидных композиций На основе резиноподобных материалов: наирита, полиуретана	До 200—500, а иногда выше До 500—1000, а иногда выше 500—700 Свыше 1000
Сталь	{ Углеродистая Ст.3 { Нержавеющая 1Х18Н9Т	Свыше 1000

ной стойкостью $i_{\max 400} = 0,08$ см/ч. Для бетона иной прочности или состава

$$i_{\max} = i_{\max 300} / n, \quad (11.5)$$

где n — коэффициент относительной кавитационной стойкости.

При степени развития кавитации $\beta = K/K_{кр}$, отличной от β_0 , и $v = 30$ м/с [162] используют зависимости:

для $\beta \geq 0,675$

$$i = i_{\max} (1,9 \sqrt{0,95 - \beta}); \quad (11.6)$$

для $\beta < 0,675$

$$i = i_{\max} (1,83 \sqrt{\beta - 0,375}). \quad (11.7)$$

При скоростях, отличных от 30 м/с, интенсивность эрозии ориентировочно составит

$$i = i_{30} (v/30)^m, \quad (11.8)$$

где i_{30} — интенсивность эрозии при $v = 30$ м/с; v — скорость течения, м/с; $m \approx 7 \dots 8$.

Как видно из табл. 11.3, применяя стальные облицовки и полимерные покрытия, можно существенно повысить кавитационную стойкость обтекаемой поверхности сооружения. Применение полимерных покрытий сдерживается их относительно высокой стоимостью. Имеется положительный опыт применения полимерных составов в туннелях. В основном их, по-видимому, целесообразно применять в сочетании с другими противокавитационными мероприятиями и для ремонтных целей (в том числе для заделки различных раковин и других дефектов производства работ).

ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ УСТРОЙСТВ НИЖНЕГО БЬЕФА И ПРОГНОЗ МЕСТНЫХ РАЗМЫВОВ*

Рациональное решение комплекса вопросов о создании благоприятных гидравлических условий на участках сопряжения бьефов и перехода потока в естественное состояние является одной из важнейших задач проектирования любого водопропускного сооружения.

При проектировании устройств нижнего бьефа решается целый ряд взаимосвязанных задач, основными из которых являются: расчет гидравлического режима сопряжения бьефов; прогноз параметров взаимодействия потока с отдельными частями устройств нижнего бьефа; прогноз общих и местных переформирований речного русла в зоне нижнего бьефа.

§ 55. ОСНОВНЫЕ ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ РЕЖИМЫ СОПРЯЖЕНИЯ БЬЕФОВ

Трансформация естественных условий существования речного бассейна после возведения гидроузла вызывает необходимость учета в первую очередь двух основных факторов: 1) существенного сужения водосливного фронта по сравнению с руслом реки; 2) наличия избыточной кинетической энергии у потока, прошедшего через водопропускное сооружение в условиях перепада уровней бьефов.

1. **Возможные схемы сопряжения бьефов.** В практике гидротехнического строительства используют большое число схем гашения избыточной кинетической энергии потока на участке сопряжения бьефов. Различают следующие основные схемы гашения: а) одной из форм гидравлического прыжка (рис. 12.1, а, б); б) отбросом или свободным падением струи, энергия которой гасится в водяной толще нижнего бьефа или в воронке размыва (рис. 12.1, в, г, д, ж); в) соударением струй в воздушной или водяной среде (рис. 12.1, е); г) комбинацией двух или нескольких перечисленных схем.

2. **Режимы сопряжения бьефов.** Каждой схеме гашения энергии отвечает определенный режим сопряжения бьефов.

При гашении избыточной кинетической энергии потока одной из форм гидравлического прыжка возможны два класса режимов, различающихся относительным расположением в вертикальной плоскости транзитной части потока: *донные* — при устойчивом нахождении транзитной струи у дна и *поверхностные*, если транзитная струя располагается на поверхности потока или в непосредственной близости от нее.

Устройства нижнего бьефа, плавно сочленяющие верховой участок с дном нижнего бьефа, в зависимости от значений сбрасываемого расхода и параметров потока до и после участка сопряжения могут работать при четырех видах режимов сопряжения: трех донных соответственно с отогнанным, предельным или затопленным прыжком и поверхностном типа второго критического (см. далее).

При устройстве на концевом участке водопропускного сооружения *носка-уступа* в зависимости от высоты уступа, положения уровня нижнего бьефа, значений 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 так называемые «критические» режимы [4, 191, 270]. Различают четыре вида критических режимов: *первый*, разграничивающий

* Написано И. С. Румянцевым.

режимы донный и поверхностный с незатопленным прыжком; *второй*, разграничивающий поверхностные режимы с незатопленной и затопленной струей; *третий*, разграничивающий режимы поверхностный с незатопленной струей и поверхностно-донный; *четвертый*, характеризующийся сменой поверхностного режима донным восстановленным, или наоборот. При гашении энергии потока по схеме отброшенной струи и постепенное повышение уровня нижнего бьефа до отметок *носка-трамплина* приводит к возникновению одного из видов поверхностного режима,

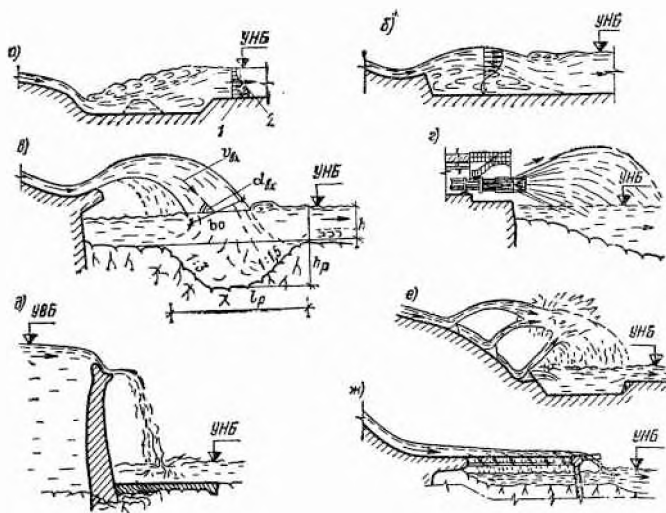


Рис. 12.1. Схемы гашения избыточной кинетической энергии потока

a — донным гидравлическим прыжком; *б* — одной из форм поверхностного гидравлического прыжка с носка-уступа; *в* — отбросом струи на значительное расстояние от сооружения с носка-трамплина; *г* — отбросом потока в форме полых конусообразной струи; *д* — свободным падением струи; *е* — соударением струй в воздухе; *ж* — сбросом раздробленных струй; на шелевом трамплине; 1, 2 — эльва скоростей соответственно при устройстве гасителей и без гасителей

К наиболее распространенным и часто реализуемым схемам гашения относится сопряжение бьефов при донном режиме (см. рис. 12.1, *a*). Недостаток его — наличие значительных и довольно медленно затухающих по длине донных скоростей и вращение в вальце плавающих тел (в том числе льда), могущих иногда повредить поверхности сооружения.

Реализация 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 его недостаткам (ограничивающим его широкое применение) относятся: 1) неустойчивость границ его надежного существования; 2) невозможность его создания при малой высоте носка-уступа; 3) неизбежность возникновения значительных колебаний уровня нижнего бьефа; 4) необходимость в относительно больших глубинах нижнего бьефа.

Если глубина нижнего бьефа значительно меньше второй сопряженной глубины прыжка (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 поска-трамплина. Основное достоинство этой схемы — устойчивый и «гидравлически ясный» режим сопряжения. К недостаткам ее относятся: 1) неупорядоченность характера течения в нижнем бьефе в начальный период эксплуатации сооружения (до полного формирования воронки размыва); 2) относительно высокая степень неравномерности распределения удельных расходов по ширине нижнего бьефа; 3) иногда эксплуатационные затруднения из-за разбрызгивания струй (образования водяной пыли).

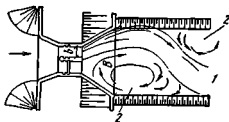


Рис. 12.2. Схема образования сбойного течения в нижнем бьефе

1 — сбойное течение; 2 — водоворот

Интенсификация процесса гашения и улучшение режима потока с благоприятным перераспределением скоростей достигается специальными конструктивными мерами: применением гасителей и расщепителей потока; устройством специальных энергогасящих диффузоров; увеличением ширины живого сечения потока и уменьшением удельных расходов в начале участка сопряжения и т. д.

3. Особенности плановой задачи гидравлики в нижнем бьефе. Движение сбрасываемого потока в нижнем бьефе в большинстве случаев сопровождается его резким расширением в плане. Параметры этого расширения обусловлены очертаниями берегов и расположением водопропускного сооружения относительно русла реки.

Резкое плановое расширение неизбежно сопровождается *отрывом* потока от стенок сооружения и *возникновением водоворотных зон* (рис. 12.2). Это приводит к разделению потока на транзитную часть, в которой перемещается основная масса воды, и *нетранзитную* — водовороты. Движение транзитной части возможно в двух формах: 1) в виде плавнорасширяющегося в плане потока, соответствующего его режиму; 2) в виде «сбойного» течения, характеризующегося постоянным изменением направления (сбойность) практически не расширяющейся струи. Границы транзитной части и параметры водоворотов устанавливаются гидравлическим расчетом [92, 153]. Возникновение сбойности существенным образом ухудшает условия сопряжения бьефов и создает крайне неблагоприятную плановую картину потока. Различают следующие формы сбойных течений: а) в виде резкого изменения направления потока после выхода его из сооружения в широкий нижний бьеф ($b : B \leq \leq 0,8$); б) в виде сжатия потока, вызываемого боковым натеканием воды из окружающих водоворотов. Основные особенности техники и методов расчета плановой задачи изложены в специальной гидравлической литературе [92, 270].

§ 56. РУСЛОВЫЕ ПЕРЕФОРМИРОВАНИЯ В ЗОНЕ НИЖНЕГО БЬЕФА

Изменение естественного (бытового) режима течения воды в реке вызывает соответствующие изменения в процессе переформирования ее русла. После возведения гидроузла этот процесс существенно интенсифицируется, развиваясь особенно быстро в начальный период эксплуатации водопропускных сооружений. Различают два основных вида русловых переформирований в зоне нижнего бьефа: 1) местные деформации русла; 2) его общие трансформации. Под *местными деформациями* (размывами) подразумевают изменения очертаний русла на участках

резко изменяющегося движения потока вблизи сооружения. *Общими трансформациями* (размывами) называют изменения очертаний русла на участках значительной протяженности.

Состояние теории и методы расчета местных и общих размывов в настоящее время позволяют удовлетворительно прогнозировать локальные деформации и предельные отметки понижения дна русла в нижнем бьефе гидроузла [92, 112, 114, 153, 156, 228], попутно устанавливая возможный характер изменения кривой связи уровней воды нижнего бьефа с расходами. Особую опасность представляют режимы потока, характеризующиеся большой относительной неравномерностью распределения удельных расходов по ширине фронта и способностью к возникновению сбоя.

Особо следует подчеркнуть, что *существующие расчетные методы могут дать правильные результаты только при условии достаточно детальной изученности геологического строения основания*. в пределах возможных зон возникновения переформирований и *получения надежных геотехнических характеристик грунтов, слагающих русло реки* в рассматриваемых местах.

1. Допускаемые (неразмывающие) скорости потока. Для выполнения расчетов местного размыва следует установить те предельные скорости бытового (невозмущенного) потока, при которых рассматриваемый конкретный грунт не размывается. Обычно их называют допускаемыми, или неразмывающими, скоростями.

Допускаемые скорости для несвязных грунтов могут быть определены по формуле Ц. Е. Мирцхулавы [112, 114]:

$$v_0 = \left(1g \frac{8,8h}{d}\right) \sqrt{\frac{2gm}{0,44\delta_0 n} [(\delta - \delta_0) d + 2C_{y,n}^H k_2]}, \quad (12.1)$$

где h — глубина потока над рассматриваемой зоной дна; d — средний диаметр частиц грунта (d_{50}), м; m — коэффициент условий работы, учитывающий наличие наносов в коллоидном состоянии (для «чистых» потоков $m=1$, для потоков с содержанием наносов больше $0,1 \text{ кг/м}^3$ $m \approx 1,4$); δ_0 и δ — удельный вес соответственно воды и частиц грунта; n — коэффициент перегрузки, учитывающий пульсационный характер скоростей; $n = (v_{\Delta \max} / \bar{v}_{\Delta})^2 \approx 1 + d/(0,00005 + 0,3d)$ (здесь $v_{\Delta \max}$ и \bar{v}_{Δ} — соответственно максимальная пульсационная и средняя скорость потока у дна; d выражено в метрах); $C_{y,n}^H$ — усталостная прочность несвязных грунтов на разрыв, тс/м²; $C_{y,n}^H = 175/(10^{10}d)$; k_2 — коэффициент, характеризующий вероятность отклонения показателя сцепления от среднего значения (в предварительных расчетах допускается принимать $k_2=1$).

Формула (12.1) может быть представлена в виде, позволяющем определить допускаемую донную скорость:

$$v_{\Delta 0} = 1,25 \sqrt{\frac{2gm}{0,44\delta_0 n} [(\delta - \delta_0) d + 2C_{y,n}^H k_2]}. \quad (12.2)$$

Для связных грунтов средние и донные допускаемые скорости могут быть вычислены по формулам Ц. Е. Мирцхулавы [112, 114]:

$$v_0 = \left(1g \frac{8,8h}{d}\right) \sqrt{\frac{2gm}{2,6\delta_0 n} [(\delta - \delta_0) d + 1,25 C_{y,n}^H k];} \quad (12.3)$$

$$v_{\Delta 0} = 1,25 \sqrt{\frac{2gm}{2,6\delta_0 n} [(\delta - \delta_0) d + 1,25 C_{y,n}^H k]}. \quad (12.4)$$

где d — эквивалентный диаметр отрывающихся отдельностей связного грунта (при отсутствии опытных данных d можно устанавливать по зависимости $d = \Delta/0,7$, где Δ — высота выступов абсолютной шероховатости дна, либо принимать $d = 3$ мм для супесей, $d = 4$ мм для суглинков и $d = 4 \dots 5$ мм для глин); $C_{y,n}^H$ — предел усталости разрыва связных грунтов; $C_{y,n}^H = 9,035c$ (здесь c — сцепление грунта в состоянии полного водонасыщения); k — коэффициент однородности, характеризующий отклонения показателей прочности грунта (для предварительных расчетов допускается принимать $k=0,5$). Остальные обозначения прежние.

Необходимые параметры крепления нижнего бьефа существенным образом зависят от значения удельного расхода на сходе с рисбермы, принимаемого с учетом вида грунта, слагающего отводящее русло, и глубины потока. Изменяя значение удельного расхода, можно получить различные варианты концевых устройств водопропускных сооружений и выбрать на основе технико-экономического сравнения наиболее экономичный из них.

Для предварительного назначения удельного (на 1 м ширины фронта) расхода любого водослива или концевой части водосброса следует исходить из практики проектирования. Например, для плотин средних напоров (10—25 м) в случае песчаных оснований можно принимать $q_p = 25 \dots 50 \text{ м}^3/\text{с}$ (Куйбышевский гидроузел — $41 \text{ м}^3/\text{с}$; Киевский гидроузел — $51,2 \text{ м}^3/\text{с}$), в случае глинистых оснований можно принимать q_p до $50\text{—}70 \text{ м}^3/\text{с}$ (Рыбинский гидроузел, плотные суглинки — $55,8 \text{ м}^3/\text{с}$; Нижне-Камский гидроузел, глины — $77 \text{ м}^3/\text{с}$; Плявиньский гидроузел; моренные суглинки — $60 \text{ м}^3/\text{с}$). Весьма большие удельные расходы могут иметь концевые части водосбросов, основание которых сложено скальными породами, — до $50\text{—}180 \text{ м}^3/\text{с}$, а в отдельных случаях и более (Могилев-Подольский гидроузел, граниты — $110 \text{ м}^3/\text{с}$; Кременчугский гидроузел, граниты — $106 \text{ м}^3/\text{с}$; Колымский гидроузел, граниты — $150 \text{ м}^3/\text{с}$; гидроузел Кариба, Южная Африка, прочная скала — $176 \text{ м}^3/\text{с}$). В любом случае вопрос о назначении расчетного удельного расхода является технико-экономической задачей, решаемой методом сравнения вариантов.

2. Прогноз местных размывов. Для донного режима сопряжения бьефов глубина воды в месте наибольшего размыва h_p может быть легко получена из выражения удельного расхода в зоне размыва, в общем случае не равного удельному расходу на рисберме $q_p = h_p v_0$, после замены средней допускаемой скорости в воронке v_0 формулой связи:

$$v_0 = v_{0,h=1 \text{ м}} h_p^{0,2},$$

где $v_{0,h=1 \text{ м}}$ — допускаемая средняя скорость при глубине воды $h=1 \text{ м}$.

Расчет производят по формуле

$$h_p = K_p \sqrt[1,2]{q_p / v_{0,h=1 \text{ м}}}, \quad (12.5)$$

где K_p — коэффициент условий размыва, принимаемый равным 1,05 для случая, когда рисберма заканчивается ковшом, и 1,7, когда рисберма заканчивается уступом с вертикальной низовой гранью.

В связи с тем что несвязный грунт обычно бывает неоднородным, имеющим относительно крупные включения, которые при вымыве мелких фракций могут образовать естественную отмостку дна, расчет ведут по формуле К. И. Россинского [153]:

$$h_p = K_p \sqrt[1,2]{q_p / v_{0,h=1 \text{ м}} + \Delta/n}, \quad (12.6)$$

где $v_{0,h=1 \text{ м}}$ — допускаемая скорость, отвечающая наименьшему диаметру частиц, образующих отмостку; Δ — толщина слоя отмостки; значение Δ принимается с учетом выдержанности крупного материала по площади зоны размыва; обычно Δ принимают равным нескольким диаметрам частиц, образующих отмостку; в случае, если отмостка образуется из гравийно-галечникового материала, можно принимать $\Delta = 10 \text{ см}$; n — относительное содержание крупных включений по объему.

Расчет ведут для нескольких значений диаметра частиц, образующих отмостку, принимаемых по результатам гранулометрического анализа. Глубину h_p принимают наименьшую из полученных.

В случае равномерного сброса по фронту удельный расход в месте размыва определяют как

$$q_p = K_n q_{\text{ср}}. \quad (1.27)$$

где K_n — коэффициент, учитывающий значение удельного расхода и размеры быков (при предварительных расчетах для случаев, когда удельный расход, осредненный по фронту, $q_{\text{ср}}$ меньше $40 \text{ м}^3/\text{с}$, допускается принимать $K_n = 1,2 \dots 1,3$).

Глубину h_p при неравномерном распределении удельных расходов можно рассчитать по формуле К. И. Россинского:

$$h_p = \left\langle 1,05 \frac{v_{к.к}}{2v_{0, h=1 м}} \left(\frac{\alpha_{к.к}}{\alpha} + 0,5 \frac{B_{к.к}}{B} \left(\frac{h_{к.к}}{h_p} - \frac{\alpha_{к.к}}{\alpha} \right) + \sqrt{\frac{\alpha_{к.к}^2}{\alpha^2} + 2 \frac{B_{к.к}}{B} \left(\frac{h_{к.к}}{h_p} - \frac{\alpha_{к.к}}{\alpha} \right)} \right) \left[0,125 \frac{B_{к.к}}{B} \left(\frac{h_{к.к}}{h_p} - \frac{\alpha_{к.к}}{\alpha} \right) + 0,5 \frac{\alpha_{к.к}}{\alpha} + \frac{h_{к.к}}{h_p} \right] \right\rangle^5, \quad (12.8)$$

где $v_{к.к}$, $\alpha_{к.к}$, $B_{к.к}$ и $h_{к.к}$ — соответственно скорость, корректирующий множитель, ширина и глубина транзитной струи; B — полная ширина нижнего бьефа; отношение $\alpha_{к.к}/\alpha$ может быть принято равным 0,95.

Равенство (12.8) решается относительно h_p методом итераций.

Для **поверхностных режимов**, а также для **режима сопряжения с отброшенной струей** В. И. Студеничниковым предложена следующая зависимость:

$$h_p = K_{с.б} \left(3,4 + 0,45 \frac{z_0}{h_{кр}} \varphi^2 n \right) \sqrt[1.25]{\frac{q}{1,15 \sqrt{g} d^{0,25}}}, \quad (12.9)$$

где $K_{с.б}$ — коэффициент, учитывающий влияние режима сопряжения бьефов на глубину максимального размыва: при размыве за водосливной стенкой (отброс струи) принимают $K_{с.б} = 1$; при размыве за водосливным порогом (отброс струи) — $K_{с.б} = 0,8$; при размыве за носком-трамплином (отброс струи, плоская задача) — $K_{с.б} = 0,667$; при размыве за носком (отброс струи, полу-пространственная задача) — $K_{с.б} = 0,56$; при размыве за трамплином (пространственная задача) — $K_{с.б} = 0,44$; при размыве за носком при поверхностном режиме в пространственных условиях — $K_{с.б} = 0,4$; z_0 —

перепад между уровнями бьефов; $h_{кр}$ — критическая глубина; φ — коэффициент скорости; n — коэффициент, учитывающий потери на расширение и аэрацию потока, значение которого устанавливают по графику $n = f(Fr)$, полученному Н. Б. Исаченко и Т. С. Артюхиной (рис. 12.3); q — удельный расход в конце рисбермы или носка; d — средний диаметр частиц грунта.

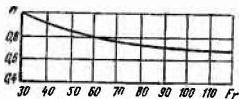


Рис. 12.3. Зависимость коэффициента n от числа Фруда струи на носке

Максимальная глубина воды в воронке размыва за носком-трамплином с **отбросом струи** может быть определена по формулам Ц. Е. Мирц-улавы:

для несвязных грунтов

$$h_p = \left(\frac{3 \eta v_{вх} b_0}{\omega} - 7,5 b_0 \right) \frac{\sin \alpha_{вх}}{1 - 0,175 \operatorname{ctg} \alpha_{вх}} + 0,25 h; \quad (12.10)$$

для связных и скальных грунтов

$$h_p = \left(\frac{8,3 v_{вх} b_0}{v_{\Delta 0 \text{ вор}}} - 7,5 b_0 \right) \frac{\sin \alpha_{вх}}{1 - 0,175 \operatorname{ctg} \alpha_{вх}} + 0,25 h, \quad (12.11)$$

где $\eta = 1,5 \dots 2$; $v_{вх}$ — скорость струи в ее сечении на входе в толщу потока в нижнем бьефе (в предварительных расчетах можно принимать $v_{вх} = \sqrt{\varphi v_{слосб}} \sqrt{2gz_0}$); b_0 — высота сечения струи на входе в толщу потока в нижнем бьефе (см. рис. 12,1, в); ω — гидравлическая крупность частиц, определяемая по зависимости $\omega = \sqrt{2g(\delta - \delta_0)d} / (1,75\delta_0)$ (здесь d — средний диаметр крупных частиц, слагающих дно воронки размыва в момент ее стабилизации); $\alpha_{вх}$ — угол наклона к горизонту продольной оси струи в ее сечении на входе в поток в нижнем бьефе; h — глубина потока в нижнем бьефе (при отсутствии данных значение h может быть определено через q и допускаемую скорость v_0); $v_{\Delta 0 \text{ вор}}$ — допускаемая донная скорость в стабилизированной воронке размыва.

Для связных грунтов основания

$$v_{\Delta 0 \text{ вор}} = v_{\Delta 0} (\cos^3 \alpha_{вх} + 3 \sin^3 \alpha_{вх}), \quad (12.12)$$

где $v_{\Delta 0}$ определяется по формуле (12.4) или из зависимости (для приближенных расчетов) $v_{\Delta 0 \text{ вор}} = 3v_{\Delta 0}$.

$$v_{\Delta 0 \text{ вор}} = \sqrt{\frac{2gmb^2 [R_{yc} + c(\delta - \delta_0) \cos \theta \pm 3c^2 \delta_{0a} \sin \theta/b]}{n\delta_0 \sin \alpha_{\text{вх}} (0,6b^2 + 0,2c^2)}}, \quad (12.13)$$

где m — коэффициент условий работы; R_{yc} — усталостная прочность связей между отдельными скального основания, приближенно равная $0,06R_{сж}^H$ (здесь $R_{сж}^H$ — нормативное расчетное сопротивление отдельностей скального грунта сжатию); δ и δ_0 — удельный вес соответственно отдельностей и воды; θ — угол наклона напластования к горизонту; если склон направлен по течению, в формуле (12.13) ставят знак минус, если против течения — плюс; δ_{0a} — удельный вес воды с учетом степени аэрации, определяемой в зависимости от скорости течения (3—4 м/с — 20%; 6—12 м/с — 35—50%; 20—25 м/с — 60—67%); n — коэффициент перегрузки, устанавливаемый по зависимости, приведенной в экспликации к формуле (12.1), для диаметра эквивалентного шара, определяемого по размерам a, b, c скальных отдельностей, отрывающихся в процессе размыва (a, b, c — размеры отдельностей соответственно вдоль, поперек и по высоте).

Длина воронки размыва при сопряжении бьефов отброшенной струей может быть определена по формуле Г. А. Юдицкого [283]

$$l_p = 4,5h_p + 2h_{кр}. \quad (12.14)$$

§ 57. МЕТОДЫ БОРЬБЫ СО СБОЙНЫМИ ТЕЧЕНИЯМИ

Конструкция устройств нижнего бьефа должна гарантировать отсутствие возникновения здесь сбойных течений, так как в противном случае очень сильно возрастают объем и стоимость работ по созданию крепления либо увеличиваются размывы. Различают конструктивные и экс-

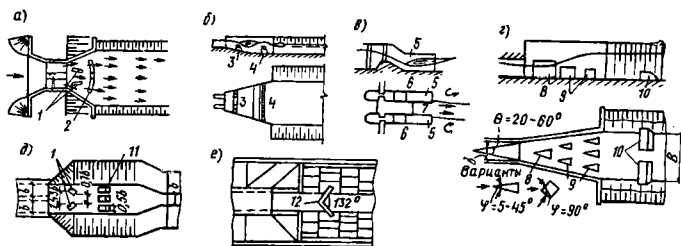


Рис. 12.4. Некоторые конструкции, предотвращающие образование сбоя

а — с растекателями 1 и криволинейным порогом 2; б — с расценивающим порогом 3 и водобойной стенкой 4; в — с удлиненными бычками или раздельными стенками; 5 (области больших глубин 6 изолированы от области меньших глубин 7); з — с гасителями-расщепителями 8 и 9 и стенкой 10; д — с растекателями 1 и шашечными гасителями 11; е — с порогом-растекателем 12

плуатационные меры по достижению полного отсутствия явлений сбойности или значительного ограничения диапазона возможных режимов работы нижнего бьефа со сбоем [48, 92, 153, 156, 225, 227, 271].

К числу эксплуатационных мер относится разработка оптимального режима маневрирования затворами (на управляемых водосбросах и водовыпусках, особенно многопролетных) с достаточно равномерным по ширине (например, через один пролет) и высоте (с подъемом затворов ступенями) открытием водосбросного фронта.

К конструктивным мерам относятся: а) применение гасителей, создающих на водобое более высокий уровень воды, чем в нижнем бьефе; б) применение гасителей-растекателей, часто в сочетании со стенкой (рис. 12.4, а, б, г, д, е); в) подбор оптимальных длин раздельных бычков или направляющих стенок, позволяющих отделить транзитную часть потока от нетранзитной массы жидкости до тех пор, пока глубина его

будет меньше глубины нижнего бьефа (рис. 12.4, *в*); г) придание поперечному сечению отводящего русла полигональной формы, препятствующей развитию явлений потери боковой устойчивости движения; д) подбор правильной плановой ориентации крайних пролетов многопролетных водосливов; е) применение криволинейных в плане и соответственным образом ориентированных водосливов, позволяющих обеспечить необходимое расширение потока на рисберме. Следует отметить, что для двухпролетных водосборных сооружений, в том числе трубчатых, найдены эффективные конструкции устройств нижнего бьефа, ликвидирующие сбой и при одном полностью открытом пролете, а другом закрытом (см. рис. 12.4, *а, б, [78, 79], д*).

Для большинства ответственных случаев меры борьбы со сбойностью тщательно подбираются при модельных гидравлических исследованиях.

§ 58. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГИДРОДИНАМИЧЕСКИХ НАГРУЗОК НА ПЛИТЫ ВОДОБОЕВ И РИСБЕРМ

В условиях донного режима сопряжения бьефов на плиты водобоев и рисберм действуют значительные вертикальные гидродинамические нагрузки. Осредненная во времени вертикальная нагрузка при условии снятия фильтрационного давления от верхнего бьефа до водобоя разгрузочными дренажами определяется *дефицитом давления*, устанавливаемым для верхней плоскости плиты. Под последним понимают разность между отметками уровня нижнего бьефа и пьезометрического напора в рассматриваемых точках верхней плоскости плиты. В условиях плоской задачи осредненная нагрузка зависит от продольной эпюры дефицита давления. В условиях пространственной задачи для определения осредненных нагрузок необходимо располагать данными как о продольной эпюре, так и о поперечных эпюрах дефицита давления, полученных для различных сечений рассматриваемых плит [97, 98, 153, 156, 159].

Значения «актуальных» гидродинамических нагрузок на плиты водобоя и рисбермы, выраженные в единицах силы, определяются по формуле

$$p = \bar{p} \pm A/2, \quad (12.15)$$

где \bar{p} — осредненная во времени (статистическая) нагрузка на плиту; A — максимальный размах пульсации нагрузки.

В дальнейшем под термином «актуальная» будет пониматься наибольшая нагрузка, определяемая суммированием первого и второго членов формулы (12.15).

1. **Определение параметров эпюры дефицита давления.** При отсутствии гасителей действительная эпюра дефицита давления с приемлемой точностью может быть заменена трапецией (рис. 12.5, *а*), бо́льшая и меньшая стороны которой определяются соответственно из зависимостей:

$$h_{д, \max}/h_{кр} = 0,85 \left(1 - 0,55 \sqrt[3]{h/h'' - 1} \right) \sqrt{E_0/h_{кр} - 2}; \quad (12.16)$$

$$h_{д, \min}/h_{кр} = 0,15, \quad (12.17)$$

где $h_{д, \max}$ и $h_{д, \min}$ — ординаты эпюры дефицита давления; $h_{кр}$ — критическая глубина; h — глубина нижнего бьефа; h'' — вторая сопряженная глубина гидравлического прыжка; E_0 — удельная энергия в сжатом сечении, определенная для плоскости дна водобоя, или повышение уровня верхнего бьефа над водобоем.

При наличии на водобое гасителей энергии в виде сплошной или прорезной стенки, отстоящей от сжатого сечения (которое обычно совпадает с началом первой плиты водобоя) на расстоянии, равном $3h''$, определение параметров эпюры дефицита давления осуществ-

вляется по обобщенной эпюре, представленной на рис. 12.5, б. Максимальная ордината эпюры в этом случае равна:

$$h_{д.маx} = n_1 h_{кр}, \quad (12.18)$$

где n_1 — коэффициент, зависящий от отношения $E_0/h_{кр}$:

$$\begin{array}{l} E_0/h_{кр} : \dots \dots \dots < 4 & 4-6 & 7-15 \\ h_1 : \dots \dots \dots & 0,2-0,5 & 0,6-0,9 & 1-1,3 \end{array}$$

Минимальная ордината эпюры определяется по следующим зависимостям:

при $h/h''=1$

$$h_{д.мин} = h'' - h_{гас}; \quad (12.19)$$

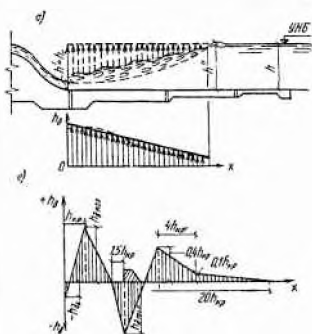


Рис. 12.5. Обобщенные эпюры дефицита давления

а — на гладком водобое; б — на водобое при наличии сплошной или прорезной стенки

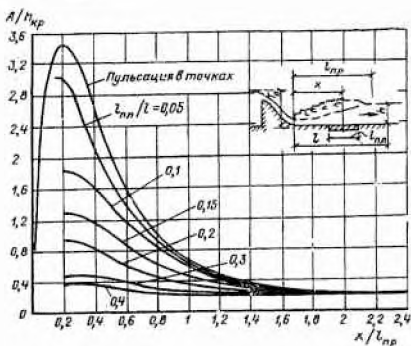


Рис. 12.6. Зависимость $A/h_{кр} = f(x/l_{кр}, l_{кр}/l)$ при $T_0/h_{кр} = 9$

при $h/h''=1,1$ (затопление прыжка)

$$h_{д.мин} = h'' - 1,1 h_{гас}, \quad (12.20)$$

где $h_{гас}$ — вторая сопряженная глубина гидравлического прыжка при наличии гасителей на водобое; h'' — вторая сопряженная глубина при гладком водобое.

Ордината эпюры в начале плиты $h_{до}$ равна:

$$h_{до} = h_{к.б} - (h' + h_ц), \quad (12.21)$$

где $h_{к.б}$ — пьезометрический напор, соответствующий уровню нижнего бьефа и вычисляемый для верхней плоскости плиты; h' — первая сопряженная глубина прыжка; $h_ц$ — пьезометрический напор, соответствующий центральному давлению в начале водобойной плиты; при приближенных расчетах допускается принимать $h_ц = 0$.

2. Определение параметров пульсационной гидродинамической нагрузки. Различают [97] следующие основные причины возникновения пульсации давления на плитах водобоев, рисберм и концевых частей водопропускных сооружений: а) пульсация скоростей течения; б) волновые колебания поверхности потока; в) колебания давления, вызываемые вибрацией пузырьков воздуха, находящихся в аэрированном потоке; г) вибрация самой водобойной плиты.

Заменив второй член формулы (12.15) произведением $AS/2$, где S — площадь плиты, будем измерять в дальнейшем амплитуду пульсации A в метрах водяного столба, т. е.

$$P = \bar{P} \pm AS/2, \quad (12.22)$$

На рис. 12.6 показана экспериментально найденная зависимость относительной амплитуды пульсации нагрузки на плиту в целом $A/h_{кр}$ от отношения расстояния между центром плиты и началом водобоя x к длине гидравлического прыжка $l_{пр}$, а также от относительной длины плиты $l_{пл}/l$, где l — длина водобоя. Длина прыжка при обработке этих экспериментальных данных вычислялась по формуле

$$l_{пр} = 5,67 (h'' - h'). \quad (12.23)$$

Анализ рассматриваемой зависимости показывает первоначальное возрастание и последующее снижение амплитуды пульсации нагрузки по мере удаления от сжатого сечения. Кроме того, видно существенное уменьшение амплитуды при увеличении длины плиты.

Вырывающее плиту усилие может быть определено по формуле

$$P = -AS/2. \quad (12.24)$$

Опрокидывающий момент, действующий на плиту от пульсационной гидродинамической нагрузки, при $0,5 \leq l_{пл}/l_{пр} \leq 1$ равен:

$$M = AS/(2\sqrt{2,6}). \quad (12.25)$$

Размах колебаний нагрузки, вызываемых «скатыванием» в нижний бьеф ветровых волн, образующихся в водохранилище, при приближенных расчетах можно устанавливать по зависимости

$$A_b = (0,6 \dots 0,8) \Delta h', \quad (12.26)$$

где $\Delta h'$ — размах колебаний первой сопряженной глубины, вызванный скатыванием ветровых волн.

Полный размах пульсации нагрузки на плиту определяется как сумма

$$A_{полн} = A + A_b. \quad (12.27)$$

Более подробно вопросы определения гидродинамических нагрузок на плиты водобоев и крепления в нижнем бьефе рассмотрены в соответствующих указаниях и справочно-технической литературе [97, 98, 153, 159].

В последние годы были достигнуты значительные успехи в разработке методов динамического расчета устройств нижнего бьефа с использованием аппарата случайных функций [97].

Следует отметить, что на гидродинамические нагрузки оказывают большое влияние дренажные колодцы, часто устраиваемые в плитах водобоев. При заполнении колодцев фильтровым материалом амплитуды пульсации под плитой снижаются в 6—8 раз. При незаполненных колодцах нагрузка на плиту снизу может превзойти нагрузку сверху в 1,5—2 раза. В связи с этим целесообразно предусматривать устройство сквозных дренажных колодцев в плитах водобоя в тех местах, где из-за значительных скоростей течения и большой пульсации давления трудно обеспечить сохранность фильтрового материала засыпки колодцев [97, 153].

§ 59. ОСНОВНЫЕ ТИПЫ И КОНСТРУКЦИИ УСТРОЙСТВ НИЖНЕГО БЬЕФА

Совокупность сооружений, устраиваемых в нижнем бьефе водопропускного сооружения для обеспечения безопасного и надежного в эксплуатационном отношении отвода сбрасываемого потока в русло реки, называется *креплением нижнего бьефа*. Различают следующие части крепления: водобой, рисберму, концевую часть (рис. 12.7, а). Элементы конструкции крепления, предназначенные для качественного и количественного преобразования режима и параметров движения потока, называют *гасителями*. Элементы конструкций крепления, предназначенные для улучшения условий работы гасителей или уменьшения удельных

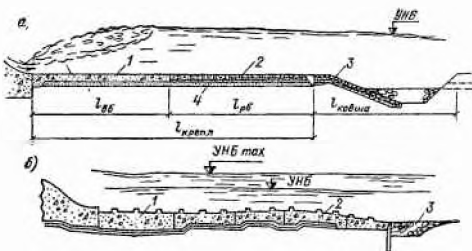


Рис. 12.7. Схемы крепления нижнего бьефа при донном режиме сопряжения

а — на гладком водобое; б — на водобое с искусственной шероховатостью (плотина Дубоссарской ГЭС); 1 — водобой; 2 — рисберма; 3 — концевое крепление; 4 — дренажные фильтры

расходов струи в месте ее падения на основание, называют *расщепителями* потока [90].

1. Крепление нижнего бьефа при донном режиме сопряжения на гладком водобое. Длина незатопленного прыжка может быть определена по формуле (12.23), а затопленного — по формуле

$$l_{пр} = 6(h_{н.б} - h') \quad (12.28)$$

Длина водобоя в рассматриваемом случае принимается равной

$$l_{вб} = (1 \dots 1,25) l_{пр} \quad (12.29)$$

Общая длина крепления (водобой плюс рисберма) может быть определена по зависимости Д. И. Кумина:

$$l_{крепл} = 9(h'' - h') \text{ или } l_{крепл} = 6(h'' - h') + 8h_{кр} \quad (12.30)$$

Рассматриваемый вариант сопряжений (без гасителей) обычно требует больших объемов крепления, чем сопряжение на водобое с гасителями (см. ниже).

2. Крепление нижнего бьефа при донном режиме сопряжения на водобое с гасителями. В качестве основных типов гасителей в настоящее время применяют следующие [17, 97, 153, 156, 159, 225]: 1) сплошную водобойную стенку, располагаемую на расстоянии $3h''$ от сжатого сечения; 2) прорезную водобойную стенку, располагаемую на том же расстоянии от сжатого сечения; 3) гаситель-растекатель Д. И. Кумина, располагаемый на расстоянии $1,3h_{кр}$ от сжатого сечения; 4) гасители типа трапецидальных пирсов с нижерасположенной водобойной стенкой; 5) гаситель А. С. Образовского с нижерасположенной водобойной стенкой; 6) разрезные носки с гасителями за ними (см. рис. 19.10); 7) шашечные гасители (см. рис. 11.6, а, б, е) [17]; 8) гасители-растекатели (см. рис. 19.7) [159]. Отдельные типы гасителей изображены на рис. 11.2, 11.6, 12.4 и 12.8. Методика расчета размеров крепления с гасителями подробно освещена в специальной научно-технической литературе [159].

Имеются и приближенные методы расчета сопряженных глубин пространственного гидравлического прыжка с учетом реакций гасителей, боковых стенок и отрывков [225], позволяющие определять необходимое число и параметры гасителей.

Схема сопряжения бьефов с донным режимом на водобое с гасителями является одной из наиболее часто реализуемых в практике. Длина водобоя с гасителями $l_{вб.гас}$ может быть принята примерно равной $0,8 l_{пр}$ [153] или установлена по зависимостям, приведенным в работе [159]. Крепление завершается ковшом (см. рис. 19.12), вертикальным зубом или шпунтом (см. рис. 12.7, б, 19.11).

3. Крепление нижнего бьефа при поверхностных режимах сопряжения. Поверхностные режимы сопряжения позволяют уменьшить толщину плит бетонного крепления и размеры камней наброски. Определение размеров крепления в этом случае может быть выполнено в соответствии

Рис. 12.8. Гасители энергии

а — сплошная водобойная стенка ($c=0,12 h_{кр} \times \sqrt{8T_0/h_{кр}+2}$);
 б — прорезная водобойная стенка; в — зубчатый порог Ребока [$c=(0,15 \dots 0,2) q/\sqrt{p}$ где p — разность отметок входного порога и дна водобой]; г — гаситель А. С. Образовского; д — гаситель-растекатель Д. И. Кумнина; е — гаситель Гидропроекта.

Примечание. На рисунках, помечены звездочкой, размеры указаны в долях от $h_{кр}$

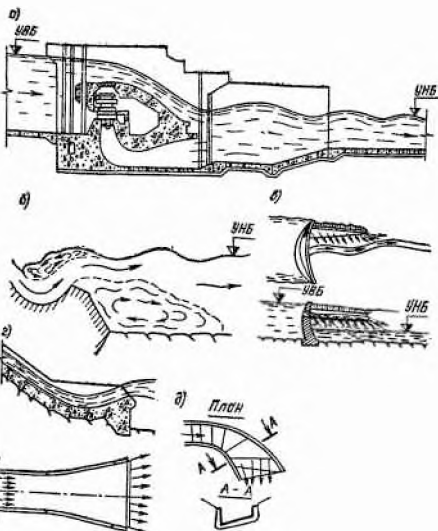
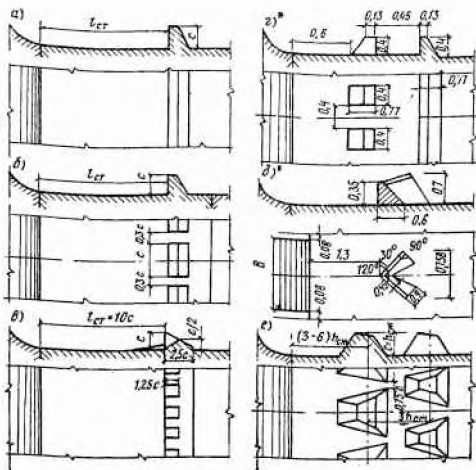


Рис. 12.9. Примеры сопряжения бьефов при поверхностном режиме

а — совмещенное здание Камской ГЭС; б — носок-ковш плотины Гранд Кули (США); в — рассеивающий трамплин с боковым сливом Чиркейского гидроузла; г — рассеивающий трамплин; д — трамплин-выраж

с рекомендациями, содержащимися в работе [17]. Концевые части водопропускных сооружений, имеющие носок-уступ, могут работать при нескольких поверхностных режимах, а также с донным режимом (относительно малые расходы). Это накладывает ряд дополнительных условий на конструирование устройств нижнего бьефа. В частности, при подборе высоты носка-уступа следует рассмотреть все возможные диапазоны ра-

боты последнего, чтобы обеспечить требуемую устойчивость существования поверхностного режима. В том случае, когда основанием нижнего бьефа является скала, необходимость в устройстве бетонного крепления может отпасть. На рис. 12.9 приведены примеры сопряжения бьефов при поверхностном режиме.

Несмотря на очевидную относительную дешевизну крепления нижнего бьефа при поверхностном режиме, этот вид сопряжения применен в ограниченном числе случаев из-за тех недостатков, которые были отмечены в § 55.

4. Устройства нижнего бьефа при сопряжении с отбросом струи с носка-трамплина. С учетом изложенных в § 55 достоинств и возможных

случаев реализации рассматриваемой схемы сопряжения инженеры обычно стараются проектировать размещение водосброса таким образом, чтобы возникающий за концевой его частью местный размыв не представлял опасности для основных сооружений гидроузла.

Преимущества данной схемы в экономическом и техническом отношениих предопределили ее довольно широкое распространение. Например, с отбросом струи работают водосбросы крупнейших гидроузлов мира Братского и Красноярского (см. рис. 19.3 и 44.5).

Если помимо отброса струи носок должен осуществлять поворот потока в плане, то его выполняют в виде выража-трамплина. Методика расчета таких конструк-

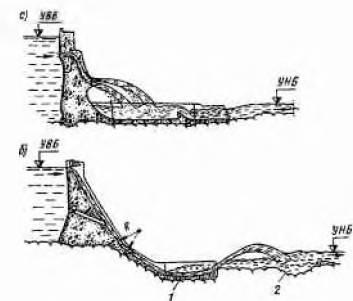


Рис. 12.10. Крепление нижнего бьефа при комбинированных схемах сопряжения

a — сопряжение с отбросом струи в водобойный колодец; *б* — сопряжение с колодцем-ковшом, примененное на гидроузле Дворшак (США); 1 — колодец-ковш; 2 — воронка размыва

рукций рассмотрена в работах [35, 38] и другой специальной литературе.

Методы расчета гидравлики потока и струй на трамплинах, а также определения основных размеров трамплинов подробно рассмотрены в работах [34, 35, 38, 61, 156].

Следует отметить, что схема сопряжения с отброшенной струей обладает рядом недостатков (см. § 55).

При прогнозе максимальных глубин размыва за арочными плотинами при сбросе потока с криволинейного гребня учитывают концентрацию свободно падающей струи [227, 228].

5. Устройства нижнего бьефа при комбинированных схемах сопряжения. В некоторых случаях могут применяться комбинированные схемы сопряжения бьефов: схема с отбросом струи в расположенный вблизи от сооружения водобойный колодец (рис. 12.10 *a*); схема с гашением энергии потока донным прыжком при расходе частой повторяемости и с отбросом струи с низко расположенного носка-трамплина при пропуске расходов редкой повторяемости (рис. 12.10, *б*); крепление нижнего бьефа при этой схеме получило название колодца-ковша [231, 276]. Такая схема была реализована на ряде зарубежных гидроузлов, в том числе на гидроузле Дворшак (США).

При схеме, приведенной на рис. 12.10, *a*, как показали лабораторные исследования такого варианта применительно к условиям Саяно-Шушенского гидроузла, уменьшаются пульсационные воздействия потока на плиты водобойного колодца. Однако наличие сильного разбрызгивания струи может быть нежелательным по эксплуатационным условиям.

**ПЛОТИНЫ ЗЕМЛЯНЫЕ,
ИЗ КРУПНООБЛОМОЧНЫХ ГРУНТОВ
И ДЕРЕВЯННЫЕ**

ГЛАВА 13

ЗЕМЛЯНЫЕ ПЛОТИНЫ

§ 60. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

1. Земляные плотины и их применение.

Земляной, а точнее, грунтовой плотинной называют водоподпорное сооружение, возводимое из однородных или неоднородных по механическому составу грунтов. Поперечный профиль земляной плотины показан на рис. 13.1, где даны также названия отдельных элементов ее.

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. Значительное распространение получили земляные сооружения в водохозяйственном строительстве, особенно гидромелиоративного назначения, при устройстве дамб обвалования, насыпей каналов и пр.

Основное и существенное преимущество земляных плотин состоит в том, что для их возведения используют местный строительный материал — грунт. Получение этого материала связано с затратами только на вскрышные работы в карьерах, незначительными по сравнению с общей стоимостью сооружения.

Земляные плотины получили широкое распространение благодаря следующим их достоинствам: 1) возможность возведения в любых географических районах; сохранение прочности и устойчивости в сейсмических условиях; 2) применимость для возведения практически любых грунтов, находящихся на месте строительства; 3) механизация всех процессов по разработке, перемещению, укладке и уплотнению грунтов; 4) сохранение грунтом тела плотины своих свойств со временем; отсутствие необходимости в затратах на ремонтные работы в процессе эксплуатации, за исключением ремонта покрытий верхового откоса.

К недостаткам земляных плотин можно отнести невозможность сброса паводковых расходов непосредственно через них*, наличие в их теле фильтрационного потока, потенциально создающего условия для деформации тела плотины, большие фильтрационные потери воды при некоторых грунтах, заставляющие применять специальные противофильтрационные устройства.

2. Классификация. Земляные плотины классифицируют по ряду признаков.

* В последнее время предложены конструкции земляных плотин со сбросом воды через бьеж, однако распространения такие плотины не получили.

По высоте различают земляные плотины *высокие* — с максимальным действующим напором более 50 м, *средней высоты* — с напором 15 — 50 м и *низкие* — с напором менее 15 м.

По способу возведения земляные плотины могут быть: 1) *насыпные с искусственным уплотнением грунта*; 2) *насыпные без искусственного уплотнения грунта* — с отсыпкой его пионерным способом *насухо*; 3) *насыпные без искусственного уплотнения грунта* — с отсыпкой его *в воду*; 4) *насыпные, образованные с применением направленного взрыва*; 5) *намывные, возведенные средствами гидромеханизации*.

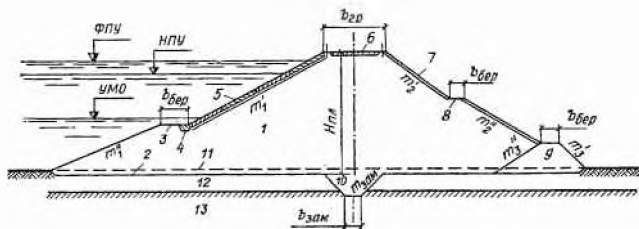


Рис. 13.1. Поперечный профиль земляной плотины

1 — тело плотины; 2 — подсыва плотины; 3 — бера верхнего откоса; 4 — упор крепления; 5 — крепление верхнего откоса; 6 — гребень плотины; 7 — крепление низового откоса; 8 — бера низового откоса; 9 — дренаж; 10 — замок; 11 — естественная поверхность грунта; 12 — водопроницаемый грунт; 13 — водоупор

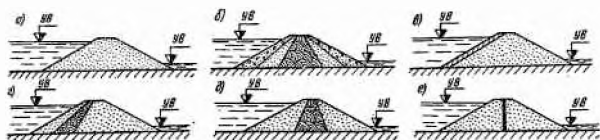


Рис. 13.2. Типы земляных насыпных плотин

а — однородная (из грунта одного вида); б — неоднородная (из грунтов нескольких видов); в — с экраном из негрунтовых материалов; г — с экраном из грунтов; д — с ядром из грунтов; е — с диафрагмой

По конструкции поперечного профиля различают земляные плотины *однородные* и *неоднородные* по механическому составу грунта с включением в отдельных случаях противофильтрационных элементов. Исходя из этого признака выделяют шесть характерных типов насыпных плотин (рис. 13.2): 1) *однородные*, когда тело плотины состоит из грунта одного вида, например суглинка, супеси, песка и т. д.; 2) *неоднородные*, когда тело плотины состоит из грунтов нескольких видов; 3) *с экраном из негрунтовых материалов*, включая и полимерные пленки; 4) *с экраном из маловодопроницаемых грунтов*, укладываемых по верхнему откосу, когда тело плотины имеет значительную водопроницаемость; 5) *с ядром из маловодопроницаемых грунтов*, укладываемых в средней части поперечного профиля плотины или со смещением в сторону верхнего бьефа; 6) *с жесткой диафрагмой* (стенкой), выполняющей ту же роль, что и грунтовое ядро.

По конструкции противофильтрационных устройств в их основании (рис. 13.3) различают земляные плотины: 1) *с зубом* — грунтовым выступом, не достигающим до водоупора; 2) *с замком* — грунтовым выступом, прорезающим водопроницаемый

слой в основании и врезающимся в водоупор; 3) с диафрагмой — стенкой, прорезающей водопроницаемый слой основания; 4) с зубом и диафрагмой — сочетание, при котором прорезаются более глубокие водопроницаемые слои основания; 5) с инъекционной завесой — противофильтрационной стенкой, образованной в грунте основания в результате нагнетания цементного или какого-либо другого вяжущего; 6) с инъекционной висячей завесой — завесой, не доходящей до водоупора; 7) с понуром — горизонтальной постелью из маловодопроницаемых грунтов, обычно применяемой в сочетании с экраном.

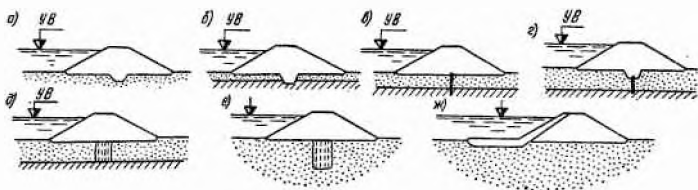


Рис. 13.3. Противофильтрационные устройства в основании земляных плотин

а — зуб; б — замок; в — диафрагма (стенка); г — зуб с диафрагмой; д — инъекционная завеса; е — то же, висячая; ж — понура

По капитальности земляные плотины классифицируют так, как указано в гл. 1.

3. Требования к грунтам для земляных плотин. К грунту как к строительному материалу для земляных плотин предъявляют требования прочности (характеризуемой сдвиговыми характеристиками — углом внутреннего трения и сцеплением), водоустойчивости (характеризуемой степенью растворимости грунта в воде) и водопроницаемости (характеризуемой коэффициентом фильтрации). Согласно СНиП II-53-73, для строительства земляных насыпных плотин допускается использовать любые грунты, за исключением содержащих более 5% хлоридных или сульфатхлоридных солей, более 2% сульфатных солей, более 5% не полностью разложившихся или более 8% полностью разложившихся органических примесей (такие грунты можно применять только при наличии соответствующего обоснования).

По условиям размещения грунтов можно выделить три характерные части поперечного профиля плотины: 1) основная часть, которая выполняет роль массива, обеспечивающего устойчивость всего водопорного сооружения и поддерживающего заданные уровни верхнего бьефа; 2) часть, занятая противофильтрационными устройствами — ядрами, экранами, понурами, замками, зубьями и пр.; 3) часть, занятая дренажем. Грунты каждой из этих частей поперечного профиля плотины должны отвечать различным требованиям исходя из выполняемых ими задач. В основной части практически можно использовать все виды не скальных грунтов, а также отходы металлургической промышленности и тепловых электростанций. Для противофильтрационных устройств применимы маловодопроницаемые грунты (суглинки, глины, торф) и искусственные грунтовые смеси (глинобетон), для дренажей — несвязные грунты с повышенным коэффициентом фильтрации (пески различной крупности, гравий, галька, щебень, песчано-гравелистые смеси и крупные камни).

4. Требования к основанию плотин. Земляные плотины возводят на любых основаниях — скальных, полускальных и не скальных — при условии всестороннего учета свойств слагающих их грунтов. При залегании в основании иловатых и переувлажненных глинистых грунтов, в

которых возможно появление порового давления, обуславливающего уменьшение сопротивляемости сдвигу, следует предусматривать его дренирование, а также ограничивать интенсивность возведения плотины. При незначительной мощности таких грунтов целесообразно их удалять и возводить плотину на коренных прочных грунтах. При наличии в основании торфа со степенью разложения не менее 50% необходимо при определении отметки гребня плотины учитывать повышенную осадку его. Грунты с неразложившейся корневой системой, а также имеющие ходы землеройных животных следует удалять или прорезать их слой специальными водонепроницаемыми элементами, обработанными гербицидами, если впоследствии не ожидается большой неравномерной осадки этих грунтов.

При возведении плотин на водонепроницаемом основании небольшой мощности, подстилаемом слоем водопроницаемого грунта, следует оценить устойчивость водонепроницаемого слоя на выпор и исключить появление грифонов. В случае, если водоупорный слой окажется недостаточно устойчивым, у подошвы низового откоса плотины устраивают вертикальный дренаж или грунтовую пригрузку, вплотную примыкающую к плотине со стороны нижнего бьефа.

5. Выбор створа плотины. На положение створа плотины оказывают влияние следующие основные факторы:

1) топографические, определяющие длину плотины и ее высоту. При прочих равных условиях створ плотины располагают в наиболее узкой части водотока, нормально к горизонталям, что обеспечивает наименьший объем земляных работ;

2) инженерно-геологические, оцениваемые прочностными характеристиками грунтов, их напластованием и водопроницаемостью. Большое значение имеет также водопроницаемость грунтов, слагающих чашу водохранилища, их взаимное расположение и падение пластов. Нужно подчеркнуть, что инженерно-геологическое строение грунтов, слагающих чашу водохранилища, и основания плотины нередко является решающим для выбора створа плотины;

3) гидрологические, связанные с решением вопроса о наполнении водохранилища и расходах, сбрасываемых в период половодья или паводка в нижний бьеф;

4) расположение водосброса, которое существенно сказывается на стоимости узла и оказывает влияние на его эксплуатацию. Наиболее целесообразно выбирать створ плотины одновременно с трассировкой водосброса.

При выборе створа плотины следует также учитывать способ про пуска стронтельных расходов, наличие и возможность устройства дорожной сети, линий электропередачи, удаленность заводов железобетонных изделий и т. д.

Принятый створ плотины обосновывают стоимостными показателями, сроком ввода гидроузла в действие и удобством его эксплуатации путем сопоставления вариантов.

6. Уровни воды в водохранилище. Водохранилища при земляных плотинах имеют три фиксированных уровня: нормальный подпорный уровень (НПУ), форсированный подпорный уровень (ФПУ) и уровень мертвого объема (УМО). Такие уровни устанавливаются при водохозяйственных расчетах и проектировании поперечного профиля плотины (см. гл. 10).

§ 61. ОТДЕЛЬНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПЛОТИН

1. Гребень плотины. Ширину гребня плотины, если по нему не предусмотрен проезд, принимают не менее 3 м для плотин низких и средней высоты и не менее 6 м для плотин высоких. Если же по плотине

предусмотрен проезд автомобильного транспорта, гребень выполняют как дорогу в насыпи и ширину его принимают в зависимости от категории дороги. В поперечном направлении дороге придают односторонний или двусторонний уклон для стока поверхностных вод. По краям обочин устанавливают ограждающие устройства — тумбы, столбы-надолбы, парапеты, низкие стенки — для предотвращения съезда автомобилей с насыпи. Проезжую часть дороги покрывают одеждой, в состав которой входят покрытие и основание. Тип покрытия зависит от категории дороги. В основании любого типа покрытия укладывают песчаные или гравелистые грунты. Они необходимы для более равномерного распределения давления от сосредоточенных грузов и для быстрого отвода воды за пределы проезжей части. Удаление воды из основания, когда оно уложено только в пределах проезжей части дороги, происходит через дренажные воронки, размещенные нормально к оси дороги. Из воронок вода стекает на откос.

Превышение гребня плотины над расчетным статическим уровнем верхнего бьефа определяют в соответствии с рекомендациями § 63.

2. Заложение откосов плотин. Заложение откосов земляных плотин должно отвечать их статической устойчивости, определяемой расчетом. Однако такой расчет можно выполнить лишь после принятия профиля плотины и построения на основании фильтрационных расчетов депрессионной кривой. Это обстоятельство заставляет предварительно назначать заложение откосов, а затем расчетом подтверждать их статическую устойчивость. Если окажется, что устойчивость откосов не обеспечивается, назначают новое заложение откосов и вновь выполняют расчеты, добиваясь получения коэффициента запаса, равного нормативному.

При предварительном назначении заложения откосов используют опыт плотностроения, благодаря чему последующие расчеты на устойчивость в подавляющем большинстве случаев дают коэффициенты запаса, близкие к нормативным. Для низких плотин IV класса капитальности при прочности грунтов в основании, не меньшей прочности грунтов в теле плотины, допускается назначать заложение откосов по табл. 13.1.

Таблица 13.1

Откос	Грунты тела плотины	Заложение откоса при расчетной высоте плотины, м		
		до 5	от 5 до 10	от 10 до 15
Верховой	Глинистые Песчаные	2	2,5	3
		2,5*; 2	3; 2,5**	3*
Низовой: с дренажем	Глинистые Песчаные	1,5	1,75	1,75
		2	2	2
без дренажа	Глинистые Песчаные	1,75	2	2,25
		2	2,25	2,25

* Для плотин, не имеющих экрана или с тонким экраном.

** Для плотин, верховой клин которых состоит из суглинков или супесей.

В низких плотинах обычно принимают постоянное заложение откосов, а в средних и высоких — переменное (рис. 13.4). При переменном заложении откосов объем тела плотины уменьшается.

Верховые откосы плотин принимают более пологими, чем низовые, так как грунты их насыщены водой, а для водонасыщенных грунтов сдвиговые характеристики меньше, чем для сухих, и, кроме того, удель-

ный вес уменьшается в результате взвешивания в воде. Это нашло отражение и в табл. 13.1, рекомендуемой для предварительного назначения заложения откосов.

3. Бермы. Для возможности проведения надзора за состоянием покрытия и ремонта его, а также для увеличения ширины плотины по основанию в целях удлинения пути фильтрации и при включении в тело плотины перемычек строительного периода устраивают бермы как на

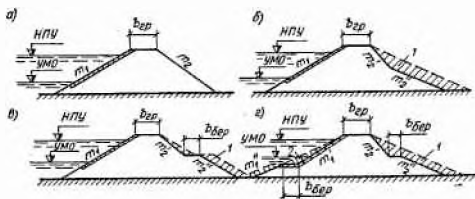


Рис. 13.4. Заложение откосов земляных плотин

а — постоянное; б — переменное со стороны нижнего бьефа; в — переменное со стороны нижнего бьефа с бермой; г — переменное со стороны верхнего и нижнего бьефов с бермами; 1, 2 — дополнительный объем работ при постоянном заложении со стороны соответственно низового и верхового откоса

верховом, так и на низовом откосах. Полезно иметь бермы и в местах изменения заложения откосов.

На верховых откосах бермы необходимы и по строительным условиям — для размещения кранов при выполнении покрытий откосов из сборных железобетонных плит и для обеспечения проезда автомобилей при доставке плит. Рекомендуется устраивать бермы на верховых откосах и у нижней границы крепления, что позволяет иметь более устойчивую конструкцию упора.

На низовом откосе бермы выолняют через 10—15 м по высоте плотины с целью заглубления депрессионной кривой от поверхности откоса на глубину, большую глубины промерзания, обеспечения проезда по откосу и уменьшения потока талых и ливневых вод, стекающих по откосу и разрушающих его. Для сбора стекающих по откосу вод на внутренней стороне бермы устраивают кюветы с выпуском воды из них в лотки, расположенные по нижерасположенному откосу. Берме придают уклон в сторону кювета. Ширину берм, если по ним нет проезда, назначают в пределах 1—2 м. Как и сами низовые откосы, бермы полезно укреплять местными материалами, а бровки берм крепить полосой из дернин или бетонной опояской.

4. Крепление верховых откосов. Верховые откосы плотин подвержены различного рода силовым воздействиям, из которых определяющими являются волновые. Для предотвращения разрушения откосов применяют различные защитные покрытия, наибольшее распространение получили каменные, бетонные и железобетонные, реже применяют асфальтовые и биологические.

Каменные покрытия бывают двух видов: наброска и мостовая. Крепление откосов земляных плотин камнем имеет следующие преимущества: используется местный материал, работы по устройству наброски ведутся круглый год независимо от температуры воздуха, каменная наброска может выполняться ниже уровня воды, гибкость крепления позволяет ему приспосабливаться к осадкам грунта тела плотины. Вместе с тем крепление камнем имеет и недостатки, к числу которых можно отнести большую потребность в камне, особенно при наброске, трудность широкой механизации при укладке камня, потребность в квалифицированной рабочей силе при выполнении мостовых.

Для крепления откосов следует применять каменные материалы из прочных изверженных, осадочных и метаморфических пород, обладающие наряду с прочностью морозостойкостью и водостойкостью.

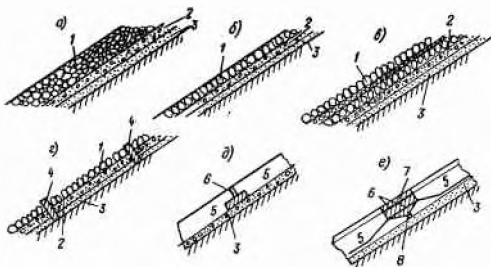
Каменную наброску выполняют, как правило, из несортированного камня (рис. 13.5, а).

Мостовую для крепления верховых откосов земляных плотин выполняют так же, как и в дорожных покрытиях. Она может быть одиночной и двойной (рис. 13.5, б, в).

Одиночная мостовая применима при высоте ветровых волн до 1 м. При большей высоте их переходят к двойной мостовой. Камни расчетного размера укладывают вплотную друг к другу на фильтровую подготовку, а промежутки между ними заполняют щебнем — производят так

Рис. 13.5. Крепление верхового откоса земляных плотин

а — каменная наброска; б — одиночная мостовая; в — двойная мостовая; г — мостовая в клетках; д — шов в монолитном покрытии; е — шов в сборном железобетонном покрытии; 1 — камень; 2 — второй слой подготовки; 3 — первый слой подготовки; 4 — армированные бетонные балки; 5 — плита покрытия; 6 — сварка арматуры; 7 — заплеснение бетоном; 8 — деревянная доска



называемую расклинцовку. Форма камней должна быть продолговатой с отношением сторон до 1:2 и несколько клинообразного очертания. Камни укладывают длинной стороной нормально к плоскости откоса.

При больших площадях крепления одиночной мостовой случайный выпад одного-двух камней ведет к прогрессивному разрушению покрытия. Ограничение деформаций достигается укладкой камней в клетках (рис. 13.5, г). Клетки выполняют из сборных железобетонных элементов, втопленных в откос заподлицо с поверхностью мостовой или с небольшим выступом относительно нее.

Бетонные и железобетонные покрытия (монолитные или сборные), в большинстве случаев применяют в плотинах средней высоты и высоких. Выполняют эти покрытия в виде плит на фильтровой подготовке (рис. 13.5, д). По условиям статической работы монолитное покрытие предпочтительнее. Оно имеет более плотный контакт с фильтровой подготовкой; стоимость его, как правило, ниже. При применении сборных железобетонных плит вес их назначают исходя из грузоподъемности кранового оборудования и мощности автотранспортных средств. Армируют плиты обычно из условия монтажных нагрузок. Укладку на откос плит без соединения их арматурой применяют сравнительно редко. В большинстве случаев их соединяют друг с другом шарнирно или жестко. При шарнирном соединении стыкуют оставленные в торцах или углах плит арматурные выпуски. При жестком соединении плиты объединяют в карты больших размеров, замоноличивая швы между ними (рис. 13.5, е). Между картами устраивают деформационные швы, позволяющие покрытию воспринимать деформации от температурных колебаний.

Укладка сборных плит на откосах плотин не исключает частичного применения монолитного покрытия. Это объясняется тем, что по длине откоса не всегда укладывается целое число сборных плит. Кроме того, применение монолитного покрытия необходимо в примыкании откосов к склонам.

5. Подготовка крепления верховых откосов. Подготовка представляет собой слой из несвязных грунтов, укладываемых по поверхности откоса

под покрытие. Различают подготовку выравнивающую и фильтровую (однослойную или многослойную).

Выравнивающая подготовка предназначена для придания плоской поверхности откосу и создания постели, обеспечивающей плотный контакт его с тыловой поверхностью покрытия (при применении бетона или железобетона). Выполняют ее из крупного песка, гравия, щебня и их смесей. Толщину такой подготовки назначают из условия ее устройства механизированным способом. Если в земляных плотинах предусматри-

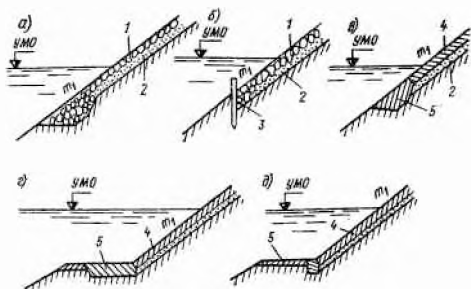


Рис. 13.6. Упоры крепления верхних откосов

а — из камня; б — из деревянной стенки; в, е — из монолитного бетона соответственно на откосе и на берме; д — из сборных железобетонных элементов; 1 — мостовая; 2 — подготовка крепления; 3 — забральная стенка из плиты; 4 — плиты бетонные или железобетонные; 5 — монолитный бетон

вают пригрузку для защиты тела плотины или противофильтрационных устройств, например экранов, от промерзания, подготовка входит в эту пригрузку.

Фильтровая подготовка предотвращает возникновение опасных фильтрационных деформаций, возможное при волновом воздействии на откос, быстрой сработке уровней воды в водохранилище, а также при насыщении тела плотины водой в процессе инфильтрации.

Покрывают из наброски камня укладывают на *однослойную подготовку* из щебенистого материала с коэффициентом неоднородности $k_{60/10}$ в пределах 5—20 и максимальным размером фракций 100 мм и более. Толщину подготовки принимают в зависимости от высоты волны не менее 35 см и не менее десяти размеров фракции D_{50} .

Однослойные подготовки из зернистого материала толщиной не менее 20 см обычно выполняют и под покрытиями из железобетонных плит.

Многослойные подготовки типа обратных фильтров из двух или из трех слоев устраивают под температурно-осадочными швами железобетонных покрытий; для упрощения производства работ их устраивают сплошными. В этом случае непосредственно под покрытие укладывают слой однородного материала с $k_{60/10} \leq 2$ и коэффициентом межслойности со следующим слоем подготовки $k_{\text{н}} = D_{50}/d_{50}$ в пределах 3—4. Размер наименьшей фракции верхнего слоя подготовки должен удовлетворять соотношению $0,6 D_{\text{min}} \geq B$, где B — размер поперечного сечения отверстий в покрытии. Для нижнего слоя, как и при однослойной подготовке, используют материал с $k_{60/10} \leq 20$.

6. Упоры крепления. Для повышения устойчивости крепления применяют упоры, располагая их в местах перехода к неукрепленному откосу и на бермах (рис. 13.6). Упоры препятствуют сползанию откосного крепления и предохраняют нижнюю часть его от подмытия. Наличие берм упрощает устройство упоров и делает их более надежными. В связи с этим плотинам с бермами надо отдавать предпочтение, а для высоких плотин устройство их считать обязательным. Бетонные упоры выполня-

ют монолитными или сборными, предусматривая их армирование, необходимое по условиям монтажных работ.

7. Крепление низовых откосов. Низовые откосы земляных плотин подвержены процессам естественного выветривания — воздействиям солнца, ветра, дождя, снега, мороза. В результате таких воздействий не защищенные каким-либо покрытием откосы деформируются. Для защиты откосов от возможных деформаций применяют различные способы их крепления, соответствующие основному виду воздействия. При этом используют местные материалы. Наиболее простой и дешевый способ

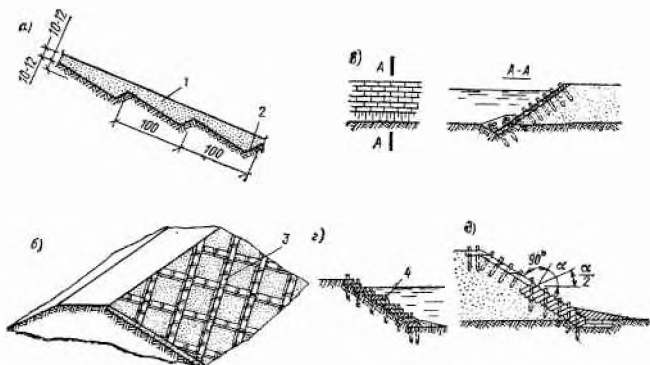


Рис. 13.7. Крепление низового откоса земляных плотин

а — залужение; б — залужение в дерновых клетках; в — дерновое крепление плашмя; г — то же, уступами; д — то же, в стенку (кладка); 1 — слой растительного грунта с посевом трав; 2 — борозды, параллельные бровке плотины; 3 — дерновые полосы, прикрепленные к откосу; 4 — деревянные спицы

крепления низовых откосов — залужение. При глинистых и песчаных грунтах для ускорения роста трав на поверхность откоса насыпают слой растительного грунта толщиной 10—12 см. На крутом откосе параллельно бровке плотины нарезают борозды (рис. 13.7, а), которые увеличивают устойчивость растительного грунта против сползания. Покрытия в виде залужения начинают проявлять защитные свойства после укрепления корневой системы трав, на что требуется не менее года. За это время откос может деформироваться, например, ливневыми дождями. В какой-то степени предотвратить деформацию откосов в первый год эксплуатации можно путем их залужения в дерновых клетках (рис. 13.7, б). Более прочным креплением, способным оказывать сопротивление естественному выветриванию, является сплошное покрытие откосов дерном плашмя, уступами, в стенку (рис. 13.7, в, г, д).

Залужение и дерновое крепление откосов можно применять лишь в районах с благоприятными условиями для произрастания трав или при обеспечении периодического полива откосов в жаркое время. В районах с жарким климатом, сильными ветрами откосы защищают слоем гравийного или галечного грунта толщиной 10—15 см. Частицы такого грунта не должны перемещаться ливневыми водами, сбегаящими по откосу, и должны быть устойчивы при сильном ветре.

Применяют для крепления низовых откосов земляных плотин и другие местные материалы, например хворост, а также используют биологическую защиту.

Низовые откосы, омываемые водой, защищают аналогично верховым. Верхнюю границу крепления определяют из условия наката ветровой волны на откос, нижнюю границу принимают у подошвы откоса.

8. Дренажи. Дренажи в земляных плотинах служат для понижения депрессионной кривой, предотвращения выхода фильтрационного потока на откос и отвода профильтровавшейся через тело плотины воды в нижний бьеф.

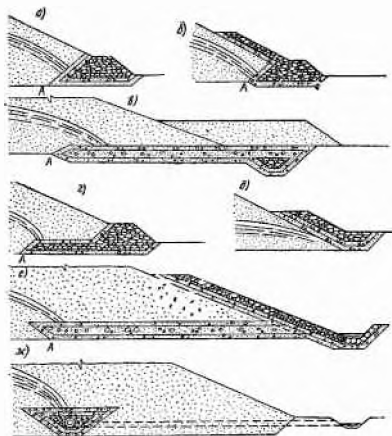


Рис. 13.8. Основные типы конструкций дренажей земляных плотин

а — дренажная призма; б — комбинированный; в — плоский; г — сочетание дренажной призмы с плоским дренажем; д — наклонный; е — ленточный в сочетании с наклонным; ж — трубчатый

Исходя из задач, выполняемых дренажем, он должен иметь две основные части: приемную в виде того или иного устройства, обеспечивающего поступление фильтрационного потока из тела плотины, а также ее основания и предотвращающего фильтрационные деформации, и отводящую, которая транспортирует профильтрованную воду за пределы плотины. В некоторых типах дренажей четкого разграничения этих двух частей не наблюдается.

Депрессионная кривая должна быть заглублена относительно плоскости низового откоса не меньше чем на глубину промерзания. При этом отводящая часть дренажа должна беспрепятственно удалять воду за пределы плотины, для чего иногда отепляют выходную его часть (определяющим для работы дренажа в зим-

нее время является положение точки А (см. рис. 13.8).

Как правило, земляные плотины оборудуют дренажами. Отсутствие их допустимо в следующих случаях: а) при водопроницаемом основании и положении уровня грунтовых вод ниже подошвы плотин; б) в однородных плотинах из грунтов нескольких видов при выполнении низового клина из материалов с большим коэффициентом фильтрации по сравнению с остальной частью профиля плотины; в этом случае низовой клин выполняет роль дренажа; в) в плотинах с противофильтрационными устройствами, например с грунтовым ядром или экраном, за которыми депрессионная кривая располагается близко к основанию плотины и обеспечивается отвод профильтровавшейся воды; г) в плотинах, работающих только в безморозный период, когда выход депрессионной кривой на откос не влияет на его общую устойчивость.

Практика гидротехнического строительства выработала довольно много конструкций дренажей, применение которых зависит от типа плотины, грунтов основания и грунтов тела плотины. Основные конструкции дренажей, зарекомендовавшие себя в плотиностроении:

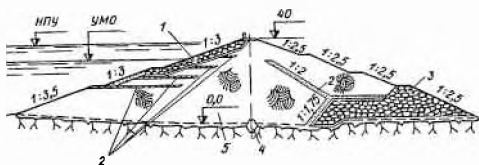
1) дренажная призма, ее также называют дренажным банкетом, — довольно распространенный вид дренажа, имеющий много положительных сторон, но вместе с тем требующий большого расхода камня (рис. 13.8, а);

2) разновидность дренажной призмы, в которой выше ее гребня по откосу укладывается наклонный дренаж (рис. 13.8, б); применяется такой комбинированный дренаж при кратковременном подъеме уровня нижнего бьефа выше гребня призмы;

3) плоский горизонтальный дренаж (рис. 13.8, в) — при его выполнении требуется меньше камня и значительно упрощается производство работ. К его достоинствам относится также способность дренирования

Рис. 13.9. Плотина Канаси

1 — крепление откоса камнем; 2 — дренажные ленты; 3 — дренажная призма; 4 — бетонная диафрагма; 5 — суглинок



основания — обязательное условие, если основание сложено из переувлажненных связных грунтов;

4) сочетание плоского дренажа с дренажной призмой (рис. 13.8, г);

5) наклонный дренаж, располагаемый по низовому откосу (рис. 13.8, д). Строго говоря, наклонный дренаж не является дренажем в обычном понимании, так как не понижает депрессионную кривую и служит только для предотвращения фильтрационных деформаций откоса;

6) ленточный дренаж — разновидность плоского горизонтального дренажа, в котором широкая постель заменена сравнительно неширокой лентой, выполняющей роль приемной части. Нормально к ней присоединяют полосы для отвода профильтровавшейся воды (рис. 13.8, е);

7) горизонтальный трубчатый дренаж, состоящий из труб, уложенных параллельно подошве откоса плотины (приемная часть дренажа), и отводящих труб (рис. 13.8, ж). Трубы могут быть асбестоцементные, пластмассовые и из других материалов, в которых легко выполнить перфорацию;

8) внутренний каменный — разновидность горизонтального трубчатого дренажа, в котором трубы заменены каменной призмой.

В последнее время получила распространение конструкция дренажа в виде горизонтальных, наклонных или вертикальных лент, заглубленных в тело плотины, выполняемая в следующих целях: а) повышения устойчивости верхового откоса плотины из маловодопроницаемых грунтов при сработке водохранилища; б) уменьшения зоны фильтрационного потока, что дает возможность предъявлять пониженные требования к материалам, укладываемым в низовую часть плотины; в) уменьшения порового давления и ускорения процесса консолидации в глинистых грунтах. Пример устройства такого дренажа показан на рис. 13.9.

9. Обратные фильтры дренажей. В зоне подхода фильтрационного потока к дренажу градиенты напора возрастают, не исключая появления фильтрационных деформаций грунта тела плотины и основания. Для предотвращения этих деформаций приемную часть дренажей на контакте с телом плотины и основанием защищают обратными фильтрами. Гранулометрический состав материала обратного фильтра должен быть подобран с учетом характера дренируемого грунта и имеющихся местных фильтровых материалов. Состав фильтра должен исключать: а) отслаивание глинистого грунта на контакте с материалом фильтра для плотин из глинистого грунта или для плотин на глинистом основании; б) проникание частиц грунта в поры фильтра для зон нисходящего фильтрационного потока в плотинах из песчаного грунта; в) выпор грунта в поры материала фильтра для песчаного основания в зоне вос-

ходящего фильтрационного потока; г) размыв грунта на границе с фильтром фильтрационным потоком, направленным вдоль контакта.

Материал, применяемый для обратных фильтров дренажей, должен быть морозостойким в зонах возможного промерзания, не должен размокать и растворяться под действием фильтрационного потока.

Для обратных фильтров дренажей могут быть использованы и искусственные минеральные волокнистые материалы, изготовленные из стеклянного или базальтового волокна (см. гл. 3). Эти материалы используют и вместо фильтровой подготовки под бетонные и железобетонные покрытия верхних откосов. Укладывают их под всей площадью плит или в виде лент (поясов) шириной 40 см в местах стыков плит. Толщина фильтра должна быть не менее 15 см для сооружений I класса капитальности, 10 см для сооружений II класса капитальности и 5 см для сооружений III и IV класса капитальности.

10. Грунтовые противофильтрационные устройства. Размеры грунтовых противофильтрационных устройств определяют расчетом и корректируют затем по условиям производства работ при выполнении их механизированным способом. Толщина грунтового ядра или экрана поверху δ должна быть не менее 0,8 м по производственным условиям, а толщину понизу назначают исходя из того, чтобы градиенты фильтрационного потока $J = \Delta H / \delta$ (здесь ΔH — разность напоров перед и за противофильтрационным элементом) были в пределах 4—6 (при соответствующем обосновании верхний предел допускается повышать до 12). Понуры из связных грунтов делают такой толщины, чтобы градиенты фильтрационного потока в них не превышали 12, причем по конструктивным соображениям толщина понура должна быть не менее 0,5 м.

Верх противофильтрационных элементов (ядер, экранов) принимают выше ФПУ, учитывая одновременно, чтобы расстояние от их верха до гребня плотины было не менее глубины промерзания.

Противофильтрационные устройства типа замков и зубьев обычно выполняют глубиной до 3 м. При необходимости иметь водонепроницаемый элемент большей глубины применяют шпунтовые стенки или завесы.

Поверх экранов и понуров для защиты их от промерзания укладывают пригрузку из песчаных или песчано-гравелистых грунтов. Толщину ее назначают исходя из климатических условий и производства работ.

11. Применение полимерных пленок как противофильтрационных преград. В качестве противофильтрационных устройств в земляных плотинах могут быть использованы и пленочные полимерные материалы (подробнее см. § 74). Находят применение полимерные пленки и для покрытия ложа водохранилищ, когда фильтрация через него очень велика, а применение грунтовых материалов в качестве противофильтрационных устройств затруднительно или невозможно.

§ 62. НАМЫВНЫЕ ПЛОТИНЫ

1. Общие сведения. Намывными называют земляные плотины, доставку и укладку грунтов в тело которых производят средствами гидромеханизации.

Преимущество намывных плотин состоит в полной механизации всего процесса по разработке, доставке и укладке грунтов, ведению работ при любых погодных условиях и некотором сокращении затрат по удельным показателям.

Для намыва плотины необходимо иметь источник воды, поскольку все операции с грунтом выполняются с использованием воды, карьеры грунта, отвечающего условиям укладки в тело плотины, и необходимый парк специальных механизмов и оборудования.

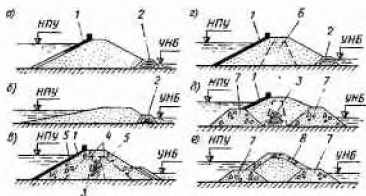
2. Классификация. В зависимости от материала и способов возведения намывные плотины подразделяют на следующие основные типы (рис. 13.10):

1) *однородные (плотины без ядра)*, для которых применимы песчаные грунты с коэффициентом неоднородности не более трех-четыре, супесчаные и суглинистые (лессовые) грунты. Откосы таких плотин формируют или принудительно с помощью дамб обвалования, или путем свободного растекания гидромассы со стороны одного или обоих откосов;

2) *неоднородные при использовании гравийных (щебеночных) и песчаных грунтов с образованием ядра из глинистого, супесчаного или мелкопесчаного грунта.* Поперечный профиль их формируют прину-

Рис. 13.10. Типы намывных плотин

а, б — однородные; в, г — неоднородные; д, е — с частично насыпным профилем; 1 — крепление верхнего откоса; 2 — дренажный банкет; 3 — ядро; 4 — промежуточная зона; 5 — боковая зона; 6 — центральная мелкопесчаная зона; 7 — каменнонабросная призма; 8 — гравийная, галечная или каменная пригрузка



дительно, намыв ведут по двусторонней схеме с поддержанием прудка-отстойника;

3) *неоднородные при использовании песчаных грунтов и образовании мелкопесчаной центральной зоны.* Поперечный профиль их формируют принудительно, намыв ведут по двусторонней схеме.

3. Грунты для плотин. Основным показателем грунтов для оценки возможности возведения из них намывных плотин является их гранулометрический состав. При намыве используют грунты песчаные, гравелисто-галечные, супеси и суглинки. В отдельных случаях для намыва используют и искусственные смеси грунтов из разных карьеров. При выборе конструкций намывных плотин следует стремиться к максимальному использованию естественных карьерных смесей.

Предварительно оценить применимость карьерных грунтов можно по графику гранулометрического состава, приведенному на рис. 13.11. Грунты на этом графике разделены на пять групп, и каждая из них может быть использована для определенных типов плотин. Для намыва однородных плотин предпочтительны песчаные грунты (I группа); для намыва неоднородных плотин с мелкопесчаным ядром или мелкопесчаной центральной зоной целесообразно применять песчаные и гравийные грунты (II группа). Супеси (III группа), суглинки (IV группа), а также гравийные и галечные грунты (V группа) допускаются применять для намыва плотин при соответствующем технико-экономическом обосновании. При этом супеси и суглинки (лессовидные грунты) могут быть применены для намыва однородных плотин или ядерной зоны неоднородных плотин, суглинки и глины — для намыва ядра плотин, а гравийные грунты — для намыва упорных призм.

4. Поперечный профиль. Так как намывные земляные плотины отличаются от насыпных только способом укладки грунта, поперечный профиль их будет таким же, как и у насыпных плотин с искусственным уплотнением.

Заложение верхних откосов при принудительном их формировании назначают из условия их статической устойчивости, поэтому оно будет примерно таким же, как и в насыпных плотинах. Заложение откосов, формируемых путем свободного растекания (рис. 13.12, а), характерно-

Грунт	Средний уклон откоса при расходе гидросмеси, м ³ ч		
	<2000	2000—4000	>4000
Песок:			
мелкий	0,025	0,02	0,01
средней крупности	0,03	0,025	0,015
крупный	0,035	0,03	0,025
гравелистый	0,055	0,04	0,035
Гравийный	0,07	0,055	0,045

го для несвязных грунтов, ориентировочно можно принять по табл. 13.2: Корректировку заложения откосов со свободным растеканием производят при опытном намыве.

5. Особенности возведения. Плотины намывают эстакадным или безэстакадным способом.

При намыве плотины *эстакадным способом* вдоль ее оси возводят деревянную эстакаду, однорядную или двухрядную, на которую укладывают напорные трубопроводы или лотки, транспортирующие гидросмесь. При помощи отводов, изменяя их направление, гидросмесь подают к месту укладки грунта. После намыва слоя грунта, примерно равного высоте эстакады, ее разбирают, а затем возводят следующий ярус для дальнейшего намыва. Так продолжают до момента окончания работ по намыву. В настоящее время этот способ применяют редко, так как он требует значительного количества лесоматериалов, а также перерывов в работе для восстановления эстакад.

При намыве плотины *безэстакадным способом* трубопроводы укладывают на намывтый грунт или насыпные дамбы обвалования, наращивая или снимая звенья труб по длине карты. Все процессы стыкования звеньев труб при наращивании или разборке их механизированы.

По способу подачи гидросмеси на *карту намыва* (участок, на котором намывают грунт) различают одностороннюю, двустороннюю и мозаичную схемы намыва.

При *односторонней схеме намыва* откосы формируют принудительно с помощью дамб, для создания которых используют намывтый грунт. На

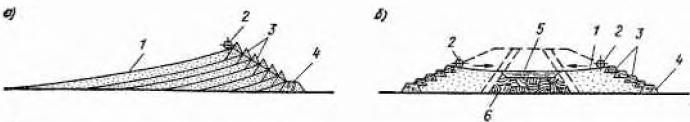


Рис. 13.11. Границы групп грунтов, используемых для намыва плотин

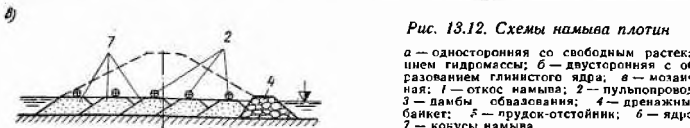


Рис. 13.12. Схемы намыва плотин

а — односторонняя со свободным растеканием гидросмеси; б — двусторонняя с образованием глинистого ядра; в — мозаичная; 1 — откос намыва; 2 — пульпопровод; 3 — дамбы обвалования; 4 — дренажный байкет; 5 — прудок-отстойник; 6 — ядро; 7 — конусы намыва

эти дамбы, обычно на их низовой откос, укладывают напорные трубопроводы, из которых и выпускают гидросмесь (см. рис. 13.12, а). Намыв ведут слоями с наклоном каждого слоя в сторону движения гидросмеси.

Двустороннюю схему намыва используют при грунтах, имеющих в своем составе глинистые частицы. При этой схеме намыва гидросмесь выпускают из трубопроводов (лотков), уложенных на грунтовых дамбах обвалования, формирующих откосы (рис. 13.12, б). Наиболее крупные частицы грунта осаждаются вблизи от места выпуска гидросмеси, а менее крупные вместе с потоком воды перемешаются к оси плотины в прудок-отстойник, где осаждаются глинистые частицы, образующие ядро. Осветленная вода из прудка-отстойника через колодцы поступает в отводящую систему и сбрасывается за пределы плотины. При движении гидромассы к прудку-отстойнику происходит фракционирование (раскладка частиц) грунта по убывающей крупности и образуются так называемые промежуточные призмы, схематически изображенные на рис. 13.12, б.

Мозаичную схему намыва используют при однородных песчаных грунтах с повышенным коэффициентом фильтрации. При этой схеме намыв ведут без образования прудка-отстойника с выпуском гидросмеси по всей ширине плотины из нескольких трубопроводов (рис. 13.12, в). Применяют эту схему главным образом при намыве под воду.

6. Прогноз зернового (гранулометрического) состава грунта в намывных плотинах*. Прочностные, деформативные и фильтрационные характеристики грунтов намывных плотин зависят в основном от их зернового состава. Поэтому для установления расчетных значений указанных характеристик в процессе проектирования необходимо прогнозировать зерновой состав грунта в различных зонах сооружения.

Для возведения песчаных однородных плотин используют грунты с коэффициентом неоднородности $k_{60/10} < 3$. В этом случае раскладки частиц намываемого грунта практически не происходит, и зерновой состав карьерного материала изменяется только вследствие сброса мелких фракций (обычно сбрасываются частицы с $d < 0,01$ мм).

В плотинах с ядром ($k_{60/10} > 3$) помимо сброса мелких фракций (в таких плотинах стремятся отмыть частицы с $d < 0,005$ мм, чтобы процесс консолидации ядра происходил достаточно быстро) необходимо учитывать раскладку частиц грунта в поперечном профиле.

Зерновой состав прогнозируют на основании опытных намывов (обязательных для плотин I класса капитальности) либо пользуясь аналогами и различными приближенными приемами. Один из таких приемов состоит в следующем. Задавшись наименьшим размером частиц грунта, которые останутся в сооружении после отмыва мелких фракций, например $d_{\min} = 0,005$ мм (точка С на рис. 13.13), поворачивают кривую зернового состава карьерного материала АВ вокруг точки А до совмещения с точкой С. Полученная таким образом кривая АС характеризует средний состав грунта в намывной плотине, а вертикальный отрезок СС' определяет процент отмыва. Далее через точку D, соответствующую d_{35} намываемого грунта, проводят вертикаль DE. Вращая кривую АС вокруг точки С до совмещения с точкой F на пересечении вертикали DE с горизонталью, соответствующей 85% состава материала, получают кривую CFM, которую принимают за кривую зернового состава ядра плотины. Кривую зернового состава грунта упорных призм AN получают вращением кривой АС вокруг точки А до совмещения с точкой К на пересечении вертикали DE с горизонталью, соответствующей 15% состава материала.

7. Интенсивность намыва. Высоту наращивания намывных плотин за сутки называют интенсивностью намыва.

* П. 6 § 62 написан Н. Н. Розановым.

В однородных плотинах, намываемых из песков с большим коэффициентом фильтрации, у которых обеспечивается беспрепятственный отток воды, интенсивность намыва составляет 1 м в сутки и более.

В плотинах с грунтовым ядром во избежание прорыва жидкой массой ядра боковых песчаных призм интенсивность намыва плотины ограничивается 0,3—0,5 м в сутки. Повышение интенсивности намыва плотин с ядром достигается при применении искусственных приемов по увеличению водоотдачи глинистого грунта в ядре, например при использовании электроосмоса.

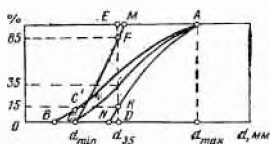


Рис. 13.13. График к расчету раскладки частиц

Рис. 13.14. Возведение плотины отсыпкой грунта в воду

8. Отсыпка грунта в воду. Некоторой разновидностью намывных плотин можно считать плотины, возводимые отсыпкой грунта в воду. Этот способ возведения земляных плотин имеет ряд существенных преимуществ: упрощается технология производства работ, увеличивается длительность строительного сезона, достигается надежное сопряжение с другими земляными и бетонными сооружениями, исключается необходимость устройства перемычек, снижается стоимость строительства.

Перед началом отсыпки грунта в воду по периметру карты возводят грунтовые дамбы обвалования. Полученный замкнутый объем — прудок — заполняют водой. Карьерный грунт доставляют на автомобилях и пионерным способом с одной стороны карты отсыпают в прудок (рис. 13.14). По мере отсыпки грунта поддерживают фиксированный уровень воды в прудке, а избыток ее удаляют через сливные отверстия или насосами. По окончании отсыпки слоя разбивают новые карты со смещением их осей. Толщина слоя отсыпки зависит от состава грунтов. Для песка она может быть принята до 4 м, для суглинков и глин — не более 2 м. Дамбы обвалования возводят из грунта, укладываемого в земляное сооружение; откосам дамб задают уклон, соответствующий углу естественного откоса.

§ 63. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОТМЕТКИ ГРЕБНЯ *

Возвышение гребня земляной плотины d над расчетным статическим уровнем в водохранилище (рис. 13.15, а) определяют по формуле

$$d = \Delta h + h_n + a, \quad (13.1)$$



Рис. 13.15. Схемы к определению отметки гребня плотины

а — без парапета; б — с парапетом; 1 — расчетный статический уровень; 2 — средняя волновая линия

* §§ 63—68 написаны Н. Н. Розановым.

где Δh — высота ветрового нагона волны; h_n — высота наката на откос ветровой волны; a — запас, принимаемый не менее 0,5 м.

Расчет по формуле (13.1) проводят для двух расчетных случаев: 1) уровень воды на отметке НПУ; 2) уровень воды на отметке ФПУ расчетной обеспеченности.

Проектную отметку гребня плотины назначают по наиболее неблагоприятному расчетному случаю, округлив полученный результат в сторону запаса.

Если на гребне плотины предусмотрено устройство прочного и устойчивого парапета (его высота обычно равна 1,5—2 м), значение d следует подсчитывать от расчетного статического уровня до верха парапета (рис. 13.15, б). В этом случае отметка гребня плотины может быть принята равной отметке ФПУ, но она не должна быть ниже, чем отметка НПУ+0,3 м.

Следует иметь в виду, что при назначении в соответствии с формулой (13.1) проектной отметки гребня не учитывается возможная осадка плотины в процессе эксплуатации. В связи с этим отметка гребня сооружения в момент окончания строительства должна превышать проектную на ожидаемую эксплуатационную осадку.

Высоту ветрового нагона волны определяют по формуле

$$\Delta h = 2 \cdot 10^{-3} \frac{w_{10}^2 D}{gH} \cos \phi, \quad (13.2)$$

где w_{10} — скорость ветра расчетной обеспеченности, измеренная на высоте 10 м над уровнем воды, м/с; D — длина разгона ветровой волны, км; H — глубина в водоеме, м; ϕ — угол между продольной осью водоема и господствующим направлением ветра.

Элементы ветровых волн и высоту наката ветровых волн расчетных обеспеченностей устанавливают в соответствии с действующими нормативными документами по проектированию гидротехнических сооружений, подверженных волновым воздействиям [204]. Для предварительных расчетов могут быть рекомендованы достаточно простые и проверенные на практике методы, которые приводятся ниже.

Высоту наката ветровых волн можно определять по формуле

$$h_n = 2k_{ш} h \operatorname{tg} \alpha \sqrt[3]{\lambda/h}, \quad (13.3)$$

где $k_{ш}$ — коэффициент, зависящий от шероховатости и проницаемости покрытия откоса и равный 0,9 для бетона, 0,75—0,8 для каменной мостовой и 0,55 для наброски камня; h — высота ветровой волны; α — угол наклона откоса к горизонту; λ — длина ветровой волны.

Высота и длина волны зависят от величин w_{10} и D ; для их нахождения может быть использован способ Н. А. Лабзовского, в соответствии с которым высоту волны h обеспеченностью 1% и длину волны λ обеспеченностью 50% вычисляют по формулам:

$$h = \beta h_0; \quad \lambda = \alpha \lambda_0, \quad (13.4)$$

где β и α — коэффициенты, учитывающие влияние мелководья; их определяют по графику на рис. 13.16; h_0 и λ_0 — соответственно высота и длина волны при неограниченной глубине водоема.

Формулы для определения h_0 и λ_0 имеют следующий вид:

$$h_0 = 0,073k w_{10} \sqrt{D \epsilon}; \quad \lambda_0 = 0,073w_{10} \sqrt{D/\epsilon}, \quad (13.5)$$

где k — коэффициент, учитывающий интенсивность нарастания волны вдоль линии разгона; $k = 1 + \exp(-0,4D/w_{10})$; D — длина разгона волны, км; ее значение не должно превышать $D_{пр} = 30w_{10}^2 \epsilon$; ϵ — крутизна волны, подсчитываемая по формуле $\epsilon = 1/[9 + 19 \exp(-14/w_{10})]$.

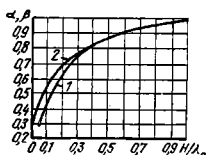


Рис. 13.16. Зависимость коэффициентов α (1) и β (2) от H/λ_0

В состав расчетов креплений откосов в общем случае входит: а) определение границ крепления — верхней, нижней и промежуточных; б) подбор состава подготовки под покрытие (см. п. 5 § 61); в) определение размеров отдельных элементов покрытия (размеров камня, плит и т. д.) из условий их гравитационной устойчивости на откосе и прочности при волновых воздействиях; г) проверка устойчивости и прочности отдельных элементов покрытия на ледовые воздействия.

1. **Определение границ крепления.** В связи с неодинаковыми условиями работы крепления различных зон откосов следует подразделять по конструктивным типам и капитальности.

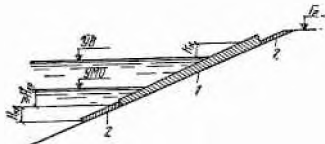


Рис. 13.17. Схема к определению границ крепления откоса

1 — основное крепление; 2 — облегченное крепление

В зоне наиболее интенсивных воздействий выполняют *основное крепление*, которое может иметь толщину, уменьшающуюся с глубиной. Ниже основного крепления откос, а иногда и дно перед откосом защищают, в случае необходимости, *облегченным креплением*.

Верхнюю границу основного крепления, как правило, располагают у гребня плотины. При значительном возвышении гребня под расчетным статическим уровнем основное крепление заканчивают на отметке высоты наката ветровой волны на откос [формула (13.3)], а выше, до гребня, устраивают облегченное крепление (рис. 13.17).

Нижнюю границу основного крепления назначают на глубине $H_{кр} = 2h$, называемой критической, от УМО. Высоту волны h при определении $H_{кр}$ принимают 1%-ной обеспеченности; ее можно вычислить по формуле (13.4). При назначении нижней границы основного крепления необходимо также соблюдать условие, чтобы она была заглублена относительно подводной кромки ледяного покрова при минимальном уровне в водохранилище не менее чем на половину расчетной толщины льда.

Нижнюю границу облегченного крепления следует располагать на глубине, где донные волновые скорости не превышают разрывающихся скоростей для грунтов, залегающих в пределах откоса и прилегающего к нему дна. Ориентировочно нижнюю границу облегченного крепления можно назначать на глубине $H_{кр}$ от нижней границы основного крепления (см. рис. 13.17).

2. **Определение размеров отдельных элементов покрытий.** Для крепления из несортированного камня наименьший допускаемый D_m и наибольший необходимый D_6 диаметры камня, приведенного к шару, могут быть определены по зависимостям [274]:

$$D_m = 0,12c_d \frac{h_{1\%}}{m_h} (m_h^2 + 10) \frac{2,8m - 0,8}{1,8m + 1} \frac{\gamma_a}{\gamma_k - \gamma_a}; \quad (13.6)$$

$$D_6 = 1,5c_d h_{1\%} \left(\sqrt[3]{\frac{m_h}{m}} + 0,5 \right) \frac{m + 1,8}{1,8m - 1} \frac{\gamma_a}{\gamma_k - \gamma_a}; \quad (13.7)$$

где c_d — гидравлический коэффициент сопротивления, принимаемый равным 0,2 при диаметре камня более 15 см и высоте волны более 0,5 м; $h_{1\%}$ — высота волны обеспеченностью 1%; $m_h = \lambda/h$ — пологость волны обеспеченностью 1%, для водохранилищ принимаемая равной 7; m — заложение откоса; γ_a — объемный вес аэрированной воды в

струе от разрушающейся волны на откосе наброски, который принимается с учетом коэффициента запаса равным 1 тс/м^2 ; γ_k — объемный вес камня, тс/м^3 .

В составе наброски из несортированного камня должно быть по объему не менее 50% материала с наибольшим расчетным диаметром D_6 и не менее 25% материала с диаметром D в пределах $D_m - D_6$. Толщина покрытия в этом случае должна составлять не менее двух наибольших необходимых диаметров D_6 .

При толщине льда в водоеме более $0,7 D_6$ устойчивость камня проверяют на вырывающее действие ледяного покрова при колебании уровня воды.

Следует иметь в виду, что крепление в виде наброски камня практически может быть выполнено на откосах с заложением $m \geq 2,5 \dots 3$. Для крепления более крутых откосов применяют укладку камня. В этом

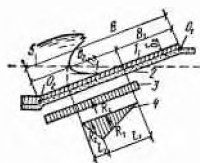


Рис. 13.18. Схема к расчету толщины монолитных плит

1 — железобетонная плита; 2 — подготовка; 3 — эюра статического взвешивающего давления; 4 — эюра пульсирующего взвешивающего давления; 5 — статический уровень воды

случае целесообразнее использование сортированного камня. Вес отдельных камней, устойчивых против размывающего действия волн в зоне их обрушения, при заложении откосов $m = 1 \dots 3$ может быть определен по формуле

$$Q = 0,025 \gamma_k h^2 \lambda / [(\gamma_k / \gamma - 1)^3 \sqrt{1 + m^3}], \quad (13.8)$$

где γ — объемный вес воды.

Толщина покрытия из сортированного камня должна быть не менее $2,5 D_{ш}$, где $D_{ш}$ — диаметр камня, м, приведенного к шару, подсчитываемый по формуле

$$D_{ш} = \sqrt[3]{Q / (0,524 \gamma_k)}. \quad (13.9)$$

Размеры монолитных железобетонных плит в плане обычно не превышают 20×20 м, а толщина их находится в пределах 15—50 см. Сборные плиты делают толщиной 10—20 см и размерами в плане от $1,5 \times 1,5$ до 5×5 м. В процессе укладки их омоноличивают и доводят до размера 20×20 м, а иногда и более.

Плиты рассчитывают на прочность как балки на упругом основании. По максимальному изгибающему моменту от динамического давления воды подбирают арматуру, которая может быть одиночной, располагаемой внизу, или двойной. Как правило, процент армирования составляет 0,2—0,6.

Толщина непрерывно армированных монолитных железобетонных покрытий δ_n должна быть такой, чтобы обеспечивалась их общая устойчивость или сопротивляемость всплыванию при действии гидростатической и волновой взвешивающих нагрузок (рис. 13.18). Величина δ_n может быть определена по следующим формулам (принимается большее из двух полученных значений толщины), выведенным исходя из условия равновесия плиты относительно точек O_1 и O_2 (см. рис. 13.18) под действием собственного веса и взвешивающего давления [275]:

$$\delta_n = \frac{h_{1\%}^2 \xi \psi \gamma [3B_1(1+k) + h_{1\%} \psi(1,5+k)^2]}{3[B^2 \gamma_n - (B^2 - B_1^2) \gamma]} \cos \alpha \quad (13.10)$$

$$\delta_{n2} = \frac{h_{1\%}^2 \xi \psi \gamma [3B_2(1+k) - h_{1\%} \psi (1,5+k)^2]}{3(B^2 \gamma_n - B_2^2 \gamma) \cos \alpha}, \quad (13.11)$$

где $h_{1\%}$ — высота расчетной волны 1%-ной обеспеченности; ξ , ψ и k — параметры, значения которых в зависимости от заложения откоса m , высоты волны $h_{1\%}$ и длины волны λ приведены соответственно в табл. 13.3—13.5; γ — объемный вес воды; B_1 и B_2 — расстояния от уреза воды на откосе при статическом ее уровне соответственно до верхней и нижней границ крепления; $B = B_1 + B_2$; γ_n — объемный вес материала покрытия.

Таблица 13.3

m	Значения $\xi = h_n/h_{1\%}$ при $\lambda/h_{1\%}$		
	7	10	15
2	0,4	0,5	0,8
2,5—3	0,3	0,5	0,7
3,5	0,3	0,4	0,6
4,5	0,2	0,3	0,5
5	0,2	0,3	0,4

Таблица 13.4

m	Значения $\psi = l_i/h_{1\%}$ при $\lambda/h_{1\%}$		
	7	10	15
2—2,5	1,2	1,75	2,65
3—3,5	1,6	2,2	3,3
4—5	1,9	2,8	4,2

Таблица 13.5

m	Значения $k = l_i/l_2$ при $\xi = h_n/h_{1\%}$			
	0,2	0,4	0,6	0,8
2	1,2	1,2	0,8	0,4
2,5—3	1,1	1	0,6	0,2
3,5	0,9	0,8	0,4	—
4,5	0,7	0,5	0,1	—
5	0,5	0,2	—	—

Расчет устойчивости сплошных покрытий на вырывающее действие ледяного покрова производят, когда толщина льда превышает $4\delta_n$ или 0,5 м и возможен поворот покрытия вокруг нижнего упора.

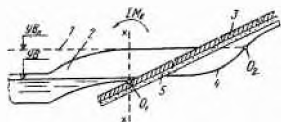


Рис. 13.19. Схема к расчету покрытия откоса на воздействие льда

1 — уровень воды при ледоставе; 2 — ледяной покров; 3 — покрытие; 4 — граница грунта, примерзшего к покрытию; 5 — подготовка

3. Расчеты креплений на ледовые воздействия. Ледовые воздействия на покрытие откоса могут проявляться в виде статических и динамических нагрузок, возникающих при термическом расширении ледяного поля, колебаниях уровня воды, навале и ударах движущихся льдин.

Наиболее опасна нагрузка, действующая при понижении уровня воды (рис. 13.19) или при его повышении. В этом случае может произойти поворот крепления вокруг точек O_1 или O_2 (соответственно при понижении или

повышении уровня воды) под действием вырывающего момента, равного сумме моментов внутренних сил в расчетном сечении льда на пределе его прочности ΣM_b . Расчетное значение ΣM_b определяют в зависимости от расчетной толщины льда и расчетных значений напряжений кристаллического льда при растяжении и сжатии в соответствии с действующими нормативными документами [204].

Вырывающему действию ледяного покрова препятствует собственный вес крепления, вес примерзшего к креплению грунта откоса и вес

наледи. Определив в соответствии с рекомендациями [204] сумму моментов удерживающих сил ΣM_y , устойчивость крепления или отдельных его элементов при вырывающем действии ледяного покрова проверяют по формуле

$$K = \Sigma M_y / \Sigma M_b. \quad (13.12)$$

§ 65. ПОДБОР СОСТАВА ОБРАТНЫХ ФИЛЬТРОВ

Для устройства обратных фильтров используют песчаные, гравелистые и щебенистые материалы с коэффициентом неоднородности $k_{60/10} = D_{60}/D_{10}$ не более 10 при отсыпке насухо и не более 4 при отсыпке в воду.

Из условий производства работ толщина каждого слоя фильтра должна быть не менее 20 см.

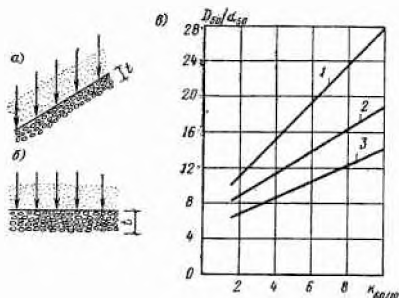


Рис. 13.20. Подбор состава обратных фильтров при фильтрации сверху вниз

а, б — схема фильтрации соответственно в дренажную призму и в горизонтальный дренаж; в — график допустимых характеристик фильтра с учетом толщины его слоя t : 1 — для $t \geq 1$ м, $D_{60} \leq 20$ мм; 2 — для $t = 0,2$ м (гравий, галька); 3 — для $t = 0,2$ м (щебень)

При подборе состава обратных фильтров для дренажных устройств земляных плотин используют те же указания, что и для дренажа в скальных основаниях гидротехнических сооружений (см. § 16, 17). Исключение составляет случай, когда в песчаных грунтах фильтрационный поток направлен сверху вниз по отношению к дренажному устройству (рис. 13.20, а, б). Условия работы обратных фильтров в этом случае усложняются по сравнению со схемой фильтрации снизу вверх, поскольку давление от собственного веса частиц мелкозернистого грунта не препятствует, а, наоборот, способствует их прониканию в поры фильтра. Для подбора состава обратных фильтров при нисходящем фильтрационном потоке можно воспользоваться графиком В. С. Истоминой (рис. 13.20, в). В соответствии с этим графиком пригодность материала для первого слоя фильтра определяется соотношением его коэффициента неоднородности $k_{60/10}$ и отношения D_{50} и d_{50} (размеры фракций фильтра и более мелкого защищаемого грунта, мельче которых содержится 50% материала по массе). Если точка, отвечающая некоторым значениям $k_{60/10}$ и D_{50}/d_{50} , располагается на графике ниже соответствующей прямой, то фильтр считается пригодным. Помимо условий, регламентируемых графиком на рис. 13.20, в, необходимо, чтобы k_f первого слоя фильтра не менее чем в 4 раза превышал k_f защищаемого материала. Это условие выполняется, если $D_{10}/d_{10} \geq 2 \dots 3$. Если обратный фильтр состоит из нескольких слоев, то каждый последующий слой подбирают по такой же схеме.

В зарубежной практике проектирования при подборе состава обратных фильтров широко используют рекомендации К. Терцаги, в соответствии с которыми для обеспечения свободного оттока профильтрованной воды размер фракций слоя фильтра D_{15} должен по крайней мере в 4—5 раз превышать размер фракций d_{15} защищаемого слоя более мел-

кого материала. С другой стороны, для предотвращения фильтрационных деформаций D_{15} не должно превышать более чем в 4—5 раз d_{85} прилегающего к фильтру более мелкого материала. Этот способ подбора состава обратных фильтров применяют для всех видов грунтов (глинистых, песчаных, гравелисто-галечных, глинистых с крупнозернистыми включениями) независимо от направления фильтрационного потока и положения контакта смежных слоев грунтов.

§ 66. ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ РАСЧЕТЫ

Фильтрационные расчеты производят с целью: а) определения положения депрессионной кривой; б) установления значений градиентов и скоростей фильтрационного потока; в) определения фильтрационного расхода. В случае необходимости перечисленные параметры определяют не только в теле плотины, но и в ее основании и берегах — в зоне движения обходного фильтрационного потока (см. гл. 5).

Для проведения фильтрационных расчетов предварительно необходимо установить расчетный поперечный профиль сооружения, тип и положение дренажного устройства, коэффициенты фильтрации в отдельных элементах тела плотины k_T и ее основания $k_{осн}$.

В большинстве случаев фильтрационные расчеты носят вспомогательный характер и используются при расчетах устойчивости откосов плотины, при расчетах фильтрационной прочности грунтов тела плотины, основания и берегов, а также для обоснования наиболее рациональных размеров конструктивных элементов плотины (упорных призм, противофильтрационных и дренажных устройств). Кроме того, фильтрационные расчеты позволяют установить значения потерь воды из водохранилища на фильтрацию и в случае необходимости наметить те или иные мероприятия для их снижения.

Различают *экспериментальные, гидромеханические и гидравлические* методы расчетов фильтрации.

Из экспериментальных методов наибольшее распространение имеет метод ЭГДА (см. гл. 3). Этот метод применяют при сложном геологическом строении основания или сложной конструкции плотины, а также в тех случаях, когда фильтрацию через тело плотины и основание нельзя рассматривать как плоскую и необходимо решать пространственную задачу.

Гидромеханические методы расчета, основанные на решении уравнения Лапласа при заданных граничных условиях, позволяют определить параметры фильтрационного потока в любой точке рассматриваемой области и дают наиболее точные результаты. Однако гидромеханические решения весьма сложны и получены лишь для однородных плотин, расположенных на горизонтальном водоупоре, а также на водонепроницаемом основании конечной или бесконечной (при $k_T = k_{осн}$) глубины, в том числе при наличии водонепроницаемой «висячей» диафрагмы (Ф. Б. Нельсон-Скорняков, С. Н. Нумеров, В. В. Ведерников и др.), поэтому их практическое применение ограничено.

Наибольшее распространение имеют гидравлические методы расчета, в которых рассматривается установившийся фильтрационный поток в условиях плоской задачи. Гидравлические решения позволяют определить положение депрессионной кривой, подсчитать фильтрационный расход и средние значения градиентов и скоростей фильтрационного потока. Эти решения менее точны, чем гидромеханические, но зато значительно проще и позволяют решать обширный круг практических задач для самых разнообразных расчетных схем путем введения ряда упрощающих предпосылок (о траекториях движения отдельных струек фильтрационного потока и др.).

В соответствии с общим гидравлическим методом расчета фильтрации, разработанным Н. Н. Павловским, поперечный профиль рассматриваемой плотины разбивают на несколько фрагментов и для каждого из них с теми или иными допущениями составляют уравнение фильтрационного расхода. Далее решают систему уравнений с несколькими неизвестными, определяя параметры фильтрационного потока (фильтрационный расход, координаты депрессионной кривой, ординату высачивания). Гидравлические решения для различных расчетных случаев были получены многими исследователями (Н. Н. Павловским, Е. А. Замариным, А. А. Угинчусом, П. А. Шанкиным, В. М. Шестаковым, А. М. Мхитаряном и др.).

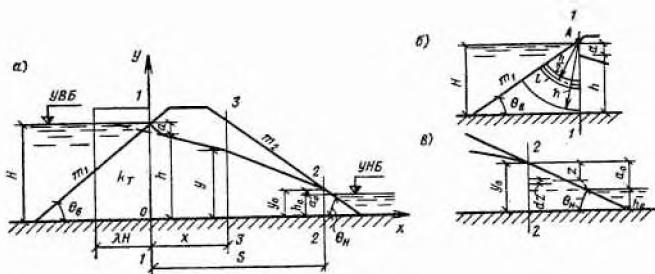


Рис. 13.21. Схемы к расчету фильтрации в однородной плотине на водонепроницаемом основании

Рассмотрим вначале некоторые гидравлические решения применительно к плотинам, расположенным на водонепроницаемом основании.

Однородная плотина а. В соответствии с методом Н. Н. Павловского поперечный профиль плотины делят на три характерные части (рис. 13.21, а): *верховой клин*, ограниченный верховым откосом и вертикалью, проведенной через урез верхнего бьефа (сечение 1—1); *среднюю часть* между вертикальными сечениями 1—1 и 2—2 (последнее проходит через точку выклинивания депрессионной кривой на низовой откос) и *низовой клин*, ограниченный сечением 2—2 и низовым откосом.

Уравнение фильтрации в *верховом клине* можно получить, принимая допущение П. А. Шанкина, что траектории струек фильтрационного потока совпадают с дугами окружностей, описанными из точки А (рис. 13.21, б). П. А. Шанкин приближенно определяет фильтрационный расход на единице длины плотины как произведение средней скорости фильтрации v_{cp} для струйки с радиусом $h/2$ на высоту сечения h :

$$q = v_{cp} h = k_T J_{cp} h = \frac{k_T(H-h)h}{\frac{\pi(90^\circ - \theta_B)}{180^\circ} \frac{h}{2}} \approx \frac{115^\circ k_T(H-h)}{90^\circ - \theta_B} \quad (13.13)$$

В *средней части* плотины средняя скорость фильтрации изменяется с изменением уклона dy/dx (направление осей координат показано на рис. 13.21, а). В соответствии с формулой Дюпюи скорость фильтрации в некотором сечении 3—3 (см. рис. 13.21, а) будет равна:

$$v_{cp} = -k_T dy/dx. \quad (13.14)$$

Удельный фильтрационный расход, постоянный для любого вертикального сечения при установившемся движении, составит

$$q = v_{cp} y = -k_T y dy/dx. \quad (13.15)$$

Интегрируя выражение (13.15) и определяя произвольную постоянную интегрирования из условия, что при $x=0$ ордината $y=h$, получаем

$$x = \frac{k_1}{2q} (h^2 - y^2). \quad (13.16)$$

Формула (13.16) является уравнением депрессионной кривой для средней части плотины. Эту кривую можно построить, задаваясь различными значениями x в пределах от 0 до S . При $x=S$ и $y=y_0$ получим уравнение фильтрации в средней части плотины:

$$q = \frac{k_T}{2S} (h^2 - y_0^2). \quad (13.17)$$

При составлении уравнения фильтрации в *низовом клине* (рис. 13.21, в) Н. Н. Павловский разбивает его на две зоны: выше и ниже уровня нижнего бьефа. Элементарные расчетные струйки в низовом клине принимают горизонтальными, имеющими толщину dz и длину $l = zm_2 = = z \operatorname{ctg} \theta_n$.

Удельный расход для элементарной струйки в верхней зоне

$$dq_1 = k_T J_1 dz = k_T \frac{z}{zm_2} dz. \quad (13.18)$$

Интегрируя выражение (13.18), получаем полный удельный фильтрационный расход:

$$q_1 = \int_0^{a_0} \frac{k_T}{m_2} dz = \frac{k_T a_0}{m_2}. \quad (13.19)$$

Имея в виду, что потери напора в элементарных струйках в зоне ниже уровня нижнего бьефа будут равны a_0 , аналогично получаем

$$dq_2 = k_T J_2 dz = k_T \frac{a_0}{zm_2} dz. \quad (13.20)$$

Удельный фильтрационный расход в нижней зоне

$$q_2 = \int_{a_0}^{a_0+h_0} k_T \frac{a_0}{zm_2} dz = \frac{k_T a_0}{m_2} \ln \frac{a_0 + h_0}{a_0}. \quad (13.21)$$

Полный фильтрационный расход через низовой клин составляет:

$$q = q_1 + q_2 = \frac{k_T a_0}{m_2} \left(1 + \ln \frac{a_0 + h_0}{a_0} \right). \quad (13.22)$$

Решение системы фильтрационных уравнений (13.13), (13.17) и (13.22), полученных для трех частей плотины, дает возможность определить входящие в них неизвестные величины a_0 , h и q .

Задача может быть упрощена, если вместо двух первых уравнений системы (13.13) и (13.17) составить одно. Это можно сделать, заменив верховой клин эквивалентной ему в фильтрационном отношении призмой шириной λH (рис. 13.21, а) и рассматривая его и среднюю часть плотины как одну область. Г. К. Михайловым показано, что величину λ можно принять равной

$$\lambda = m_1 / (1 + 2m_1). \quad (13.23)$$

В этом случае уравнение фильтрации для верхового клина и средней части плотины может быть составлено аналогично уравнению (13.17):

$$q = \frac{k_T}{2(\lambda H + S)} (H^2 - y_0^2). \quad (13.24)$$

Неизвестные a_0 и q определяются при совместном решении уравнений (13.22) и (13.24).

Однородная плотина с дренажем. В этом случае уравнение фильтрации в низовом клине отпадает, поскольку фильтрационный поток выходит в дренаж (рис. 13.22, а). Приближенное решение можно получить, считая, что депрессионная кривая выходит в дренаж на уровне нижнего бьефа. Тогда, заменив предварительно верховой клин эквивалентной призмой, получим искомое уравнение фильтрации:

$$q = \frac{k_T}{2S_D} (H^2 - h_0^2). \quad (13.25)$$

Это уравнение можно использовать и для приближенного расчета фильтрации в плотинах с трубчатым дренажем при отсутствии воды в нижнем бьефе. Величина h_0 в этом случае принимается равной половине высоты дренажа.

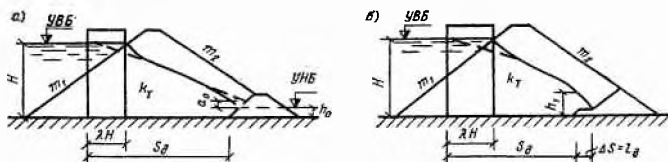


Рис. 13.22. Схемы к расчету фильтрации в однородной плотине с дренажем на водонепроницаемом основании

а — при наличии воды в нижнем бьефе; б — при отсутствии воды в нижнем бьефе

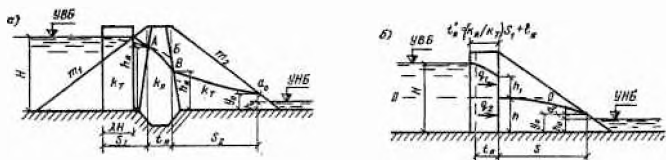


Рис. 13.23. Схемы к расчету фильтрации в плотине с ядром по формулам (13.27)

Имеются и более точные решения [125], учитывающие, что в действительности кривая депрессии подходит к дренажу выше уровня нижнего бьефа (пунктирная линия на рис. 13.22, а), т. е. имеется ордината высачивания a_0 .

При отсутствии воды в нижнем бьефе (рис. 13.22, б) можно воспользоваться также гидромеханическим решением П. Я. Полубариновой-Кочиной:

$$h_1 = \sqrt{1,82S_D^2 + H^2} - 1,35S_D; \quad q = 1,35k_T h_1. \quad (13.26)$$

Плотина с ядром. Коэффициент фильтрации грунта ядра k_n обычно значительно меньше коэффициента фильтрации грунта тела плотины k_T , поэтому в пределах ядра наблюдаются значительные потери напора и резкое падение депрессионной кривой (рис. 13.23, а). Для выражения фильтрационного расхода в ядре Н. Н. Павловский использует уравнение Дюпюи. При этом для упрощения расчета трапециевидальное сечение ядра заменяется прямоугольным с такой же площадью поперечного сечения и со средней толщиной t_n . Фильтрационный расход в пределах верховой и низовой упорных призм определяется так же, как при расчете однородной плотины. Таким образом, фильтра-

ционный расчет плотины с ядром можно свести к решению следующей системы уравнений:

$$\left. \begin{aligned} q &= \frac{k_{\text{я}}}{2S_{\text{я}}} (H^2 - h_{\text{я}}^2); \\ q &= \frac{k_{\text{я}}}{2l_{\text{я}}} [h_{\text{я}}^2 - (h_{\text{я}}')^2]; \\ q &= \frac{k_{\text{я}}}{2S_{\text{я}}} [(h_{\text{я}}')^2 - (a_0 + h_0)^2]; \\ q &= \frac{k_{\text{я}} a_0}{m_2} \left(1 + \ln \frac{a_0 + h_0}{a_0} \right). \end{aligned} \right\} \quad (13.27)$$

Способ определения неизвестных $h_{\text{я}}$, $h_{\text{я}}'$, a_0 и q по системе уравнений (13.27) достаточно трудоемок. Задача упрощается при решении ее так называемым *виртуальным способом*, предложенным Н. Н. Павловским.

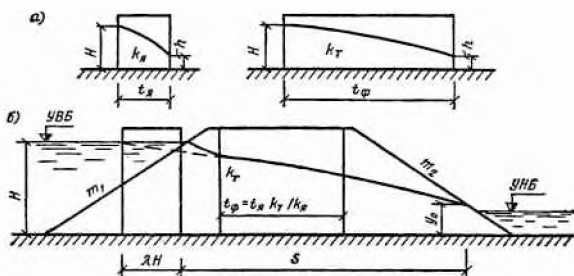


Рис. 13.24. Схемы к расчету фильтрации в плотине с ядром виртуальным способом

Этот способ состоит в приведении плотины из грунтов с различными фильтрационными характеристиками к однородной. Грунт ядра с коэффициентом фильтрации $k_{\text{я}}$ фиктивно заменяется грунтом тела плотины с коэффициентом фильтрации $k_{\text{т}} > k_{\text{я}}$. Ширина полосы фиктивного грунта $t_{\text{ф}}$ должна быть такой, чтобы фильтрационный расход q и падение депрессионной кривой ($H - h$) остались такими же, как в ядре со средней шириной $t_{\text{я}}$ (рис. 13.24, а). Таким образом, уравнения, определяющие фильтрационный расход в ядре и заменяющей его фиктивной полосе грунта, будут иметь вид

$$q = \frac{k_{\text{я}}}{2t_{\text{я}}} (H^2 - h^2); \quad q = \frac{k_{\text{т}}}{2t_{\text{ф}}} (H^2 - h^2). \quad (13.28)$$

Приравняв правые части этих уравнений, после соответствующих сокращений получим

$$t_{\text{ф}} = t_{\text{я}} k_{\text{т}} / k_{\text{я}}. \quad (13.29)$$

Следовательно, приведенная ширина гребня плотины должна быть больше действительной на величину $t_{\text{я}} (k_{\text{т}} / k_{\text{я}} - 1)$.

После замены верхового клина плотины эквивалентной призмой (рис. 13.24, б) получается знакомая уже расчетная схема, и задача сводится к решению двух известных уравнений (13.22) и (13.24).

Правильнее при расчете плотины с ядром учитывать, что крутая депрессионная кривая AB в ядре невозможна и в действительности образуется ордината высачивания BB' , а депрессионная кривая в ядре будет более пологой (пунктир AB на рис. 13.23, а).

Чтобы учесть указанное, Н. П. Розанов предлагает поступить следующим образом. Верховую призму длиной S_1 (см. рис. 13.23, а) приводят к грунту ядра и в расчет вводят ядро толщиной $t'_я = (k_я/k_г) S_1 + t_я$ (см. рис. 13.23, б). Ядро по высоте разбивают на две части горизонтальным сечением OO , проходящим на уровне воды непосредственно за ядром. Для верхней части ядра можно использовать формулы (13.26), т. е.

$$q_1 = 1.35k_я \left[\sqrt{1.82 (t'_я)^2 + (H-h)^2} - 1.35 t'_я \right]. \quad (13.30)$$

Для нижней части ядра

$$q_2 = k_я J_{ср} h = k_я \frac{H-h}{i'_я} h. \quad (13.31)$$

Полный удельный расход через ядро

$$q = q_1 + q_2. \quad (13.32)$$

Таким образом, для определения неизвестных q , h_1 и a_0 надо решить систему уравнений (13.17), (13.22) и (13.32).

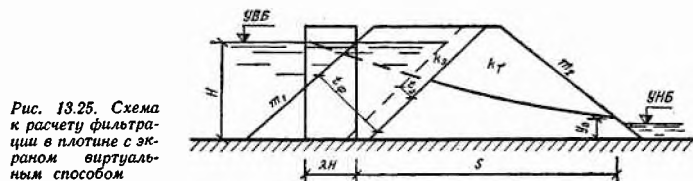


Рис. 13.25. Схема к расчету фильтрации в плотине с экраном виртуальным способом

Для приближенного построения кривой депрессии в пределах участка длиной $t'_я$ можно воспользоваться формулой (13.16), вводя в нее вместо h глубину $H-h$, считывая y от линии OO , заменяя $k_г$ на $k_я$ и q на q_1 . На начальном участке ядра толщиной $(k_я/k_г) S_1$ абсциссы точек увеличивают в $(k_г/k_я)$ раз; верховую призму длиной λH приводят к реальному верховому клину, в пределах которого депрессионную кривую проводят от руки.

Плотина с экраном. В этом случае так же, как и для плотин с ядром, можно использовать виртуальный способ решения, заменив экран со средней толщиной $t_э$ полосой грунта толщиной $t_э = t_э k_г/k_я$ (рис. 13.25). Далее расчет проводят как для однородной плотины по формулам (13.13) (13.17) и (13.22) или (13.22) и (13.24). Эту задачу можно решить и другим способом (по Н. Н. Павловскому): определить полный фильтрационный расход или падение депрессионной кривой на экране, а для остальной части плотины воспользоваться уравнениями фильтрации в однородной плотине.

В случае водопроницаемого основания гидравлические решения применительно к различным расчетным случаям строят, основываясь на предпосылках, принципиально схожих с рассмотренными выше (область фильтрации разбивают на ряд характерных зон, схематизируют направление линий тока и пр.).

В настоящее время имеется ряд гидравлических и гидромеханических решений для различных расчетных случаев, встречающихся на практике (для плотин с различными типами противофильтрационных и дренажных устройств, расположенных на водопроницаемых основаниях конечной и бесконечной глубины, при различных соотношениях коэффициентов фильтрации грунтов тела плотины и основания). Такие решения предложены рядом авторов (Ф. Б. Нельсон-Скорняков, С. Н. Нумеров, А. М. Мхитарян, Р. Р. Чугаев, А. А. Угинчус и др.).

В прил. III приводятся расчетные формулы [125] применительно к различным типам земляных плотин, часто встречающимся на практике.

Целью расчета является определение коэффициентов запаса устойчивости откосов плотины заданного поперечного профиля при известных нагрузках и характеристиках грунтов тела плотины и основания.

При проверке устойчивости верхового откоса в качестве основного расчетного случая (основное сочетание нагрузок и воздействий) принимают схему, когда уровень в водохранилище находится на самой низкой эксплуатационной отметке (но не ниже $0,2 H$); уровень воды в теле плотины принимают на той же отметке, что и в водохранилище. Если возможна быстрая сработка водохранилища от ФПУ (ориентировочно со скоростью, большей $0,3-0,5$ м/сут), то этот случай рассматривают как особый и при расчете учитывают фильтрационные силы, возникающие в верховой упорной призме плотины.

При проверке устойчивости низового откоса основным расчетным случаем является схема, когда в теле сооружения имеется установившийся фильтрационный поток, дренажные устройства работают нормально, уровень верхнего бьефа находится на отметке НПУ, а уровень нижнего бьефа максимальный (но не более $0,2 H$). Если нормальная работа дренажа нарушена и уровень в водохранилище находится на отметке ФПУ, то рассматривают особый расчетный случай.

К числу особых сочетаний нагрузок при расчетах устойчивости верхового и низового откосов относятся также случаи действия избыточного порового давления консолидации или сейсмических сил.

Минимальные допускаемые коэффициенты запаса устойчивости откосов при основном и особом сочетаниях нагрузок, установленные СНиП II-53-73 в зависимости от классов капитальности сооружения, приведены в табл. 13.6.

Таблица 13.6

Сочетание нагрузок и воздействий	Допускаемые коэффициенты запаса устойчивости откосов плотины класса			
	I	II	III	IV
Основное	1,3—1,25	1,2—1,15	1,15—1,1	1,1—1,05
Особое	1,1—1,05	1,1—1,05	1,05	1,05

В настоящее время еще не разработано достаточно строгих и надежных методов расчета устойчивости в случае пространственной задачи (разработка таких решений является чрезвычайно актуальным вопросом в связи с тем, что современные плотины часто возводят в узких створах при $B/H=1...5$), поэтому при расчетах устойчивости откосов обычно рассматривают плоскую задачу. Для решения этой задачи предложено очень много расчетных методов и приемов, которые принципиально можно разделить на две группы.

К первой группе относятся методы, основанные на теории предельного равновесия, в которых предполагается, что во всей рассматриваемой области грунтового массива одновременно возникает предельное состояние. Иными словами, в грунтовом массиве одновременно возникает семейство поверхностей предельного равновесия, по которым возможен сдвиг, и задача заключается в отыскании наиболее опасной из них. Решение этой задачи применительно к массиву сухого однородного грунта впервые было дано Ренкиным и Кеттером (с учетом распределения напряжений по криволинейной поверхности скольжения). Наибольшее развитие такой подход получил в работах В. В. Соколовского [196], которым получены решения для откосов из неоднородных грунтов с учетом фильтрационных сил. Имеющиеся решения являются

строгими (с учетом принятых предпосылок), но чрезвычайно сложны, а допущение о возникновении предельного состояния одновременно во всех точках рассматриваемой области с физической точки зрения весьма условно, поэтому в практических расчетах методы первой группы почти не применяют.

Методы второй группы основаны на представлении, что оползание откоса может произойти по некоторой *заранее заданной поверхности*, которую чаще всего принимают в форме дуги окружности (круглоцилиндрическая поверхность скольжения) или ломаной, состоящей из нескольких прямолинейных отрезков. Для решения задачи используют одно из уравнений статики: $\Sigma M = 0$ — при круглоцилиндрической поверхности скольжения или $\Sigma X = 0$ — в случае оползания по ломаной, состоящей из прямолинейных отрезков.

Коэффициент запаса находят путем сопоставления действительного состояния откоса с предельным, которое характеризуется одновременным возникновением во всех точках заданной поверхности оползания (но не во всех точках рассматриваемого откоса) предельных касательных напряжений и в соответствии с законом Кулона описывается зависимостью

$$\tau_{np} = \sigma_{np} \operatorname{tg} \varphi_{np} + c_{np}. \quad (13.33)$$

Для определения коэффициента запаса устойчивости K используют различные выражения. Наиболее физически обосновано выражение

$$K = \operatorname{tg} \varphi_d / \operatorname{tg} \varphi_{np} = c_d / c_{np}, \quad (13.34)$$

где φ_d и c_d — действительные характеристики сопротивления грунта сдвигу (соответственно угол внутреннего трения и сцепление), определяемые экспериментально; φ_{np} , c_{np} — предельные характеристики сопротивления грунта сдвигу, при которых по всей заданной поверхности оползания возникает предельное состояние.

Смысл формулы (13.34) заключается в том, что она показывает, насколько должны понизиться прочностные характеристики грунта φ_d и c_d , чтобы произошло оползание откоса.

При расчетах устойчивости откосов по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения коэффициент запаса обычно представляют как отношение реактивных M_p или удерживающих M_y моментов к моментам активным M_a или сдвигающим M_c :

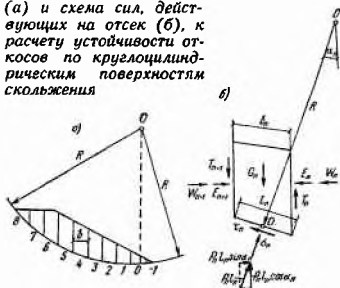
$$K = M_p / M_a; \quad (13.35)$$

$$K = M_y / M_c. \quad (13.36)$$

В формуле (13.36) в отличие от формулы (13.35) в число удерживающих сил включены помимо реактивных активные силы, которые препятствуют сдвигу. Коэффициенты запаса, подсчитанные по формулам (13.34) и (13.35), обычно совпадают, близкие результаты дает в большинстве случаев и выражение (13.36).

1. Расчеты устойчивости откосов по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения. Сдвигающийся грунт рассматривают как одно монолитное тело либо условно делят на несколько также твердых откосов (рис. 13.26).

Рис. 13.26. Общая схема (а) и схема сил, действующих на отсек (б), к расчету устойчивости откосов по круглоцилиндрической поверхности скольжения



Способы расчета без деления сдвигающегося грунта на отсеки пригодны только для откосов из однородных грунтов. Применительно к этому случаю Тейлором получено точное решение, которое обычно используют для оценки точности других расчетных способов. При проверке устойчивости откосов из однородных грунтов на равнопрочном основании, которые не подвергаются воздействию внешних (например, сейсмических) сил и гидродинамических сил фильтрационного потока, могут быть использованы специальные графики [125, 267].

Способы расчета с делением сдвигающегося грунта на отсеки имеют наибольшее применение, поскольку позволяют учесть неоднородность грунта и различные силы, действующие на откос (сейсмические, гидродинамические, давление воды верхнего и нижнего бьефа и пр.). Разработано несколько методов расчета устойчивости откосов по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения с делением сдвигающегося грунта на отсеки, которые в большинстве случаев дают примерно одинаковые результаты, близкие к точному решению Тейлора, и отличаются друг от друга способом определения нормальных напряжений, действующих по поверхности скольжения [125].

Проведем из точки O круглоцилиндрическую поверхность с радиусом R и разобьем ее на n отсеков шириной b . Ширину отсеков b обычно принимают равной $0,1 R$, причем разбивку на отсеки начинают с нулевого, середину которого располагают на вертикали, проходящей через точку O , а остальные отсеки нумеруют в порядке, показанном на рис. 13.26, а. При $b=0,1 R$ значения $\sin \alpha$ можно принимать равными одной десятой порядкового номера отсека с соответствующим знаком. На каждый отсек (рис. 13.26, б) в общем случае будут действовать следующие силы:

G — вес грунта отсека; E — силы взаимодействия между соседними отсеками, угол наклона к горизонту которых неизвестен и может изменяться от нуля, как показано на рисунке, до ρ , где ρ — угол сдвига; T — силы трения вдоль граней отсека; W — давление воды на грани отсека; p_l — давление воды на основание отсека; τ и σ — соответственно касательные и нормальные напряжения по поверхности скольжения.

Определив моменты активных и реактивных сил относительно точки O (давление воды W для простоты принимаем равным нулю) и имея в виду, что предельное значение реактивных касательных напряжений $\tau_{\text{пр}}$ подсчитывается по уравнению Кулона (13.33), в соответствии с формулой (13.35) можно записать

$$K = \frac{R \sum \tau_p \Delta l}{R \sum \tau_a \Delta l} = \frac{\sum c_n l_n \operatorname{tg} \varphi_n + \sum c_n l_n}{\sum G_n \sin \alpha_n}. \quad (13.37)$$

Нормальное напряжение σ_n в формуле (13.37) можно определить различными методами. Наибольшее распространение имеют методы Крея и Терцаги.

В соответствии с предложением Крея значение $\sigma_n l_n$ находят из условия равенства нулю суммы проекций всех сил на вертикальную ось при $W_n = W_{n+1} = 0$, $P_n = 0$ и $T_n = T_{n+1} = 0$:

$$G_n - \sigma_n l_n \cos \alpha_n - \tau_n l_n \sin \alpha_n = 0. \quad (13.38)$$

Определив из этого уравнения с учетом равенства (13.33) значение $\sigma_n l_n$ и подставив его в формулу (13.37), будем иметь

$$K = \frac{1}{\sum G_n \sin \alpha_n} \sum \frac{G_n + c_n l_n \cos \alpha_n \operatorname{ctg} \varphi_n}{\sin \alpha_n + \cos \alpha_n \operatorname{ctg} \varphi_n}. \quad (13.39)$$

Метод Крея достаточно точен. Он рекомендован межведомственной комиссией НТС Госстроя СССР [131] для расчетов устойчивости откосов из неоднородных грунтов. Однако расчеты по этому методу весьма сложны и трудоемки, кроме того, возникают серьезные затруднения при необходимости учета гидродинамических сил фильтрационного потока (что обычно представляет наибольший интерес).

По предложению Терцаги, значение $\sigma_n l_n$ определяют из уравнения равновесия проекций всех сил на нормальную к поверхности скольжения ось OO , при этом предполагается, что $T_n = T_{n+1} = 0$, $P_n = 0$, а силы W_n , W_{n+1} и E_n , E_{n+1} взаимно уравновешены:

$$G_n \cos \alpha_n - \sigma_n l_n = 0. \quad (13.40)$$

Представляя значение $\sigma_n l_n$ из этого уравнения в формулу (13.37), получим

$$K = \frac{\Sigma G_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi_n + \Sigma c_n l_n}{\Sigma G_n \sin \alpha_n}. \quad (13.41)$$

Метод Терцаги нашел широкое применение благодаря своей простоте, однако при расчетах пологих откосов с заложением $m > 2,5$ может давать значительную ошибку в сторону преуменьшения K (т.е. «в запас»), и в этих случаях его применять не следует.

Составив уравнение равновесия, аналогичное (13.40), но с учетом силы $p_n l_n$, и определив из него значение $\sigma_n l_n$, будем иметь

$$K = \frac{\Sigma (G_n \cos \alpha_n - p_n l_n) \operatorname{tg} \varphi_n + \Sigma c_n l_n}{\Sigma G_n \sin \alpha_n}. \quad (13.42)$$

Такой прием учета гидродинамических сил, основанный на расчетной схеме Терцаги, был использован А. А. Ничипоровичем [124] и получил широкое распространение. Следует иметь в виду, что по формуле (13.42) могут быть получены несколько заниженные значения K («в запас»), поскольку при учете гидродинамических сил как внешних, когда они вычитаются из нормальных напряжений по поверхности скольжения от веса грунта, насыщенного водой (ниже депрессионной кривой), возрастает момент активных сил и уменьшается момент реактивных сил. В то же время метод А. А. Ничипоровича прост, универсален и, что особенно важно, хорошо проверен на практике.

Предложены и другие приемы расчета устойчивости откосов по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения. В частности, метод весового давления, предложенный Р. Р. Чугаевым [268], основан на формальном совпадении результатов расчетов по нему и по точному методу Тейлора, для чего при откосах с заложением $m \geq 2 \dots 2,5$ сумму нормальных сил на поверхности скольжения принимают равной весу оползающего массива грунта, а при более крутых откосах — равной его проекции на нормаль к поверхности скольжения с поправочным коэффициентом 1,05.

Величину P_n , по методу А. А. Ничипоровича, в общем случае определяют как сумму сил взвешивания P_B , фильтрационного давления P_Φ и порового давления P_K . Возможные комбинации этих сил, которые могут встретиться при реальном проектировании, показаны на рис. 13.27. С учетом сил P_B , P_Φ , P_K , а также давления воды верхнего и нижнего бьефов W_{02} и W_{01} (рис. 13.28) уравнение (13.42) записывается в виде

$$K = \frac{\Sigma [G_n \cos \alpha_n - (P_B + P_\Phi + P_K)] \operatorname{tg} \varphi_n + \Sigma c_n l_n + W_{01} r_1 / R}{\Sigma G_n \sin \alpha_n + W_{02} r_2 / R}. \quad (13.43)$$

В формуле (13.43) собственный вес грунта в отсеках подсчитывают следующим образом.

Если отсек высотой z'_n целиком расположен вне зоны фильтрационного потока или грунтовых вод, его вес

$$G_n = z'_n b \gamma_{вл}, \quad (13.44)$$

где $b = l_n \cos \alpha_n$ — ширина отсека; $\gamma_{вл}$ — объемный вес влажного грунта.

Для отсеков, целиком расположенных ниже депрессионной кривой (на участках, где депрессионная кривая выходит на откос):

$$G_n = z_n' b \gamma_{\text{нас}}, \quad (13.45)$$

где $\gamma_{\text{нас}}$ — объемный вес грунта, насыщенного водой.

При наличии над отсеком слоя воды (рис. 13.29)

$$G_n = z_n' b \gamma_{\text{нас}} + H b \gamma_w, \quad (13.46)$$

где H — высота столба воды над отсеком; γ_w — объемный вес воды.

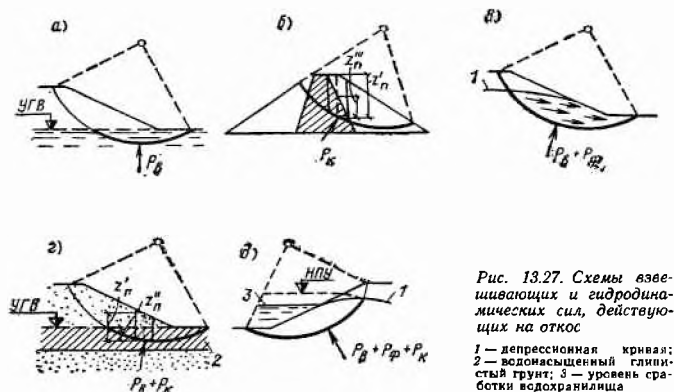


Рис. 13.27. Схемы взвешивающих и гидродинамических сил, действующих на откос

1 — депрессионная кривая; 2 — водонасыщенный глинистый грунт; 3 — уровень сработки водохранилища

Для отсеков, в пределах которых проходит депрессионная кривая (см. рис. 13.29);

$$G_n = (z_n' - z_n'') b \gamma_{\text{вл}} + z_n'' b \gamma_{\text{нас}}. \quad (13.47)$$

Если в пределах отсека находятся различные грунты, его вес подсчитывают с учетом объемного веса каждого грунта.

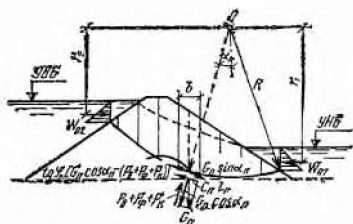


Рис. 13.28. Общая схема сил, действующих на оползающий массив грунта

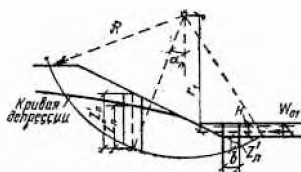


Рис. 13.29. Схема к учету веса отсеков, взвешивающих и гидродинамических сил

Сумму взвешивающей и фильтрационной сил (см. рис. 13.29 и схему на рис. 13.27, в) приблизительно (принимая, что пьезометрическая высота в центре отсека равна z_n'') подсчитывают по формуле

$$P_B + P_Ф = z_n'' \frac{b}{\cos \alpha_n} \gamma_w. \quad (13.48)$$

Поровое давление в связных грунтах определяют в ответственных случаях по решениям фильтрационной теории консолидации (см. гл. 14) или подсчитывают приближенно. В отсеках, целиком находящихся выше уровня воды (рис. 13.27, б):

$$P_k = z_n'' \frac{b}{\cos \alpha_n} \gamma_{вв} \alpha', \quad (13.49)$$

где α' — коэффициент порового давления.

При высоком стоянии уровня грунтовых вод (рис. 13.27, г)

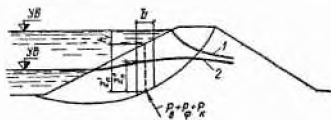
$$P_k = (z_{n1}' - z_n'') \frac{b}{\cos \alpha_n} \gamma_{вв} \alpha'. \quad (13.50)$$

В последнем случае силу P_n определяют по формуле

$$P_n = z_n'' \frac{b}{\cos \alpha_n} \gamma_{вв}. \quad (13.51)$$

Рис. 13.30. Схема к учету сил, действующих при быстрой сработке водохранилища

1, 2 — депрессионная кривая соответственно до и после сработки водохранилища



При быстрой сработке водохранилища (со скоростью более 0,3—0,5 м/сут) сумму сил P_n , P_ϕ , P_k (рис. 13.30 и схема на рис. 13.27, д) определяют, согласно предложению Бишопа, по зависимости

$$P_n + P_\phi + P_k = (z_n' + h_1 - h_1 \alpha') \frac{b}{\cos \alpha_n} \gamma_{вв}. \quad (13.52)$$

В этом случае при определении веса отсека грунт считают водонасыщенным, а вес столба воды над отсеком не учитывают.

Давление воды подсчитывают по формуле

$$W = \gamma_{вв} H^2/2, \quad (13.53)$$

где H — высота столба воды, действующей на оползающий массив грунта со стороны верхнего или нижнего бьефа.

2. Нахождение наиболее опасной поверхности скольжения. При практических расчетах требуется найти поверхность скольжения, которой соответствует минимальный коэффициент запаса устойчивости. В полной мере эта задача может быть решена при помощи ЭВМ, когда для откоса просчитывают десятки и даже сотни поверхностей скольжения. При проведении расчетов «вручную» наиболее опасную поверхность скольжения определяют, пользуясь различными приемами, позволяющими путем просчета нескольких поверхностей скольжения (обычно не более 6—10) найти значение K , которое приближенно принимается за минимальное (оно обычно достаточно близко к действительному минимуму). Приведем один из таких приемов.

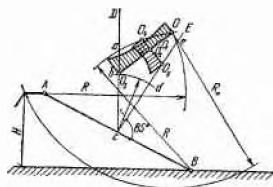


Рис. 13.31. Схема для определения центра наиболее опасной поверхности скольжения

По данным В. В. Аристовского [13], центр наиболее опасной поверхности скольжения располагается в пределах многоугольника *Oedba* (рис. 13.31), который строят следующим образом. Из середины откоса (точка *c* на рис. 13.31) проводят вертикаль *CD* и линию

cE под углом 85° к нему. Далее, из точек A и B как из центров проводят две дуги радиусом R до пересечения в точке O . Радиус R находят по формуле

$$R = (R_H + R_B)/2. \quad (13.54)$$

Величины R_H и R_B являются нижним и верхним значениями радиуса поверхности скольжения и определяются в долях от высоты плотины H по табл. 13.7.

Таблица 13.7

Заложение откоса m	R_H/H	R_B/H	Заложение откоса m	R_H/H	R_B/H
1	1,1	2,2	4	2,5	4,7
2	1,4	2,5	5	3,3	5,8
3	1,9	3,2	6	4,3	6,7

Проведя из точки c дугу радиусом $r = Oc/2$ до пересечения с линиями cD и cE , получают искомым многоугольник $Oedba$.

Чаще всего центры наиболее опасных поверхностей скольжения располагаются по линии bO , на которой в первую очередь и выбирают несколько центров (O, O_1, O_2 и т. д.). Вычислив для поверхностей скольжения с центрами в этих точках коэффициенты запаса устойчивости, для уточнения расчета через точку с минимальным значением K можно провести линию, перпендикулярную bO , на которой также наметить ряд центров (см. рис. 13.31) и подсчитать для соответствующих им поверхностей скольжения значения K . Таким образом определяется K_{\min} .

Следует иметь в виду, что при расчетах откосов из несвязных грунтов центр наиболее опасной поверхности скольжения располагается обычно вблизи от точки O , а при расчетах откосов из грунтов, обладающих сцеплением, он удаляется от нее. Наиболее опасная кривая скольжения в откосах из песчаного грунта на песчаном основании проходит через подошву откоса (точку B на рис. 13.31), а если в основании залегает глинистый грунт, может захватывать часть основания на глубину, обычно не превышающую H , считая от его поверхности.

В случае необходимости минимальное значение K_{\min} можно уточнить, задаваясь еще двумя-тремя значениями радиуса кривой скольжения R в пределах

$$(R_H + R_B)/2 < R < R_B \quad (13.55)$$

и

$$R_H < R < (R_H + R_B)/2. \quad (13.56)$$

В этом случае порядок нахождения K_{\min} при каждом значении R аналогичен описанному выше.

3. Расчеты устойчивости откосов по плоским или комбинированным поверхностям скольжения. Такие расчеты проводят главным образом в тех случаях, когда поверхность скольжения не может быть аппроксимирована круглоцилиндрической поверхностью (для экрана и защитного слоя, при наличии в основании или теле плотины прослоек либо зон грунта с пониженными характеристиками сопротивления сдвигу и пр.). В этих случаях можно использовать графический способ расчета, широко распространенный в зарубежной практике проектирования и обычно именуемый «видоизмененный шведский» [288]. Пользуясь этим способом, можно проводить расчеты устойчивости откосов по любой заданной поверхности скольжения, учитывая при этом любые силы, действующие на сооружение.

Удовлетворение условий статики осуществляется в предположении, что на боковые стороны каждого отсека действуют силы давления грунта, а сопротивление сдвигу по основанию всех отсеков выражается силой

$$S_d = \Sigma c_d + \Sigma (N - W) \operatorname{tg} \varphi_d, \quad (13.57)$$

где $c_d = c/K_d$ (здесь c — расчетное значение сцепления; K_d — принятый коэффициент запаса устойчивости); N — нормальная сила, действующая на основание отсека, когда массив находится в равновесии; W — равнодействующая гидродинамических сил и сил взвешивания; $\operatorname{tg} \varphi_d = \operatorname{tg} \varphi / K_d$ (здесь $\operatorname{tg} \varphi$ — расчетное значение коэффициента трения грунта).

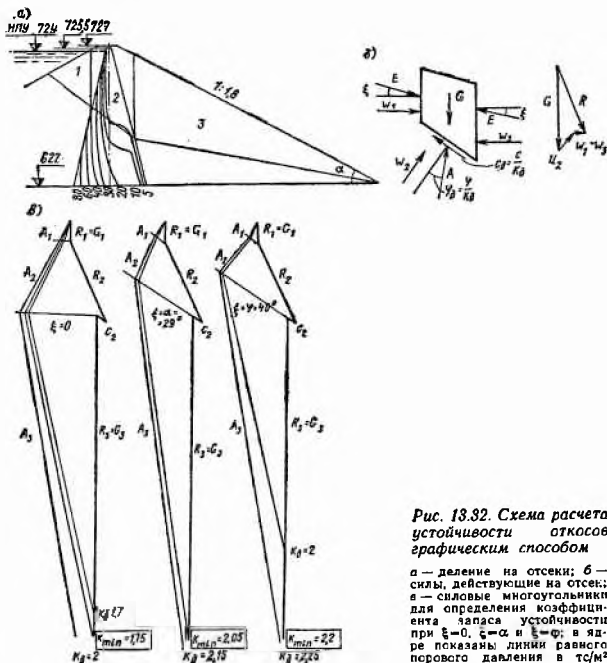


Рис. 13.32. Схема расчета устойчивости откосов графическим способом

а — деление на отсеки; б — силы, действующие на отсек; в — силовые многоугольники для определения коэффициента запаса устойчивости при $\xi=0$, $\xi=\alpha$ и $\xi=\varphi$; в ядре показаны линии равногосового давления в тс/м²

Порядок расчета следующий:

1) задаются поверхностью скольжения произвольного вида;
2) оползающий массив разбивают на отдельные отсеки произвольной ширины. Ширину отсеков выбирают так, чтобы их основание проходило в пределах одного материала (рис. 13.32, а). Криволинейные участки поверхности скольжения в основании отсеков (если они имеются) заменяют хордами, которые не должны сильно отличаться по длине от стягиваемых ими дуг;

3) для каждого отсека подсчитывают следующие силы (рис. 13.32, б): а) вес G , равный площади отсека, умноженной на соответствующий объемный вес; б) силы давления воды на грани и основание отсека W_1, W_2, W_3 , равные среднему давлению воды, умноженному на площадь действия;

4) для каждого отсека по известному весу и силам давления воды определяют результирующую силу R (в соответствующих случаях силу R можно определять с учетом сейсмических воздействий);

5) расчет заканчивают графическим построением. Задавшись коэффициентом запаса устойчивости K_d , определяют значения $c_d = c/K_d$ и $\varphi_d = \varphi/K_d$ и строят многоугольник сил для всех отсеков, начиная с любого конца. Если многоугольник сил не замкнется, принимают другое значение коэффициента запаса устойчивости и повторяют построение до тех пор, пока не будет достигнута замкнутость многоугольника сил.

Искомое значение коэффициента запаса устойчивости существенным образом зависит от принятого направления внутренних сил вза-

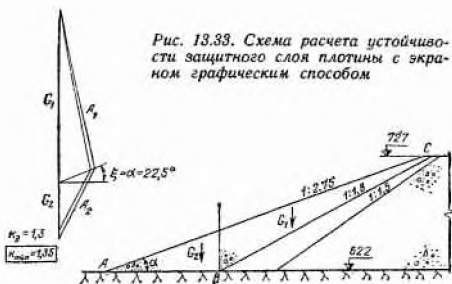


Рис. 13.33. Схема расчета устойчивости защитного слоя плотины с экраном графическим способом

имодействия между отсеками E , которое может изменяться в пределах $0 \leq \xi \leq \varphi$. Влияние принятого направления сил взаимодействия между отсеками на величину K иллюстрируется рис. 13.32, в. Обычно направление сил взаимодействия принимается постоянным, соответствующим среднему углу откоса плотины α . Сопоставительные расчеты показывают, что при $\xi = \alpha$ графический способ дает практически такие же результаты, как расчеты по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения [164].

Найденный графическим способом коэффициент запаса устойчивости гарантирует равенство нулю суммы вертикальных и горизонтальных внешних и внутренних сил.

На рис. 13.33 показан пример расчета графическим способом устойчивости защитного слоя плотины с экраном (поверхность скольжения ABC).

4. Учет сейсмических воздействий. Учет этих воздействий возможен с использованием статической или динамической теории. Использование динамической теории (см. § 37) регламентируется СНиП II-A. 12-69*. Однако, как отмечено в материалах межведомственной комиссии НТС Госстроя СССР [131], существующие динамические методы расчета сооружений основываются на анализе их работы в упругой стадии и не могут без существенных погрешностей использоваться при расчете земляных сооружений в предельном состоянии.

Сущность статического метода состоит в том, что в расчет вводится дополнительная инерционная сила, проходящая через центр тяжести оползающего массива грунта, а также инерционная сила от прилегающей к сооружению массы воды верхнего или нижнего бьефов. Направление этих сил принимается горизонтальным — в сторону возможного оползания грунта.

Расчетное значение сейсмической инерционной силы определяют по формуле

$$S = \alpha_c K_c G, \quad (13.58)$$

где α_c — коэффициент, зависящий от динамических характеристик сооружения и характера сейсмических воздействий, который может быть принят равным 1,5; K_c — коэффициент сейсмичности (см. гл. 8); G — вес оползающей массива грунта, подсчитываемый ниже депрессионной кривой с учетом насыщения водой.

Сейсмическая инерционная сила от прилегающей к сооружению массы воды

$$W_c = 0,5 K_c \gamma_v H^2, \quad (13.59)$$

где H — глубина воды около плотины.

Точка приложения силы W_c принимается на высоте $1/3 H$ от дна водохранилища.

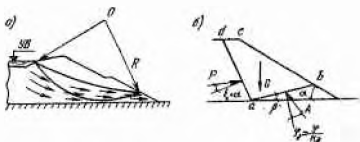


Рис. 13.34. Схемы к расчету устойчивости откосов намывных плотин

a — фильтрационный поток в теле плотины в период намыва; b — силы, действующие на боковую призму плотины с ядром

При расчетах устойчивости откосов по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения силы S и W_c включают в состав активных сил. Таким образом, формула (15.42) с учетом сейсмических сил запишется в виде

$$K = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - p_n l_n) \operatorname{tg} \varphi_n + \sum c_n l_n}{\sum G_n \sin \alpha_n + Sr/R + W_c r_c/R}, \quad (13.60)$$

где l и l_c — плечи сил соответственно S и W_c относительно центра поверхности скольжения.

5. Особенности расчетов устойчивости откосов намывных плотин.

При двусторонней схеме намыва в теле плотины возникает фильтрационный поток из прудка-отстойника (рис. 13.34, а). Это обстоятельство необходимо учитывать при расчетах устойчивости по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения. Значение фильтрационных сил можно определить, построив графическим способом гидродинамическую сетку.

При намыве плотин с ядром с высокой интенсивностью глинистый материал ядра не успевает консолидироваться, и его можно рассматривать как тяжелую жидкость, оказывающую на боковые призмы гидростатическое давление p . В этом случае проверяют возможность оползания боковых призм по плоским поверхностям, исходящим из точки a (рис. 13.34, б) под различными углами β . Расчет можно проводить графическим способом, рассматривая оползающий массив $abcd$ как один отсек. При этом предполагают, что грунт упорной призмы сухой, а его сцепление равно нулю. Угол отклонения силы P от нормали ξ может быть принят равным среднему углу откоса плотины $\xi = \alpha$.

§ 68. РАСЧЕТЫ ОСАДОК ПЛОТИН

Осадку земляной плотины складывается из осадки материала, образующего ее тело, и осадки ее основания.

Осадки прогнозируют с целью уточнения общего объема земляных работ при сооружении плотины, а также определения строитель-

ного подъема сооружения и неравномерности осадки различных его частей.

Подсчитывают осадки в характерных поперечных сечениях плотины по нескольким вертикалям, выбираемым в неоднородных плотинах в пределах различных элементов (например, ядра, призмы и т. д.).

Осадку основания прогнозируют в соответствии с рекомендациями гл. 9.

Осадка плотин из песчаных грунтов происходит в основном в период строительства. Деформации ползучести песчаных грунтов незначительны, поэтому эксплуатационная осадка сооружений из таких материалов в большинстве случаев пренебрежимо мала.

Продолжительность осадки элементов плотин из глинистых грунтов зависит главным образом от фильтрационных свойств грунта и возрастает с уменьшением коэффициента фильтрации k_f . При $k_f < < 4 \cdot 10^{-4}$ см/с осадку рассчитывают с учетом порового давления на основании фильтрационной теории консолидации грунтов (см. § 76).

Для определения осадки по любой расчетной вертикали за любой промежуток времени строительства и эксплуатации используют формулу (14.7).

Расчеты осадок с учетом фактора времени следует выполнять для плотин высотой более 40 м. Ориентировочно можно считать, что максимальная осадка гребня земляных плотин не превышает 1% их высоты.

ГЛАВА 14

ПЛОТИНЫ ИЗ КРУПНООБЛОМОЧНЫХ ГРУНТОВ*

§ 69. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Плотины из крупнообломочных грунтов относятся к наиболее экономичным типам водоподпорных сооружений. Основное тело таких плотин состоит из крупнообломочных грунтов, для устройства противофильтрационных элементов используют негрунтовые материалы (дерево, бетон, железобетон, асфальтобетон, металл, пластмассы) или глинистые грунты.

Крупнообломочными называют грунты естественного или искусственного происхождения с содержанием частиц крупнее 2 мм более 50% по массе. Крупнообломочные грунты естественного происхождения преимущественно представляют собой накопления глыбово-щебенного, дресвяного, валунно-галечного и гравелистого материала. Примерами крупнообломочного грунта искусственного происхождения могут служить горная масса из камня, образующаяся в результате взрыва, щебень, полученный путем искусственного дробления.

Небольшие плотины из гравелисто-галечных грунтов строились еще в XVI—XVII вв. Начиная с XIX в. был построен ряд каменнонабросных плотин. С 40-х гг. XX в. каменнонабросные плотины стали постепенно вытесняться каменно-земляными, и сейчас сравнительно редкое применение находят лишь каменнонабросные плотины с противофильтрационными устройствами из асфальтобетона и полимерных материалов. Каменно-земляные плотины получили в последнее время широкое распространение, особенно в горных районах, где они часто оказываются наиболее надежными и экономичными. Сначала на смену плотинам из каменной наброски пришли каменно-земляные плотины с массивными грунтовыми ядрами (Ватога, Андерсен-Ренч, Глобочи-

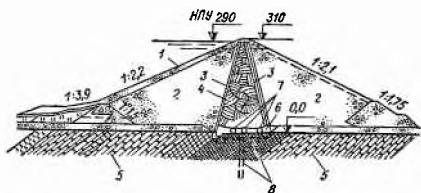
* Написано Н. Н. Розановым.

ца), массивными (Миборо, Трансглет) и тонкими (Браунли, Хирфанли, Кенни) экранами, а в 60-е гг. доминирующее положение заняли плотины с тонкими ядрами — наклонными (Фурнас, Орловилл, Колиманци) и вертикальными (Гешенеральп, Гепач, Инфернилло, Шимен и др.).

В СССР в настоящее время строится несколько высоких и сверхвысоких каменно-земляных плотин с тонкими ядрами (Сарганская на р. Терек высотой 120 м, Червакская на р. Чирчик высотой 167 м, Нурекская на р. Вахш высотой 300 м); намечено строительство целого ряда гидроузлов, имеющих в своем составе каменно-земляные плотины, в том числе высотой более 300 м. В качестве примера на рис. 14.1 показан поперечный профиль Нурекской плотины.

Рис. 14.1. Поперечный профиль Нурекской плотины

1 — крепление крупным камнем; 2 — отсыпка камня из известняка; 3 — слой обратного фильтра из песчано-гравелистого грунта; 4 — ядро из сулдинка; 5 — песчаники и алевролиты; 6 — бетонная пробка; 7 — цементационные потери; 8 — площадная цементация и цементационная завеса



Широкое распространение плотин рассматриваемого типа в последние годы объясняется следующими основными причинами:

1) стремлением сократить количество привозных материалов путем максимального использования местных ресурсов;

2) возможностью успешного строительства каменно-земляных плотин в самых тяжелых инженерно-геологических условиях, причем такие плотины можно строить не только на скальных основаниях, но и на аллювиальных отложениях;

3) достаточно надежной работой таких сооружений при сейсмических воздействиях. Опыт эксплуатации многих каменнонабросных и каменно-земляных плотин в Японии, США, Чили показывает, что при землетрясениях они не подвергаются серьезным повреждениям;

4) переходом на новые конструктивные формы и технологические решения, существенно упрощающие строительство и сокращающие его сроки. В этой связи в первую очередь необходимо отметить: а) стремление максимально использовать материалы из полезных выемок, а также грунты, которые раньше не применялись (выветрелый и слабopочный камень, полускальный грунт), для чего часто идут на зонирование материала в пределах профиля сооружения; б) разработку методов производства работ в неблагоприятных климатических условиях; в) разработку методов строительства, позволяющих в отдельных случаях осуществлять пропуск строительных расходов путем перелива через недостроенное сооружение;

5) совершенствованием конструкций и увеличением мощности механизмов, необходимых для производства трудоемких земельно-скальных работ, что практически полностью исключает ручной труд и позволяет существенно снизить единичные стоимости работ;

6) возросшим уровнем производства tunnelных работ, что дает возможность в достаточно короткие сроки строить сложные водосбросные сооружения, рассчитанные на расходы до нескольких десятков тысяч кубометров в секунду;

7) разработкой новых конструкций затворов, способных выдерживать напоры до 100—150 м, что позволяет при возведении высоких плотин уменьшить число ярусов туннелей, необходимых для пропуска

строительных расходов, и тем самым существенно сократить общую протяженность туннельных водосбросов и сроки их строительства.

Основной недостаток гидроузлов, имеющих в своем составе плотины рассматриваемого типа, — необходимость строительства водосбросных сооружений значительно большей протяженности, чем для гидроузлов с бетонными плотинами. При возведении высоких и сверхвысоких плотин часть туннельных водосбросов приходится строить только для пропуска строительных расходов, после чего их забивают бетонными пробками. Возможность использования строительных туннелей для пропуска паводковых расходов в период эксплуатации ограничивается напорами, которые способны выдержать современные затворы (до 100—150 м). Следует также иметь в виду, что стоимость плотин из крупнообломочных грунтов существенно возрастает, если при строительстве используются недостаточно мощные и высокопроизводительные механизмы для производства земельно-скальных работ.

Таким образом, наличие высоконапорных затворов и высокий уровень производства туннельных и земельно-скальных работ являются основными условиями, обеспечивающими экономичное строительство плотин из крупнообломочных грунтов.

§ 70. КЛАССИФИКАЦИЯ

В соответствии с СНиП II-53-73 различают плотины *каменнонабросные* с противофильтрационным устройством (*экран или диафрагма*) из негрунтовых материалов (рис. 14.2, а, б) и *каменно-земляные*, в которых противофильтрационное устройство (*экран или ядро*) выполнено из грунта (рис. 14.2, в—д). Ядро в каменно-земляных плотинах может быть *вертикальным* или *наклонным*.

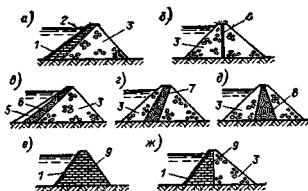


Рис. 14.2. Типы плотин из крупнообломочных грунтов

а — с негрунтовым экраном; б — с негрунтовой диафрагмой; в — с грунтовым экраном; г — с наклонным ядром; д — с вертикальным ядром; е — из сухой каменной кладки; ж — полунабросные; 1 — негрунтовый экран; 2 — подэкранный кладка; 3 — крупнообломочный грунт; 4 — диафрагма; 5 — защитная пригрузка; 6 — грунтовой экран; 7 — наклонное ядро; 8 — вертикальное ядро; 9 — сухая кладка

Следует иметь в виду, что хотя термин *каменнонабросные* плотины, по существу, характеризует сооружение лишь по способу возведения, в данном случае под ним условно понимают все плотины, включающие упорные призмы из крупнообломочных грунтов, независимо от способа их строительства (наброска камня с высоты либо отсыпка крупнообломочного грунта тонкими слоями с уплотнением механизмами). В связи с этим в технической литературе в последнее время часто используется термин *каменные* плотины.

У наклонного ядра в отличие от экрана угол наклона к горизонту нижней грани больше угла естественного откоса материала нижней упорной призмы, поэтому ядро и призму необходимо возводить одновременно. Наклон к горизонту экрана не превышает угла естественного откоса материала нижней призмы, и его можно возводить независимо от последней, с некоторым отставанием.

Экраны и ядра бывают *тонкие* и *массивные*. Тонкими считают такие, у которых толщина понизу (для экранов по нормали к верховой грани) меньше половины напора ($B \leq 0,5 H$).

По методам возведения различают два принципиально отличных типа плотин: а) *плотины, возводимые с искусственным уплотнением*; б) *плотины, возводимые без искусственного уплотнения*.

Плотины с искусственным уплотнением отсыпают тонкими слоями и затем уплотняют специальными механизмами с поливкой или без поливки водой либо возводят наброской камня с уплотнением водой из гидромониторов. Толщина слоя зависит от крупности отсыпаемого грунта (размер максимальной фракции не должен быть более $\frac{2}{3}$ толщины слоя), а также от типа и мощности уплотняющего механизма и обычно находится в пределах 0,5—2 м. Уплотнение щебенистых грунтов и камня существенно улучшается при дополнительной поливке их водой. Поливка водой гравелисто-галечных грунтов, как показывает, например, опыт строительства плотины Оровилл, дает значительно меньший эффект, однако при уплотнении их виброкатками в некоторых случаях может быть целесообразна. При уплотнении наброски водой из гидромониторов используют давление до 1 МПа (10 ат) при расходе 1—4 м³ воды на 1 м³ тела плотины. Наброску камня производят пионерным способом либо с эстакад, которые наращивают по мере возведения плотины. Наброску производят ярусами (толщиной до 10 м и даже более). Для наброски пригоден только прочный, крупный и достаточно однородный по размерам (во избежание расслоения при сбрасывании с высоты) камень. Высота сбрасывания камня колеблется от 6—8 до 25—45 м, и в каждом конкретном случае ее устанавливают опытным путем исходя из допустимого количества мелочи, которой образуется тем больше, чем выше высота сбрасывания.

Плотины без искусственного уплотнения возводят намывом (грунт, например гравелисто-галечный, подается на плотину в виде пульпы), при помощи взрыва на выброс, отсыпкой в воду (глинистые грунты противofильтрационных элементов), а также отсыпкой или наброской без специального уплотнения.

Сооружают также плотины из *сухой каменной кладки* (рис. 14.2, е, ж). Такую плотину целиком или только ее верхнюю часть возводят из камня, который укладывают насухо (без применения вяжущего) более или менее правильными рядами с перевязкой швов. Если из каменной кладки состоит только верхняя часть плотины, низовую призму возводят наброской камня. Плотины такого типа называют полунабросными (см. рис. 14.2, ж). В качестве противofильтрационного устройства в плотинах, целиком или частично состоящих из сухой каменной кладки, предусматривают негрунтовые экраны, поскольку ввиду незначительных осадок таких плотин возможно применение сравнительно дешевых и простых монолитных конструкций экранов. Плотины из сухой кладки имеют наиболее экономичный профиль (см. далее табл. 14.1), однако при их возведении широкая механизация работ затруднительна и требуется большое количество ручного труда, поэтому стоимость плотин такого типа весьма высока, и в настоящее время их практически не строят.

Иногда плотины подразделяют еще по противofильтрационным устройствам в основании (см. § 75) и по высоте. По высоте плотины целесообразно делить на *низкие* — с напором менее 20 м, *средней высоты* — с напором 20—70 м, *высокие* — с напором 70—120 м и *сверхвысокие* — с напором более 120 м.

§ 71. КРУПНООБЛОМОЧНЫЕ ГРУНТЫ, ИСПОЛЬЗУЕМЫЕ ДЛЯ ВОЗВЕДЕНИЯ ПЛОТИН

Требования к крупнообломочным грунтам определяются их положением в поперечном профиле плотины и типом плотины.

Наиболее высокие требования предъявляют к камню, предназначенному для сухой кладки. Такой камень должен быть достаточно прочным и иметь более или менее правильную, постелистую форму. Пористость каменной кладки не должна превышать 20—25%. Желательно, чтобы соотношение ширины к толщине было не менее двух, а длины к толщине не более трех-четырёх.

Для наброски также используют достаточно прочный материал. Лучшим считают рваный камень с соотношением максимального и минимального размеров не более трех-четырёх. Гораздо реже используют для наброски окатанный материал — валуны, булыжник. Максимальная крупность материала для наброски ограничивается вместимостью ковша экскаватора, работающего на погрузке в карьере. Зерновой состав должен быть достаточно однородным, чтобы не происходило расслоения материала при сбрасывании его с высоты. В то же время для достижения максимальной плотности укладки и минимальных эксплуатационных деформаций зерновой состав должен обеспечивать минимальную пористость. Зерновой состав карьерного камня зависит главным образом от прочности и естественной трещиноватости породы, но в известной мере его можно регулировать подбором способа взрывания.

В последние годы от наброски камня почти полностью отказались и перешли на отсыпку его тонкими слоями с искусственным уплотнением. Это дает возможность использовать крупнообломочные грунты самого разнообразного зернового состава и качества, избегая расслоения материала по высоте. Переход на отсыпку с последующим уплотнением различными механизмами (вибро- и пневмокатками, тяжелыми тракторами, проходящим транспортом) позволяет также уменьшить деформации и повысить прочностные свойства крупнообломочных грунтов, т.е. уменьшать объем насыпи путем обжатия профиля, выполнять ее в суровых климатических условиях, когда поливка водой недопустима, и пр.

При соответствующем уплотнении и расположении в поперечном профиле плотины для строительства может быть использован практически любой крупнообломочный материал. Имеются примеры использования для возведения плотин слабopочных песчаников, сланцев, алевритов, аргиллитов (плотины Локварка, Колиманци, Тиквеш, Изобильненская). Широко применяются для строительства ответственных сооружений крупнообломочные грунты естественного происхождения (плотины Оровилл, Серр-Понсон, Шимен, Гешенеральп, Маттмарк, Ортокойская, Сионская, Иркутская, Нурекская).

Для крепления откосов плотин можно использовать только те крупнообломочные материалы, которые по своей крупности, прочности и морозостойкости удовлетворяют требованиям действующих нормативных документов.

§ 72. ВЫБОР ТИПА ПЛОТИНЫ

Тип плотины выбирают исходя из инженерно-геологических, гидрогеологических и климатических условий, наличия вблизи створа тех или иных строительных материалов, имеющейся строительной техники, назначения сооружения и пр. При сопоставлении различных вариантов необходимо учитывать следующее:

1) на скальном основании практически можно возводить плотины всех типов без исключения;

2) при нескальном основании (гравелисто-галечные, песчаные, моренные, плотные глинистые и суглинистые грунты) предпочтение следует отдавать каменно-земляным плотинам, при этом нужно иметь в виду, что неравномерные осадки основания могут привести к образованию трещин в противофильтрационных элементах;

3) при сильнодеформируемом основании следует отдавать предпочтение плотинам с ядрами и избегать применения плотин с грунтовыми экранами и тем более с негрунтовыми противодиффузионными устройствами, поскольку последние гораздо чувствительнее к неравномерным осадкам;

4) наличие тех или иных материалов в близлежащих карьерах и возможность максимального использования материалов из полезных выемок;

5) при неблагоприятных климатических условиях — большое количество атмосферных осадков, суровая зима — водонепроницаемые элементы из глинистых грунтов следует делать минимального объема;

6) конструкции противодиффузионных элементов из негрунтовых материалов целесообразно рассматривать лишь в том случае, если на месте строительства отсутствуют пригодные для их устройства грунтовые материалы.

При выборе варианта плотины с экраном или ядром необходимо учитывать следующее:

1) упорную призму плотины с экраном можно возводить с опережением независимо от экрана;

2) упорную призму плотины с экраном, особенно при устройстве ее из камня, можно использовать для пропуска паводка в процессе строительства (частью в виде диффузионного расхода, частью с переливом воды через гребень);

3) при устройстве экрана сооружение можно возводить и вводить в эксплуатацию очередями при частично наполненном водохранилище с выполнением минимального объема работ по отсыпке грунта;

4) при недостаточно высоких прочностных характеристиках грунта, предназначенного для противодиффузионного элемента, предпочтение следует отдавать плотине с ядром;

5) плотины с ядром при прочих равных условиях более экономичны, т. е. при одинаковом коэффициенте запаса устойчивости имеют меньший объем;

6) в плотинах с ядром проще обеспечить сопряжение противодиффузионного устройства с берегами и бетонными сооружениями;

7) ядро менее чувствительно к неравномерным осадкам, чем экран;

8) плотины с наклонным ядром благодаря меньшему поровому давлению в нем по сравнению с вертикальным могут иметь несколько более крутой низовой откос, однако при наклонном ядре осложняется производство работ в части сопряжения с берегами, устройства переходных зон и пр.

§ 73. ОЧЕРТАНИЕ ПРОФИЛЯ ПЛОТИНЫ

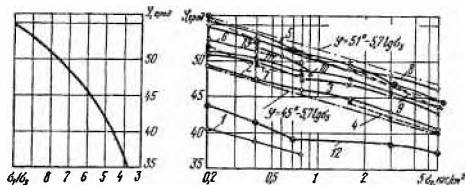
Ширину гребня плотины, его превышение над НПУ, расположение и параметры бERM определяют из тех же соображений, что и для земляных плотин (см. гл. 13). На ряде современных плотин значительной высоты (Шимен, Миборо, Саммерсвилл) устройство бERM не было предусмотрено.

Заложения верхового и низового откосов плотины определяют на основании расчетов их устойчивости в зависимости от характеристик грунтов основания и тела плотины. Прочностной характеристикой крупнообломочных грунтов является угол внутреннего трения, который нельзя отождествлять с углом естественного откоса. Угол внутреннего трения зависит от плотности материала, его зернового состава, прочности отдельных частиц, их формы и шероховатости и, что особенно важно, при прочих равных условиях от действующих напряжений. В связи с этим необходимо иметь в виду, что представление об угле внутреннего трения как о постоянной для данного материала величине при

проектировании плотин значительной высоты является весьма грубым приближением, которое может привести к неоправданно большим запасам. Как показывают результаты экспериментальных исследований некоторых разновидностей крупнообломочных грунтов, проведенных во ВНИИ ВОДГЕО, угол внутреннего трения изменяется в зависимости от значения горизонтальных напряжений σ_3 (рис. 14.3). Связь угла внутреннего трения φ с вертикальными напряжениями σ_1 может быть установлена с помощью вспомогательного графика $\varphi = f(\sigma_1/\sigma_3)$, построенного на рис. 14.3 в соответствии с гипотезой прочности Мора.

Для предварительного назначения заложений откосов плотин можно использовать аналоги, в качестве которых следует выбирать современ-

Рис. 14.3. Влияние напряжений на значение угла внутреннего трения крупнообломочных грунтов



1, 2, 3, 4 — граниты с $\gamma_{ск}$ равным соответственно 1,57; 1,72; 1,75 и 1,9 т/м³ (последний при насыщении водой); 5 — мраморизованный известняк с $\gamma_{ск} = 1,85$ т/м³; 6 — смесь песка (70% по массе) и алевролита (30% по массе) с $\gamma_{ск} = 1,8$ т/м³; 7 — то же, после замочки водой в течение 96 ч; 8, 9, 10 — гравелисто-галечные грунты с $\gamma_{ск}$ равным соответственно 1,9, 1,9 при насыщении водой, 2,1 т/м³; 11 — галечник с $\gamma_{ск} = 1,83$ т/м³; 12, 13 — порфиры с $\gamma_{ск}$ равным соответственно 1,23 и 1,57 т/м³

ные плотины с заложениями откосов, достаточно подробно обоснованными расчетами.

Для плотин различных типов на достаточно прочных основаниях заложения верхового m_1 и низового m_2 откосов можно ориентировочно принимать по табл. 14.1.

Таблица 14.1

Тип плотин	m_1	m_2
Из сухой каменной кладки	0,5—0,7	0,6—1
Каменнонабросные	1,2—1,3	1,3—1,4
Каменно-земляные с ядром	1,5—2	1,3—2
Гравийно (щебенисто)-земляные с ядром	2—2,5	2—2,5
Каменно-земляные с экраном	2—3	1,3—2
Гравийно (щебенисто)-земляные с экраном	2,5—3,5	2—3

Данные табл. 14.1 относятся к средним по высоте заложениям. В реальных сооружениях заложение откоса часто изменяют по высоте, делая откос более крутым у гребня и несколько более пологим у подошвы.

§ 74. ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННЫЕ УСТРОЙСТВА В ТЕЛЕ ПЛОТИНЫ

Противофильтрационные устройства в теле плотин должны быть достаточно прочными, гибкими, долговечными и экономичными. Конструктивно они представляют собой либо экраны, расположенные под защитным слоем или непосредственно на верховом откосе, либо диафрагмы или ядра, расположенные в центральной части плотины вертикально или с некоторым наклоном в сторону нижнего бьефа.

Чаще всего для создания противофильтрационных устройств используют связные грунты. Из негрунтовых материалов раньше в основном использовали бетон, затем стали применять асфальтобетон, а в последнее время сделаны попытки использовать пластмассы, что весьма перспективно. Дерево и металл применяют очень редко.

1. Противофильтрационные устройства из негрунтовых материалов.

В большинстве случаев из негрунтовых материалов устраивают экраны. Раньше в набросных плотинах под экранами предусматривали специальную кладку из постелистых камней, уложенных с перевязкой швов и расщебенкой значительных пустот; поверхность кладки выравнивалась бетонной стяжкой. Толщина подэкрановой кладки поверху

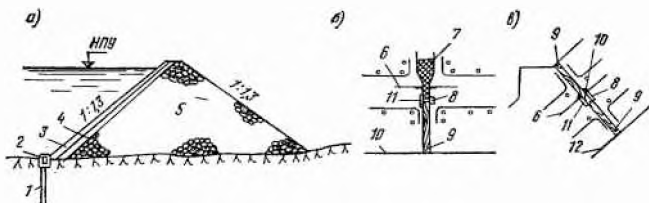


Рис. 14.4. Плотина Парадела с полужестким железобетонным экраном

а — поперечный разрез; б, в — конструкции соответственно вертикального температурного и горизонтального сдвигового швов; 1 — цементационная завеса; 2 — бетонный зуб с цементационной галереей; 3 — железобетонный экран толщиной 0,3—1,1 м; 4 — сухая кладка толщиной 3—6 м; 5 — каменная наброска; 6 — медный лист; 7 — литая резина в угловых швах; 8 — пробка; 9 — дерево; 10 — мастика; 11 — асфальт; 12 — поверхность, покрытая битумом

принималась не менее 1,5—2 м и книзу утолщалась до 5—8% высоты плотины. В последнее время, особенно в сейсмических районах, экран плотин, возводимых наброской, обычно укладывают на подготовку из щебня или гравия с выравнивающим слоем бетона (плотины Монтомери, Уртоакойская).

Бетонные и железобетонные экраны бывают трех типов: жесткие, полужесткие и гибкие. Процент армирования бетона достигает 0,5—1.

Жесткие экраны разрезают только температурными швами (вертикальными); их можно устраивать лишь в тех случаях, когда деформации плотины незначительны (расположенные на скальном основании плотины из сухой каменной кладки, полунабросные и набросные небольшой высоты с подэкрановой кладкой).

Полужесткие скользящие экраны (рис. 14.4) делят вертикальными и горизонтальными температурно-деформационными швами через 4—15 м на секции. Такие экраны укладывают на выравнивающий слой бетона, обмазанный битумом, что дает возможность экрану деформироваться независимо от основного тела плотины. Экраны этого типа находят применение в набросных плотинах; при их выполнении особое внимание должно быть уделено устройству хорошо подвижных швов шириной до 25 мм и шарнирного соединения с зубом в основании.

Гибкие экраны представляют собой железобетонные плиты длиной до 10 м, уложенные в несколько слоев с перевязкой швов. Между плитами укладывают битум. Такие экраны могут воспринимать без повреждений значительные деформации тела плотины и сейсмические воздействия. Гибкие железобетонные экраны были построены на плотинах Коготи, Когсвил, Сан-Габриэл № 2, однако ввиду сложности изготовления и значительной стоимости в последнее время их не применяют.

Толщина железобетонного экрана в верхней части составляет обычно 20—30 см, а к основанию увеличивается и достигает 1% высоты плотины.

Расстояние между вертикальными температурными швами железобетонных экранов обычно принимают в пределах 12—18 м, а между горизонтальными осадочными швами назначают переменным — от 12—20 м в верхней части до 3—6 м у основания.

Асфальтобетонные экраны обладают по сравнению с железобетонными рядом преимуществ (меньшая стоимость, возможность комплексной механизации работ по строительству, гибкость, простота ремонта). Такие экраны достаточно надежны в эксплуатации, но подвержены старению, что ведет к потере ими гибкости. Причинами старения асфальтобетона являются испарение из него масел, окисление под воздействием кислорода и полимеризация под влиянием солнечных лучей. Однако процесс его старения протекает достаточно медленно, и за это время обычно затухают все возможные деформации тела плотны, на которое опирается экран.

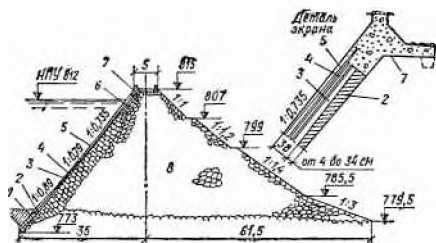


Рис. 14.5. Плотина Радойна с асфальтобетонным экраном

1 — зуб; 2 — выравнивающий слой из бетона; 3 — пористый бетон; 4 — два слоя асфальтобетона; 5 — предохранительный слой из армированного бетона; 6 — сухая подкрановая кладка; 7 — волноотбойная стенка; 8 — каменная наброска

Асфальтобетонные экраны обычно состоят из нескольких слоев толщиной не менее 4—6 см.

В большинстве случаев защита внешней стороны экрана не предусматривается (плотины Бонни, Монтомгери, Хенне, Риверес, Салаж). При строительстве в районах с жарким климатом обычно устраивают внешнее покрытие из железобетонных плит толщиной 8—15 см или из армированного бетона (плотины Гриб, Радойна). При отсутствии защитного покрытия для замедления процесса старения асфальтобетона целесообразно покрывать поверхность экрана светлыми красками.

Пример плотины с асфальтобетонным экраном показан на рис. 14.5.

Стальные экраны абсолютно водонепроницаемы, обладают большой гибкостью, хорошо приспособляются к деформациям тела плотины и могут быть сооружены в короткий срок, но весьма дороги. Для устройства таких экранов применяют стальные листы толщиной 6—12 мм по возможности максимальных размеров. Экран укладывают на специальные рамы или на бетонную подготовку. Для предохранения от коррозии поверхность экрана покрывают защитными эмульсиями или красками (есть опыт успешной эксплуатации таких экранов более 70 лет — плотины Эш-Форк, Скэгуей) либо применяют нержавеющую сталь (такой экран толщиной 8 мм сооружен на Храмовской плотине в СССР в 1935 г.).

Деревянные экраны обычно выполняют из двух слоев досок толщиной 5—7,5 см на подготовке из бетона и гидроизоляции. Между слоями досок укладывают рулонный гидроизоляционный материал.

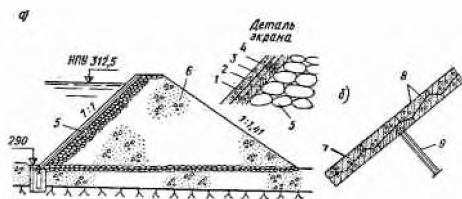
Деревянные экраны достаточно водонепроницаемы и гибки, дешевы, но недолговечны, особенно в пределах колебания уровня верхнего бьефа, поэтому их можно использовать лишь в качестве временного противодиффузионного элемента (пример — плотины Когсвил, Храмовская) либо на плотинах небольшой высоты при незначительных колебаниях уровня верхнего бьефа.

В СССР с деревянным экраном построена Широковская полунабросная плотина высотой 40 м на р. Косье (1948 г.).

Экраны из пластмасс. В противофильтрационных элементах используют главным образом мягкие пластики в виде листов или пленок из полиэтилена, поливинилхлорида, полиизобутилена с добавками различных стабилизаторов (например, 2—3% сажи) для замедления процессов старения. Мягкие пластики не только водонепроницаемы, но и достаточно прочны, эластичны, устойчивы против коррозии, дешевы.

При устройстве экранов из пластмасс необходимо предусматривать их защиту от механических повреждений и воздействия солнечных лучей. Для этого пленочный или листовый материал укладывают либо между двумя рядами бетонных или железобетонных плит (рис. 14.6),

Рис. 14.6. Плотина Контрада-Сабетта (Италия) (а) и конструкция экрана из поливинилхлоридной пленки опытной плотины Добчина (ЧССР, 1960 г.) (б)



1 — бетонные плиты 2×2×0,2 м; 2 — листы оппанола толщиной 2 мм, покрытые сверху слоем битуминизированного картона; 3 — пористый бетон толщиной 0,1 м; 4 — железобетонные плиты 7×7×0,25 м; 5 — сухая кладка; 6 — каменная наброска; 7 — пленка из поливинилхлорида толщиной 1,1 мм; 8 — сборные волнистые железобетонные плиты; 9 — анкерный болт

либо между грунтовой подэкрановой подготовкой и защитным слоем грунта. В последнем случае во избежание повреждения пленки на контакте с ней с обеих сторон необходим слой достаточно разнородного материала (с коэффициентом неоднородности не менее 20 и максимальной крупностью фракций не более 6 мм) толщиной 0,3—0,5 м. Для предотвращения повреждения пленки грызунами и корнями растений грунт защитного слоя, как правило, подвергают специальной обработке.

Экраны из пластмасс весьма перспективны. В настоящее время первоочередной задачей является проверка их надежности в условиях знакопеременного температурного режима и в суровых климатических условиях Крайнего Севера.

Можно назвать ряд находящихся в эксплуатации уже несколько лет плотин, в противофильтрационных устройствах которых использованы мягкие пластики (Контрада-Сабетта, Добчина). При реконструкции плотины Мишен (Канада) высотой 61 м поверх сильно поврежденного грунтового экрана была уложена поливинилхлоридная пленка толщиной 0,76 мм. Поверхность пленки была защищена последовательно уложенными слоями глины, песка и камня общей толщиной до 2 м. Опыт применения полимерных пленок имеется и в СССР (экранирование чаши Тортгульского водохранилища, дамба на строительстве Токтогульской ГЭС, опытная земляная плотина на р. Кара-Су).

Диафрагмы из негрунтовых материалов имеют ограниченное применение.

Бетонные и железобетонные диафрагмы в настоящее время не устраивают, поскольку опыт их эксплуатации на некоторых плотинах (Ашокан и Ванейк в США, Сызранская в СССР) показал, что практически очень трудно избежать появления в них деформационных трещин. К тому же при возведении плотин с железобетонными диафрагмами сильно осложняется производство работ по возведению упорных призм.

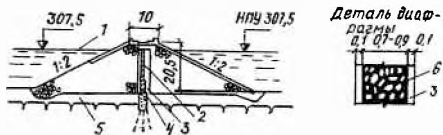
Сейчас находят применение, главным образом в ФРГ, лишь *диафрагмы из асфальтобетона*. Такая диафрагма осуществлена, в частности, на плотине Дюн-Валлей высотой 35 м, построенной в 1963 г. Диафрагма имеет толщину от 0,5 до 0,7 м. В 1964 г. также в ФРГ построена плотина Эйххаген высотой 20,5 м с асфальтобетонной диафрагмой толщиной 0,7—0,9 м; при строительстве в асфальтобетон при помощи вибратора втапливался заполнитель из камня крупностью до 300 мм (рис. 14.7).

Обычно толщина диафрагмы составляет 2—3% высоты сооружения, но не менее 0,5 м.

2. Противофильтрационные устройства из грунтовых материалов. Для создания грунтовых противофильтрационных устройств используют различные делювиальные и пролювиальные моренные отложения, состоящие из жесткого скелета и мелкозернистого заполнителя, грунты, не имеющие скелета: супеси, суглинки, а в отдельных случаях глины,

Рис. 14.7. Плотина Эйххаген с асфальтобетонной диафрагмой

1 — уровень подпора от вспомогательной плотины; 2 — асфальтобетонная диафрагма; 3 — зона распространения асфальта в насыль при его уплотнении; 4 — слой битумной мастики; 5 — аллювий; 6 — асфальтобетон со втопленным заполнителем



и в виде исключения песчано-гравелистые грунты (плотина Даллес). Используемые грунты должны быть достаточно водонепроницаемы, легко поддаваться разработке в карьере и уплотнению в сооружении; желательно, чтобы по деформативным характеристикам они не сильно отличались от крупнообломочных грунтов, составляющих основное тело сооружения. При отсутствии материала, удовлетворяющего этим требованиям, иногда экономически оправданно улучшение фильтрационных или деформативных свойств карьерного грунта путем добавления в него отдельных составляющих либо удаления крупных фракций. В зависимости от преследуемых целей в качестве добавок используют различные материалы: бентонит (ядро плотины Гепач), щебенистые смеси (плотина Миборо). Весьма хорошим, но дорогим материалом является глинобетон—смесь глинистого грунта и крупнозернистого материала. Основное достоинство глинобетона заключается в возможности путем подбора его состава регулировать в известной степени его деформативные свойства для приближения их к деформативным показателям материала упорных призм. Глинобетон применяли при строительстве плотин Зильвенштейн, Гешенеральп.

При назначении толщины грунтовых ядер и экранов учитывают экономические соображения и климатические условия, принимая ее обычно такой, чтобы градиент фильтрационного потока J находился в пределах двух — шести.

Грунт укладывают в противофильтрационные устройства послойно при влажности, близкой к оптимальной, и уплотняют различными механизмами, чаще всего пневмокатками; в некоторых случаях грунт отсыпают в воду. От плотности и влажности, с которыми уложен грунт, зависят его фильтрационные и прочностные свойства, а также поровое давление и деформации в строительный и эксплуатационный периоды.

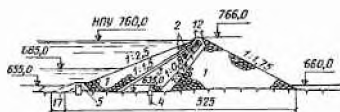
В гребневой части экранов и особенно ядер под влиянием различных причин (неравномерные осадки, горизонтальные перемещения при колебании уровня верхнего бьефа, сейсмические воздействия) могут образовываться поперечные, продольные и горизонтальные трещины. Опас-

ность образования трещин увеличивается в створах с крутыми, ломаного очертания бортами при значительной высоте плотин. Фильтрация по образовавшимся трещинам с выносом частиц грунта может привести к катастрофическим последствиям, поэтому необходимо предусматривать мероприятия, снижающие возможность возникновения трещин и исключаящие вредные последствия фильтрации при их возникновении.

Для уменьшения возможности трещинообразования противофильтрационные элементы часто устраивают криволинейными в плане с выпук-

Рис. 14.8. Плотина Миборо с грунтовыми экраном

- 1 — каменная наброска из гранита; 2 — фильтры из песчано-гравелистого грунта; 3 — экран из суглинков; 4 — цементационная завеса; 5 — верховая перемычка

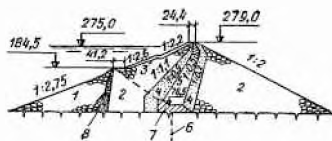


лостью в сторону верхнего бьефа; в верхней части противофильтрационных элементов целесообразно укладывать более пластичный грунт с влажностью выше оптимальной, желательнее также предусматривать медленное наполнение водохранилища.

Для предотвращения возможности фильтрационных деформаций грунтовых ядер и экранов между ними и упорными призмами, как правило, необходимо устраивать обратные фильтры. Обратные фильтры

Рис. 14.9. Плотина Оровилл с тонким наклонным грунтовым ядром

- 1 — верховая перемычка; 2 — гравелисто-галечный материал крупностью до 250 мм; 3 — крепление откоса толщиной 0,9 м из крупного камня; 4 — переходная зона из песчано-гравелистого материала; 5 — ядро плотины из глинистого грунта с крупнозернистыми включениями; 6 — цементационная завеса; 7 — бетонный массив; 8 — ядро перемычки



укладывают как с верховой (один-два слоя), так и с низовой (до трех слоев) стороны грунтовых ядер и экранов. Толщину каждого слоя по условиям производства работ обычно принимают не менее 3 м. Зерновой состав обратных фильтров подбирают в соответствии с требованиями, изложенными в § 76.

Иногда противофильтрационный элемент сопрягают с упорными призмами мощным слоем промежуточного по крупности грунта — переходной зоной.

Примеры современных каменно-земляных плотин с различными типами противофильтрационных устройств показаны на рис. 14.1, 14.8 и 14.9.

§ 75. ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННЫЕ УСТРОЙСТВА В ОСНОВАНИИ

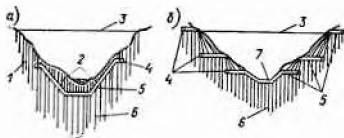
Противофильтрационные устройства в основании плотин из крупнообломочных грунтов выполняют с целью уменьшения фильтрационного расхода, предотвращения фильтрационных деформаций грунтов основания, снижения депрессионной кривой при обходной фильтрации, а также ликвидации дефектов основания, оставшихся незамеченными в процессе инженерно-геологических изысканий.

Конструкция противофильтрационного устройства в основании определяется типом противофильтрационного устройства в теле плотины и геологическими условиями.

1. Конструкция противофильтрационного устройства в основании при выходе коренных пород на поверхность либо при незначительном слое наносных отложений. В этом случае для сопряжения противофильтрационного устройства в теле плотины с малопроницаемым скальным основанием либо нескальным, если его водопроницаемость не превышает водопроницаемости противофильтрационного устройства в теле плотины, удаляют слой растительного грунта и наносных отложений и заглубляют это устройство в коренные породы.

Поверхность прочной скалы, сопрягающейся с противофильтрационным устройством как в русловой части, так и в береговых примыканиях, покрывают слоем торкрета или обмазывают битумом; отдельные трещи-

Рис. 14.10. Схемы устройства инъекционных завес в основании плотины



а — инъектирование с поверхности земли и из штолен в направлении сверху вниз и снизу вверх; *б* — инъектирование из штолен и галерей сверху вниз; *1* — скважины, пройденные с поверхности; *2* — скважины, пройденные снизу вверх; *3* — гребень плотины; *4* — подходные штольни; *5* — рабочие штольни; *6* — скважины, пройденные сверху вниз; *7* — галерея

ны заделывают цементным раствором. В контактной зоне грунтовых противофильтрационных устройств предусматривают тщательную укладку и уплотнение достаточно пластичного, несущего грунта.

При трещиноватом скальном основании в качестве противофильтрационных мероприятий обычно применяют цементацию (укрепительную и глубинную) и гораздо реже глинизацию или битумизацию (см. главы 2 и 3). Укрепительную цементацию осуществляют по контакту противофильтрационного устройства в теле плотины с основанием под небольшим давлением [до 0,2—0,3 МПа (2—3 ат)] на глубину до 10 м с поверхности бетонного зуба плотины, из цементационных галерей или штолен либо с поверхности котлована грунтового экрана или ядра, предварительно покрываемой торкретом или бетонной подготовкой. Глубинную цементацию, так же как и укрепительную, можно осуществлять с поверхности котлована (см. рис. 14.9) либо из специальных галерей или штолен (рис. 14.1, 14.4, 14.10). Последние обычно используют также для устройства за инъекционной завесой дренажных скважин, которые создают более благоприятные условия работы сооружения и позволяют контролировать работу цементационной завесы; в случае необходимости из штолен или галерей может быть проведена повторная цементация.

Цементационные галереи выполняют в основном в плотинах с железобетонными экранами; их располагают в уширенном для этой цели бетонном зубе (например, плотина Парадела, рис. 14.4). В плотинах с грунтовыми противофильтрационными элементами предпочтительнее устраивать не поверхностные галереи, а заглубленные в основание штольни (рис. 14.10, *а*) (плотины Серр-Понсон, Гешенеральп, Гепач), что позволяет проводить цементацию и укладку грунта ядра или экрана независимо друг от друга.

2. Конструкция противофильтрационного устройства в основании при расположении коренных пород под толщей наносных отложений на практически достигаемой глубине. При сравнительно незначительной мощности наносных отложений (до 10—20 м) их обычно пересекают

зубом, устраиваемым в открытом котловане с водопонижением. Зуб может быть выполнен из бетона либо из грунтовых материалов. Бегонный зуб особенно целесообразен при противофильтрационных элементах в теле плотины из негрунтовых материалов (см. рис. 14.6, 14.7), но иногда его выполняют и в сочетании с грунтовыми ядрами. Если наносные отложения подстилаются трещиноватой скалой, иногда сочетают устройство зуба с инъекционной завесой (см. рис. 14.7).

При большей мощности проницаемой толщи ее пересекают инъекционной завесой либо диафрагмой, выполняемой в виде буробетонной стенки (см. гл. 2) (плотины Ереванская, Чурубай-Нуринская) или траншеи, разрабатываемой под защитой суспензий из бентонита или жирных глин и затем заполняемой водонепроницаемым материалом (Сионская плотина). На Сионской плотине таким образом была пройдена в валунно-галечных грунтах траншея шириной 60 см, длиной 170 м и глубиной до 26 м. После проходки траншея была заполнена бетоном. В некоторых случаях применяют металлический шпунт.

3. Конструкция противофильтрационного устройства в основании при расположении коренных пород на практически недосыгаемой глубине. В этом случае в основании плотины чаще всего устраивают висячую инъекционную завесу (см. гл. 2). Инъекцию можно производить с поверхности возведенного на высоту в несколько метров над основанием для создания необходимой пригрузки грунтового противофильтрационного устройства или из потерн, расположенных в основании противофильтрационного устройства. За инъекционной завесой обычно устраивают дренаж. Примерами такого рода завес могут служить завесы плотин Зильвенштейн, Серр-Понсон, Асуанской. В последнем случае выполнена уникальная многорядная цементационная завеса глубиной 261 м и шириной у основания 37 м.

В сочетании с грунтовыми экранами иногда применяют понуры из того же материала, длина которых определяется фильтрационными расчетами и может достигать значительной величины (например, на плотине Тарбела высотой 148 м понур уложен по гравию и песку на длину 1730 м).

Следует иметь в виду, что проницаемость русловых отложений в горизонтальном направлении значительно больше (до 10 раз), чем в вертикальном, поэтому вертикальные противофильтрационные устройства, как правило, предпочтительнее понуров.

В некоторых случаях понуры устраивают в сочетании с различного рода вертикальными противофильтрационными элементами в основании.

§ 76. РАСЧЕТНОЕ ОБОСНОВАНИЕ КОНСТРУКЦИИ

Проводимые для обоснования конструкции плотины из крупнообломочных материалов расчеты во многом аналогичны расчетам земляных плотин (см. гл. 13). Однако они имеют и целый ряд особенностей, обусловленных специфическими свойствами основного строительного материала, нередко значительной высотой плотин, необходимостью учета при строительстве в узких ущельях пространственности работы сооружения и пр.

Как показывает сопоставление результатов решений плоской и пространственной задач теории упругости [109], влияние бортов ущелья, обуславливающее необходимость учета пространственности работы каменно-земляных плотин при расчете их напряженно-деформированного состояния, сказывается при отношении длины плотины по гребню к высоте $L/H \leq 3$. Использование плоской задачи при определении напряженного состояния однородных плотин в поперечном сечении приводит к значительным ошибкам уже при $L/H < 6$ (при $L/H = 1$ погрешность в определении вертикальных напряжений достигает 600%, а при $L/H = 4$ составляет примерно 30%). В связи с этим в последнее время разрабо-

таны новые, подчас достаточно сложные, требующие использования ЭВМ методы расчета напряжений, деформаций, статической, динамической и фильтрационной устойчивости плотин из крупнообломочных материалов. Подробное изложение их можно найти в работе [125]. Ниже рассмотрены особенности лишь наиболее простых и распространенных методов расчета каменно-земляных плотин.

1. Фильтрационные расчеты. Расчеты фильтрации в каменно-земляных плотинах аналогичны фильтрационным расчетам земляных плотин (см. § 66 и прил. II). Следует иметь в виду, что коэффициенты фильтрации крупнообломочных грунтов обычно весьма высоки (до 50—100 м/сут и даже более), поэтому депрессионная кривая в пределах верховой упорной призмы проходит практически на уровне верхнего бьефа, а за противофильтрационным устройством (ядром или экраном) круто падает вниз.

2. Подбор состава обратных фильтров. Материал обратных фильтров подбирают таким образом, чтобы его водопроницаемость была во много раз больше водопроницаемости грунтового противофильтрационного устройства, а зерновой состав обеспечивал: а) непроницаемость защищаемого материала в первый слой фильтра и каждого предыдущего слоя материала в последующий; б) предотвращение отслаивания и контактного выпора глинистого грунта в поры фильтра; в) кольматируемость и залечиваемость сквозных трещин в противофильтрационном устройстве; г) неразмываемость по контакту.

При подборе состава обратных фильтров можно воспользоваться наиболее простым и надежным способом К. Терцаги (см. § 65), который нашел широкое применение в зарубежной практике проектирования каменно-земляных плотин.

В СССР на основании результатов лабораторных исследований разработаны рекомендации по подбору состава обратных фильтров в каменно-земляных плотинах с ядром или экраном с учетом действующих градиентов фильтрационного потока и вида возможных фильтрационных деформаций (см. [147, 160] и гл. 3).

3. Расчеты устойчивости. При расчетах устойчивости откосов каменно-земляных плотин рассматривают аналогично откосам земляных плотин возможность оползания массива грунта по круглоцилиндрическим либо ломаным поверхностям скольжения (см. гл. 13). Для высоких и сверхвысоких плотин в расчет целесообразно вводить переменный, в зависимости от действующих напряжений, угол внутреннего трения (см. § 73). Необходимо также учитывать поровое давление консолидации в глинистом грунте ядра.

При расчетах устойчивости откосов плотин, расположенных в узких створах, применение обычных расчетных методов, в которых сооружение рассматривается как плоская конструкция, в известной мере условно, поскольку при этом не учитывается влияние бортов ущелья. В связи с этим сделаны первые попытки решения задачи с рассмотрением плотины как пространственной конструкции [125]. Эти предложения, однако, пока еще мало апробированы на практике.

Устойчивость откосов каменнонабросных плотин приближенно можно проверять по формуле

$$K = \operatorname{tg} \varphi / \operatorname{tg} \alpha, \quad (14.1)$$

где φ — средний угол внутреннего трения каменной наброски; α — угол откоса плотины.

Устойчивость плотин из крупнообломочных грунтов против сдвига бывает обеспечена практически всегда и обычно проверки не требует.

4. Определение порового давления. Поровое давление в элементах плотин из глинистых грунтов в различные моменты времени необходимо знать при расчетах деформаций и устойчивости откосов. Его определяют на основе решения дифференциального уравнения консолидации,

предложенного В. А. Флориным [251]. Решение этого уравнения в замкнутом виде применительно к консолидации ядер плотин разработано во ВНИИ ВОДГЕО в предположении горизонтального оттока воды в процессе консолидации. В этом случае поровое давление может быть определено с учетом действия нагрузки от веса вышележащего грунта, которая нарастает в период строительства с некоторой постоянной скоростью, и влияния наполнения водохранилища; может быть учтена также переменность характеристик грунта по высоте ядра [258].

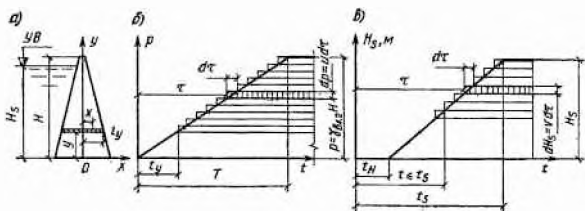


Рис. 14.11. Схемы к расчету порового давления в ядре плотины

а — схема ядра; б — график нарастания нагрузки от собственного веса грунта; в — график наполнения водохранилища

Учет порового давления необходим лишь для ответственных сооружений значительной высоты (не менее 25 м), если степень водонасыщения глинистого грунта $G \geq 0,85$, а коэффициент фильтрации $k_{я} < A \cdot 10^{-4}$ см/с.

В соответствии с решением, разработанным во ВНИИ ВОДГЕО [258], в тонких ядрах поровое давление p_v от веса вышележащего грунта и действия напорной функции на основании принципа суперпозиции равно:

$$p_v = p_v^q + (p_v^s - p_v^q), \quad (14.2)$$

где p_v^q и p_v^s — поровое давление соответственно от веса вышележащего грунта и действия напорной функции.

При нарастании нагрузки от собственного веса грунта в строительный период с постоянной скоростью (рис. 14.11, б) величина p_v^q в любой момент времени t после окончания строительства определится выражением

$$p_v^q(x, t) = \frac{4}{\mu\pi} \alpha u \sum_{1,3,\dots} \frac{1}{i^3} \left\{ \exp [i^2 \mu (T-t)] - \exp [i^2 \mu (t_y - t)] \right\} \sin \frac{i\pi (l_y - x)}{2l_y}, \quad (14.3)$$

где $\mu = \pi^2 c / (4l_y^2)$ (здесь $c = \lambda k_{я} (1 + \epsilon_{ср}) / (\gamma_{в} a)$; l_y — полуширина ядра на высоте y от основания (рис. 14.11, а); $\lambda = (p_a + \alpha p_n)^2 / \{ (p_a + \alpha p_n)^2 + [(1 + \epsilon_{ср}) / a] p_a V_0 \}$; $k_{я}$ — коэффициент фильтрации материала ядра; $\epsilon_{ср}$ — среднее значение коэффициента пористости; $\gamma_{в}$ — объемный вес воды; a — коэффициент уплотнения, определяемый по компрессионной кривой; p_a — атмосферное давление; $\alpha = p_{в, \max} / p_n$ — коэффициент порового давления; p_n — полная нагрузка на рассматриваемый элементарный слой; V_0 — начальный объем воздуха в единице объема грунта); $u = \gamma_{в, л. г} H / T$ (здесь $\gamma_{в, л. г}$ — объемный вес влажного грунта; H — высота плотины; T — срок строительства ядра); t_y — время возведения плотины до уровня y (см. рис. 14.11, б).

Характеристики λ , $k_{я}$, $\epsilon_{ср}$, a принимаются переменными по высоте ядра, численно равными их средним значениям при изменении сжимающих напряжений в скелете грунта от 0 до $p = \gamma_{в, л. г} (H - y)$.

При постепенном наполнении водохранилища в соответствии с графиком на рис. 14.11, в поровое давление p_b^s в любой момент времени t после окончания наполнения водохранилища будет равно:

$$p_b^s(x, t) = v\gamma_b \left\langle \frac{l_y - x}{2l_y} (t_s - t_{s,y})^{-1} + \frac{2}{\pi\mu} \sum_{i=1}^{\infty} \frac{\bar{\alpha}(i)}{i^3} \sin \frac{i\pi(l_y - x)}{2l_y} \{ \exp [i^2\mu(t - t_s)] - \exp [i^2\mu(t - t_{s,y})] \} \right\rangle, \quad (14.4)$$

где $v = H_s / (t_s - t_u)$ — скорость подъема уровня верхнего бьефа; $\bar{\alpha}(i) = 1$ при четных значениях i и $\bar{\alpha}(i) = 2\alpha - 1$ при нечетных значениях i .

При практических расчетах достаточно ограничиться одним или двумя членами рядов, входящих в формулы (14.3) и (14.4).

Если ширина ядра по основанию превышает половину его высоты либо все тело плотины возводится из связанного грунта, поровое давление в любой точке с координатами y, x (см. рис. 14.11, а) в момент окончания строительства может быть определено по приближенной зависимости:

$$p_b = \alpha\gamma_{вл.г} (H - y) \sin \pi(l_y - x) / 2l_y. \quad (14.5)$$

Следует иметь в виду, что зависимость (14.5) не учитывает консолидацию грунта за период строительства, поэтому полученные по ней значения порового давления будут тем точнее, чем быстрее возводится сооружение.

5. Прогноз деформаций. Как показывают данные натуральных наблюдений, деформации плотин из крупнообломочных грунтов зависят от многих факторов: типа и места расположения противофильтрационного устройства, степени уплотнения и деформативных свойств материала, слагающего тело плотины, деформаций основания, крутизны бортов ущелья, внешних (например, сейсмических) воздействий и, наконец, времени.

Для приближенной оценки вертикальных деформаций гребня могут быть использованы эмпирические зависимости, предложенные различными авторами на основании обработки данных натуральных наблюдений. Для ориентировочного определения осадок гребня высоких плотин, м, наиболее часто применяют формулу Лаутона и Лестера, полученную на основе анализа осадок 25 плотин, построенных в период 1941—1962 гг.:

$$S = 0,001H^{3/2}. \quad (14.6)$$

Осадка гребня плотин низких и средней высоты обычно не превышает 1% высоты сооружения.

В процессе строительства и эксплуатации плотин из крупнообломочных материалов наряду с осадками наблюдаются горизонтальные перемещения в продольном и поперечном направлении.

Горизонтальные перемещения гребня по нормали к оси сооружения могут происходить в зависимости от колебаний уровня в водохранилище как в сторону верхнего, так и в сторону нижнего бьефа. По абсолютной величине они меньше вертикальных перемещений и, согласно данным натуральных наблюдений, не превышают 0,3—0,5% высоты плотины.

Горизонтальные перемещения вдоль оси плотины могут возникнуть в результате неравномерности осадок по длине сооружения, определяемой формой створа, воздействием воды при наполнении водохранилища и в некоторых случаях сейсмическими воздействиями. Как показывают данные натуральных наблюдений (плотины Инфернилло, Серр-Понсон, Гепач и др.), эти перемещения происходят таким образом, что в русловой части возникают сжимающие напряжения, а на некотором удалении от бортов — растягивающие, при определенном значении которых в грунтовых противофильтрационных элементах возможно образование трещин (см. § 74)*.

* См. Тейтельбаум А. И., Мельник В. Г., Саввина В. А. Трещинообразование в ядрах и экранах каменно-земляных плотин. М., Стройиздат, 1975.

Ниже приводятся некоторые наиболее простые методы расчета вертикальных деформаций элементов плотин из глинистых и крупнообломочных грунтов, в которых учитываются деформативные свойства материала и фактор времени.

Расчет осадок глинистых элементов плотин. Осадки элементов каменно-земляных плотин из глинистых грунтов в любой момент строительства и эксплуатации сооружения определяют по формуле

$$S_{t_1-t_2} = \sum_{i=1}^{i=k_{t_2}} \Delta h (\epsilon_{1i} - \epsilon_{2i}) / (1 + \epsilon_{1i}), \quad (14.7)$$

где k_{t_2} — порядковый номер элементарного слоя, возведенного к моменту времени t_2 ; Δh — толщина элементарного слоя грунта; ϵ_{1i} , ϵ_{2i} — коэффициенты пористости грунта, определяемые по компрессионной кривой в зависимости от сжимающих напряжений в скелете грунта на уровне слоя i ; сжимающие напряжения в скелете грунта в любой момент времени определяются как разность полного напряжения и порового давления в соответствующие моменты времени t_1 и t_2 .

Полное напряжение приблизительно определяют как произведение объемного веса грунта на высоту массива, возведенного над рассматриваемой точкой, а поровое давление в любой момент времени подсчитывают по формулам (14.3), (14.4).

Расчет осадок упорных призм из крупнообломочных грунтов. Вертикальные перемещения на любом уровне сооружения y в момент окончания строительства T определяют выражением [165]:

$$s_{y,T} = v \left(\frac{1}{E_m} + \frac{1}{\lambda} \right) (T - t_y) y + \frac{v^2 \theta}{\gamma \lambda^3} (\bar{A} \ln \bar{A} - \bar{B} \ln \bar{B} + C \ln C - \theta \ln \theta), \quad (14.8)$$

где $v = \sigma/t$ — скорость нарастания нагрузки, кгс/(см²·год) (здесь σ — нагрузка, кгс/см²); E_m — модуль мгновенной деформации материала, кгс/см²; λ , θ — эмпирические параметры, характеризующие деформацию ползучести, соответственно в кгс/см² и кгс·год/см²; t_y — момент возведения сооружения до уровня y ; γ — объемный вес материала, кгс/см³; $\bar{A} = \theta + \lambda(T - t_y)$; $\bar{B} = \theta + \lambda T$; $C = \theta + \lambda t_y$.

Осадка любой точки тела плотины только за период эксплуатации может быть найдена по формуле

$$s_{y,t_2} = v \frac{\theta}{\lambda^2} y \ln \left(1 + \frac{\lambda}{\theta} t_2 \right) + \frac{v^2 \theta}{\gamma \lambda^3} (A \ln A - B \ln B - \bar{A} \ln \bar{A} + \bar{B} \ln \bar{B}), \quad (14.9)$$

$$\text{где } A = \theta + \lambda(t - t_y); \quad B = \theta + \lambda t.$$

Полное суммарное сжатие всех слоев плотины к моменту окончания строительства T равно:

$$S_{\text{сгр}} = v \left(\frac{1}{E_m} + \frac{1}{\lambda} \right) T \frac{H}{2} + vH \frac{\theta}{\lambda^2} \ln \theta + \frac{v^2 \theta}{\gamma \lambda^3} [\theta \ln(\theta - 1) - \bar{B}(\ln \bar{B} + 1)]. \quad (14.10)$$

Формула (14.10) может быть использована для уточнения объема материала, который необходимо уложить в сооружение с некоторой начальной плотностью γ , чтобы достигнуть проектной отметки гребня.

Вывод расчетных зависимостей (14.8) — (14.10) в соответствии с экспериментальными данными [166] основывается на возможности использования при описании ползучести крупнообломочных грунтов при переменной нагрузке принципа наложения. При этом исходное реологическое уравнение состояния крупнообломочного грунта в условиях невозможности бокового расширения, устанавливающее зависимость деформации от значения мгновенно приложенного и неизменного во времени напряжения ϵ в времени, имеет вид:

$$\epsilon = \sigma/E_m + \sigma t / (\theta + \lambda t). \quad (14.11)$$

Расчетные параметры деформируемости E_m , θ , λ определяют по результатам экспериментов с соответствующим крупнообломочным материалом, обрабатываемым в соответствии с выражением (14.11). Для предварительных расчетов величины E_m , θ , λ можно принимать в соответствии с результатами обработки данных натуральных наблюдений за деформациями ряда плотин*.

ГЛАВА 15

ГРУНТОВЫЕ ПЛОТИНЫ, ВОЗВОДИМЫЕ В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ**

§ 77. ПОДПОРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ, ВОЗВОДИМЫЕ НАБРОСКОЙ КАМНЯ В ТЕКУЩУЮ ВОДУ, И ПРОПУСК ПАВОДКОВЫХ РАСХОДОВ ЧЕРЕЗ НЕДОСТРОЕННЫЕ ПЛОТИНЫ

1. Наброску камня в текущую воду применяют главным образом для перекрытия русл рек. Путем отсыпки в поток крупнообломочных материалов или искусственных монолитов (бетонных кубов, тетраэдров и пр.) создают банкет, в результате чего вода реки отводится в заранее подготовленные водопропускные сооружения. Затем после возведения низовой перемычки и осушения котлована отсыпают насухо основное тело сооружения. Такой способ почти всегда применяют при строительстве гидроузлов в горных районах.

На равнинных реках под защитой банкета, возведенного отсыпкой крупногабаритных материалов в воду, в тиховодье может быть намыто тело плотины, как это было сделано при строительстве гидроузлов на Свири, Волге, Дону, Иртыше, Каме и других реках.

Перекрытие русла осуществляют пионерным способом либо фронтально — отсыпкой материала с понтонного моста по всей ширине потока. Для обеспечения создания устойчивого банкета на любой стадии перекрытия необходимо правильно подобрать крупность материала. Вопросы, связанные с расчетами перекрытия, подробно освещены в работе [75].

Отсыпкой камня в текущую воду может быть возведено и основное тело плотины. В этом случае для уменьшения фильтрации на верховом откосе отсыпанной из крупнообломочного материала призмы устраивают подготовку по принципу обратного фильтра, а затем экран из глинистого грунта и защитный слой.

2. Пропуск паводковых расходов через недостроенные плотины. Если в проекте намечен пропуск паводковых расходов через недостроенную плотину, в первый год строительства в период межени выполняют все работы по подготовке основания и отсыпают часть плотины или верховой перемычки. Через построенную часть сооружения пропускают паводковые расходы. В течение второго года строительства плотину возводят до высоты, при которой паводковые расходы уже можно пропускать через туннель или береговой водосброс на повышенной отметке, что позволяет резко уменьшить размеры временных водосбросов.

Паводковые расходы пропускают через недостроенное сооружение либо по схеме быстротока, либо по схеме затопленного водослива, либо фильтрацией через каменную наброску.

В случае пропуска паводковых расходов по схеме быстротока при известном удельном расходе и заданном уклоне низового откоса необходимо определить крупность камня на сливной поверхности, обеспечива-

* Розанов Н. Н. Определение расчетных параметров деформируемости при прогнозе осадок плотин из крупнообломочных грунтов. — «Труды ВНИИ ВОДГЕО», 1972, вып. 38.

** Написано Н. Н. Розановым.

ющую устойчивый профиль сооружения (см. [125]). Сливную поверхность можно закреплять и бетонными плитами. Например, низовой откос верховой перемычки Нурекской плотины при удельных расходах до $50 \text{ м}^3/\text{с}$ был закреплен железобетонными плитами размером $2 \times 2 \times 0,8 \text{ м}$.

Пропуск паводковых расходов по схеме затопленного водослива применяли на плотине Браунли при удельных расходах до $20 \text{ м}^3/\text{с}$. Такое решение позволило вместо двух туннелей сделать один диаметром $11,6 \text{ м}$. Этим же способом пропускали паводковые расходы через Хантайскую плотину. При удельных расходах до $58 \text{ м}^3/\text{с}$ профиль недостроенной плотины закрепляли негабаритным камнем диаметром до $1,2 \text{ м}$, а в основании низового откоса устанавливали железобетонные рязи, загруженные камнем.

Пропуск паводковых расходов фильтрацией через каменную наброску возможен при строительстве плотин с экраном, когда возведение последнего отстает от возведения упорной призмы. В этом случае крепление низового откоса должно гарантировать устойчивость плотины при выходе фильтрационного потока на этот откос. Крепление низового откоса зависит от параметров фильтрационного потока, которые можно определить, пользуясь графиками В. А. Яроцкого [125].

§ 78. ФИЛЬТРУЮЩИЕ И ВОДОСЛИВНЫЕ КАМЕННО-ЗЕМЛЯНЫЕ ПЛОТИНЫ

В некоторых случаях, при небольших напорах, экономичным решением может быть строительство каменно-земляных плотин с пропуском паводковых расходов фильтрацией или переливом либо одновременно фильтрацией и переливом. Так как перелив воды через каменную наброску крупностью до 50 см не опасен лишь при сравнительно небольших

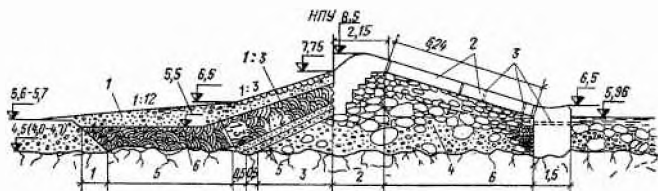


Рис. 15.1. Водосливная плотина на Южном Буге

1 — защитный слой; 2 — бетонные плиты толщиной $0,5—0,6 \text{ м}$; 3 — дренажные отверстия; 4 — каменная наброска; 5 — слой обратного фильтра из песка и щебня; 6 — экран и понур из лессовидного суглинка

удельных расходах (до $2—3 \text{ м}^3/\text{с}$), в большинстве случаев предусматривают крепление водосливной грани с учетом расчетных расходов. Одна из первых плотин такого типа — Тишинская водосливная — была построена в 1938 г. на Алтае. Опыт ее эксплуатации показал, однако, что идея выполнения водосливных плотин по принципу фильтрующих насыпей не оправдывает себя, поскольку тело таких плотин сильно засоряется и заиляется, быстро теряя фильтрационную способность. С учетом этого обстоятельства Н. Н. Беляшевским [18] были предложены улучшенные типы водосливных плотин из каменной наброски на удельные расходы до $20 \text{ м}^3/\text{с}$ с облицовкой гребня и низового откоса железобетонными плитами. В настоящее время на Украине успешно эксплуатируется несколько плотин такого типа при напорах $3—6 \text{ м}$. В качестве примера на рис. 15.1 показана плотина на Южном Буге.

Имеются также предложения по строительству земляных водосливных плотин*. На гребне таких плотин располагают порог водослива в виде тонкой железобетонной плиты с бычками и устоями, верховому откосу придают заложение $m=3...4$ и закрепляют его аналогично понурным участкам обычных водосливных плотин, а низовой откос с заложением $m \approx 8$, представляющий собой быстроток, покрывают сборными сквозными железобетонными плитами.

§ 79. ПЛОТИНЫ, ВОЗВОДИМЫЕ В УСЛОВИЯХ ВЕЧНОЙ МЕРЗЛОТЫ

Плотины из грунтовых материалов, возводимые в районах распространения вечной мерзлоты, по принципу строительства и температурному режиму их тела подразделяют на два типа: *талые*, или фильтрующие, и *мерзлые*, через тело которых фильтрация не допускается. Выбор типа плотины определяется инженерно-геологиче-

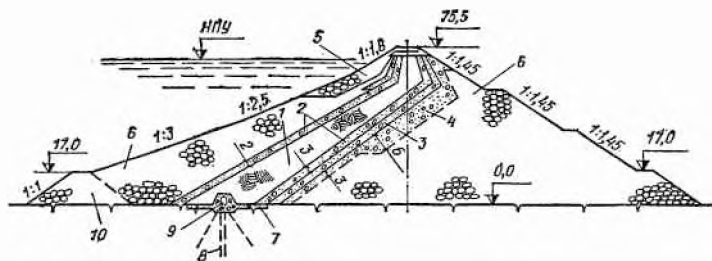


Рис. 15.2. Вилуйская плотина

1 — экран из щебенисто-древяного суглинка; 2, 3 — песчано-гравелистая смесь с размером частиц соответственно 0—40 и 0—150 мм; 4 — выравнивающий слой из мелкого камня; 5 — крепление крупным камнем; 6 — каменная наброска из диабазов; 7 — бетонная плита; 8 — цементационная завеса; 9 — потерна; 10 — бакет

скими условиями в створе сооружения и наличием местных строительных материалов.

1. Плотины талого типа. Чаще всего это каменно-земляные плотины с ядрами или экранами. Для устройства противофильтрационных элементов таких плотин необходимо наличие карьера глинистого грунта с содержанием мелкозема $d \leq 2$ мм не менее 40% по массе и частиц $d \leq 0,05$ мм не менее 20% по массе. При отсутствии на месте строительства грунта, пригодного для устройства противофильтрационного элемента, весьма перспективно применение плотин из крупнообломочных грунтов с негрунтовыми противофильтрационными элементами, однако опыта строительства и эксплуатации таких плотин в суровых условиях Крайнего Севера пока недостаточно.

В основании талых плотин не должно быть ледяных линз и прослоек, чтобы при его оттаивании под действием тепла водохранилища не происходило значительных деформаций и фильтрации.

Обычно талые плотины строят на скальных основаниях (Билибинская, Вилуйская, Хантайская, Колымская), реже — на полускальных породах, аллювиальных и плотных глинистых грунтах (Оротуканская, плотина на р. Казачка и др.). В качестве примера на рис. 15.2 показан

* Гордиенко П. И. Железобетонные водосливы. — «Труды МИСИ имени В. В. Куйбышева», 1970, № 61.

поперечный профиль Вилюйской плотины высотой 75,5 м, построенной в 1963—1968 гг.

Отсыпать крупнообломочные материалы в упорные призмы в большинстве случаев можно круглогодично. Укладывать грунт в противофильтрационные элементы желательно только в теплый период, однако при значительных объемах работ иногда требуется и зимняя укладка связанных грунтов.

Плотины талого типа принципиально не отличаются от возводимых в обычных условиях, но имеют ряд конструктивных особенностей:

1) поскольку противофильтрационные устройства из связанных грунтов не должны находиться в зоне знакопеременных температур, где возможны опасные криогенные процессы (пучение, образование морозобойных трещин и др.), в гребневой части плотины укладывают защитный слой из песчано-гравелистого грунта толщиной не менее глубины сезонного промерзания либо устраивают специальную теплоизоляцию из мха или другого растительного материала;

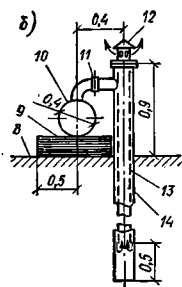
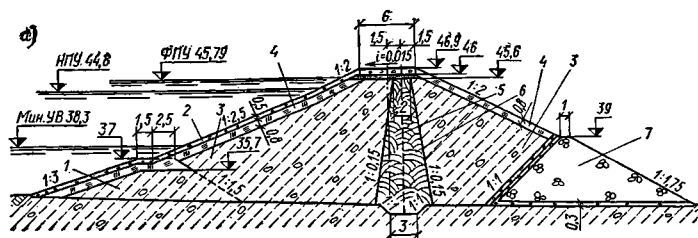


Рис. 15.3. Певекская плотина с воздушной системой охлаждения

а — поперечный профиль; б — схема колонки воздушной системы охлаждения; 1 — перемычка; 2 — крепление камней; 3 — щебенчатая супись; 4 — теплоизоляционный слой из мохорастительного материала; 5 — воздушная колонка; 6 — ядро из суглинка; 7 — призма из камня; 8 — гребень плотины; 9 — опора воздуховода; 10 — воздуховод; 11 — задвижка; 12 — защитный козырек; 13, 14 — соответственно внутренняя и внешняя труба воздушной колонки

2) так как во избежание образования наледей не допускается высачивание воды на низовой откос неутепленной низовой упорной призмы из каменной наброски и на береговые склоны в зоне примыкания плотины, предусматривают организованный отвод профильтровавшейся воды в нижний бьеф. Дренажные устройства располагают в непромерзающей части профиля плотины, устраивая в необходимых случаях теплоизоляцию;

3) ввиду того что водопроницаемость трещиноватой скалы или рыхлых отложений резко возрастает в талом состоянии, инъекционную завесу в основании устраивают после его предварительного искусственного оттаивания либо осуществляют в несколько очередей по мере его естественного оттаивания в первые годы после заполнения водохранилища. Устройству надежной противофильтрационной завесы в основании необходимо уделять особое внимание.

2. Плотины мерзлого типа. При льдонасыщенных, сильнофильтрующих, сильнодеформируемых и теряющих свою несущую способность при оттаивании грунтах основания строят нефильтрующие плотины с противофильтрационным устройством в виде мерзлотной диафрагмы (ядра).

Диафрагму устраивают из талого грунта, укладываемого с уплотнением и затем промораживаемого.

Несколько плотин такого типа построено и успешно эксплуатируется главным образом в целях промышленного и питьевого водоснабжения в Сибири и Магаданской области (Певекская плотина, плотины на реках Мьяунджа, Долгой, Ирелях и др.).

Промораживают грунт с применением воздушной или рассольной системы охлаждения.

Воздушную систему охлаждения выполняют из одного ряда или нескольких рядов воздушных колонок, устанавливаемых по гребню плотины через 1,5—3 м. На рис. 15.3 показан поперечный профиль Певекской плотины с однорядной системой воздушного охлаждения. Каждая воздушная колонка (рис. 15.3, б) состоит из двух расположенных одна в другой вертикальных труб разного диаметра, прорезающих тело плотины и в случае необходимости заглубленных в основание. Воздушные колонки при помощи горизонтального коллектора подсоединяют к вентилятору. Холодный воздух либо нагнетают через коллектор в межтрубное пространство и выпускают наружу по внутренней трубе, либо засасывают через внутренние трубы и выпускают в свободный коллектор по межтрубному пространству. Систему воздушного охлаждения вводят в действие при температуре наружного воздуха не выше минус 10—15° С, поскольку перепад температуры входящего и выходящего воздуха достигает 10° С. Производительность вентиляторов подбирают таким образом, чтобы скорость циркуляции воздуха находилась в пределах 8—12 м/с. При снегопадах и повышенной влажности воздуха систему отключают, а в теплый период консервируют. Таким образом предотвращается образование на трубах инея и ледяных пробок, которое возможно при попадании в систему влаги и теплого воздуха, как это наблюдалось, например, на Мьяунджинской и Иреляхской плотинах.

Рассольная система охлаждения в отличие от воздушной может действовать круглогодично, однако эксплуатация ее значительно сложнее. В этом случае промораживание грунта достигается путем циркуляции в морозильных колонках охлажденного до температуры минус 15—25° С соляного раствора определенной концентрации. Рассольные системы охлаждения установлены в левобережной части Мьяунджинской плотины и в плотине на р. Долгой.

Для уменьшения влияния водохранилища на температурный режим мерзлотной завесы ее располагают как можно дальше от верхнего бьефа (см. рис. 15.3, а). С этой целью верховой откос может быть улоложен путем устройства широких берм (пример — плотина на р. Ирелях). Гребень Мьяунджинской плотины шириной 12 м имеет ступенчатую форму с разностью отметок 2 м, а промороженное ядро расположено со стороны нижнего бьефа под пониженной частью гребня.

Во избежание образования морозобойных трещин и солифлюкционно-оползневых явлений необходимо предусматривать устройство по поверхности мерзлых плотин защитного слоя из непучинистого крупноскелетного грунта, каменной наброски и др.

Очень важно обеспечить надежное сопряжение мерзлотной диафрагмы с вечномерзлым грунтом основания. При незначительной глубине подруслового талика (до 10—15 м) это достигается его промораживанием с последующим поддержанием в мерзлом состоянии. Плотины мерзлого типа можно возводить и на непромораживаемом полностью талике; при этом для поддержания постоянной мерзлоты необходимо, чтобы

скорости фильтрационного потока за пределами мерзлотной завесы не превышали примерно 0,1 м/ч.

При проектировании плотины мерзлого типа ее тело не следует пересекать водопропускными сооружениями. Если все же приходится располагать водовод в теле плотины, то, учитывая возможность сезонного протаивания в этой зоне, необходимо предусматривать специальные защитные мероприятия (устройство обратного фильтра, наклонного дренажа, бетонной диафрагмы, смыкающейся с водоводом).

Если водосброс примыкает к телу плотины, надежное сопряжение мерзлотной противофильтрационной завесы с инъекционной завесой в зоне сезонного протаивания грунтов под водосбросом можно обеспечить путем замораживания части заинъецированной зоны.

При вводе плотин в эксплуатацию наполнению водохранилища должно предшествовать полное окончание работ по созданию надежного противофильтрационного фронта в плотине и основании, поскольку в противном случае возможно возникновение фильтрационного потока, пересечение которого впоследствии крайне затруднительно, и нормальная работа сооружения может нарушиться, что и наблюдалось на некоторых гидроузлах (Певекская и Мянунджинская плотины).

На Певекской плотине (рис. 15.3) в 1970 г. произошла авария, основной причиной которой явилась фильтрация через незамерзший участок в зоне траншеи водозаборных труб с выносом частиц грунта, в результате чего образовался прорыв площадью 40 м². Прорыв произошел под промороженной верхней частью плотины, поскольку обратного фильтра, как это делается в плотинах талого типа, в Певекской плотине не предусматривалось, а наполнение водохранилища было начато до полного окончания проморозки диафрагмы и таликовой зоны основания в русловой части.

При строительстве плотины на р. Мянунджа в зоне водосброса, примыкающего к левобережной части плотины, не была своевременно проведена инъекция основания и проморозка в сопряжении с мерзлой противофильтрационной завесой в теле плотины. В результате в основании водосброса образовалась талая зона, быстро распространявшаяся в сторону плотины, фильтрация в талой зоне достигла угрожающих размеров и в 1955 г. составляла 8100 м³/сут. Лишь ценой больших усилий в течение нескольких лет удалось снизить фильтрацию до допустимых пределов. Для этого потребовалось провести отсыпку суглинистого экрана и понура, провести цементацию фильтрующего основания, а на участке плотины, примыкающем к водосбросу, установить дополнительно постоянно действующую рассольную систему охлаждения. Полная проморозка ядра плотины была достигнута лишь в 1961 г., а таликовая зона в основании не стабилизирована до настоящего времени и продолжает распространяться к центру плотины; для ее локализации предполагается устройство дополнительной мерзлой завесы поперек оси плотины.

3. Теплотехнические расчеты. Прогноз температурного состояния тела плотины, а также грунта под плотиной и под дном водохранилища имеет первостепенное значение при обосновании конструкции сооружения, расчетах его прочности и устойчивости. Наибольшее практическое развитие теплотехнические расчеты получили в работах П. А. Богословского, которым предложены приближенные методы расчета температурного режима талых и мерзлых земляных плотин на основе конечно-разностной аппроксимации дифференциальных уравнений теплообмена Фурье — Кирхгофа в фильтрующем грунте и

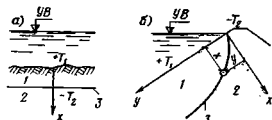


Рис. 15.4. Схемы расчета глубины оттаивания мерзлого грунта под дном водохранилища (а) и под верховым откосом (б)

1 — талый грунт; 2 — мерзлый грунт; 3 — нулевая изотерма

уравнений Фурье в нефилтующем грунте, а для некоторых частных случаев получены точные аналитические решения. Наряду с достаточно точными, но сложными методами разработаны и более простые инженерные способы теплотехнических расчетов. Некоторые из них рассмотрены ниже.

Глубину оттаивания мерзлого грунта под дном водохранилища (рис. 15.4, а) без учета фильтрации можно приближенно определять по формуле А. А. Цвида*:

$$x = \sqrt{2\lambda_T T_1 t / (0,9\rho\omega_0 + c_M T_2)}, \quad (15.1)$$

где x — глубина оттаивания за время t ; λ_T — теплопроводность талого грунта, ккал/(ч·м·°С); T_1 — среднегодовая температура воды у дна водохранилища; ρ — скрытая теплота фазового перехода влаги грунта, равная 80 000 ккал/т; ω_0 — влажность или льдистость мерзлого грунта в относительных единицах; c_M — теплоемкость мерзлого грунта, ккал/(м³·°С); T_2 — температура мерзлого грунта.

Глубину и скорость оттаивания мерзлого грунта под верховым откосом плотины при наполнении водохранилища (рис. 15.4, б) можно определять по формулам*:

$$y = x \sqrt{\lambda_M T_2 / (\lambda_T T_1 - \frac{\theta}{2t} x^2)} - 1; \quad (15.2)$$

$$y = -x \sqrt{\lambda_T T_1 / (\lambda_M T_2 + \frac{\theta}{2t} x^2)} - 1, \quad (15.3)$$

где λ_M — теплопроводность мерзлого грунта, ккал/(ч·м·°С); T_2 — среднегодовая температура грунта на поверхности тела плотины, приближенно равная среднегодовой температуре наружного воздуха; T_1 — среднегодовая температура воды у откоса плотины; $\theta = 0,9\rho\omega_0 + c_M T_2$.

Формулу (15.2) используют при $\lambda_M T_2 \geq \lambda_T T_1$, а если $x_2 \geq (\lambda_T T_1 - \lambda_M T_2) 2t/\theta$, то и при $\lambda_M T_2 < \lambda_T T_1$. Если $x^2 < (\lambda_T T_1 - \lambda_M T_2) 2t/\theta$, то используют формулу (15.3).

Радиус мерзлотного цилиндра R_1 , образующегося вокруг воздушной колонки за первый зимний сезон, определяют в предположении отсутствия в промороженном грунте фильтрации и конвективных теплообмена по приближенной формуле

$$R_1 = \sqrt[3]{3t_1 T_K r \lambda_M / (\rho\omega_0 \gamma_{СК}) + 0,5r}, \quad (15.4)$$

где t_1 — продолжительность первого зимнего сезона, ч; T_K — средняя по высоте колонки температура в период охлаждения; r — внешний радиус колонки, м; $\gamma_{СК}$ — объемный вес скелета грунта, тс/м³.

При рассмотрении неустановившегося температурного режима как последовательной смены стационарных состояний радиус мерзлотного цилиндра R_2 после двух зимних сезонов можно найти из уравнения

$$t = \frac{\rho\omega_0 + T_n c_T - 0,33T_K c_M}{-4T_K \lambda_M} \left(2R_2^2 \ln \frac{R_2}{r} - 2R_1^2 \ln \frac{R_1}{r} - R_2^2 - R_1^2 \right), \quad (15.5)$$

где T_n — начальная температура грунта, принимаемая положительной, близкой к нулю (0° С ≤ T_n ≤ 1° С); c_T — теплоемкость талого грунта, ккал/(м³·°С).

Формулу (15.5) используют и для определения радиуса мерзлотного цилиндра, образующегося в течение большего числа зимних сезонов. В этом случае $t = t_1 + t_2 + \dots + t_n$, а T_K определяют как среднюю температуру за расчетный период работы системы охлаждения, включая и период ее консервации, причем в период консервации температуру T_K принимают постоянной и равной среднемесячной температуре наружного воздуха за последний месяц (март, апрель) работы системы охлаждения.

§ 80. ОСОБЕННОСТИ ВОЗВЕДЕНИЯ ПЛОТИН ЗИМОЙ

Строительство плотин в зимних условиях, особенно в районах Крайнего Севера, потребовало разработки соответствующих методов произ-

* Цвид А. А. О режиме вечной мерзлоты под дном водохранилища. — «Сообщ. Дальневост. филиала АН СССР», 1959, вып. 10.

водства работ. В настоящее время накоплен, главным образом в СССР, значительный опыт укладки в сооружение различных грунтов при температуре до минус 30—40° С.

Наибольшие трудности возникают при необходимости укладки в морозный период связанных грунтов. В этом случае работы, как правило, ведут на суженном фронте круглосуточно. Грунт отсыпает более толстыми слоями, чем летом, используя при этом более мощные механизмы. Связный грунт следует транспортировать, укладывать на карте и уплотнять в талом состоянии при влажности, меньшей влажности на границе раскатывания, и при содержании мерзлых комьев не более 10—15% [111]. В плотинах талого типа допустимо промерзание грунта после его уплотнения, однако при этом необходимо учитывать возможность образования сквозных фильтрационных ходов на границах слоев и предусматривать соответствующие защитные мероприятия.

В зависимости от температуры и продолжительности морозного периода необходимо осуществлять те или иные мероприятия, позволяющие без перебоев получать талый грунт. При небольшой мощности слоя связного грунта в карьере, а также при необходимости его подсушки перед укладкой грунт заготавливают в летний период в специальных буртах. Объем буртов во избежание промерзания основной массы грунта должен быть достаточно большим. Так, для зимней укладки в зуб плотины Ирелях было заготовлено 30 000 м³ грунта в бурте высотой 7—9 м, прикрытом слоем снега. Однако объем бурта и теплоизоляция оказались недостаточными, и к концу зимы в талом состоянии осталось всего около 10 000 м³ грунта. Объем буртов при строительстве Вилюйской плотины достигал 200 000 м³.

Для защиты карьеров и буртов от промерзания применяют различные способы. Наиболее простой, пассивной защитой является устройство теплоизоляции путем рыхления грунта на глубину 25—30 см, покрытие поверхности слоем снега толщиной до 2 м или различными теплоизолирующими материалами. При продолжительных и сильных морозах применяют электрообогрев; широкое распространение получило засоление грунтов (Братская ГЭС, Вилюйская плотина). Наибольшего эффекта достигают комбинацией перечисленных способов.

Промерзшую корку грунта перед разработкой карьера разрыхляют различными механизмами (бульдозеры, клин-баба и пр.), а при толщине более 0,6 м взрывают и удаляют или оттаивают паром либо электропрогревом.

Для предохранения от промерзания в процессе транспортирования грунт покрывают сверху соломенными матами или другими утеплителями; при перевозке на большие расстояния применяют обогрев кузова отработанными газами. Внутреннюю поверхность кузова во избежание примерзания грунта периодически покрывают раствором хлористого кальция или посыпают солью либо песком, или смазывают соляжкой.

При укладке и уплотнении грунта зимой сохраняются все требования летнего периода, однако необходим более тщательный контроль за качеством уложенного грунта. Дополнительное увлажнение грунта на карте нежелательно; в случае необходимости используют только соленую воду. В снегопад укладку приостанавливают и возобновляют ее лишь после расчистки карты.

Очень важно обеспечить надежный контакт слоев укладываемого грунта. С этой целью на строительстве Вилюйской плотины [69] после очистки каждой карты от снега и наледей прогревали ее поверхность при помощи турбореактивного двигателя, а затем проводили ее засоление концентрированным раствором хлористого натрия или хлористого кальция, после чего укладывали следующий слой.

В некоторых случаях при температуре наружного воздуха до минус 20—30° С с успехом применяют способ отсыпки грунта в воду (плотины

Ириклинская, Иркутская и Серебрянская, понур Вилюйской плотины). Для отсыпки в воду используют талый грунт с ограниченным содержанием мерзлых комьев. При строительстве Ириклинской плотины получены хорошие результаты даже при содержании мерзлых комьев до 40%. Грунт отсыпают в прудки, огражденные дамбами. На Серебрянской плотине длина прудка достигала 250 м, ширина соответствовала ширине ядра; ограждающие дамбы имели высоту до 3 м, глубина воды в прудках была около 2 м. При низких температурах воду в прудках подогревают при помощи различных электрических установок; для уменьшения потерь тепла поверхность прудка покрывают теплоизолирующим материалом (например, на Серебрянской плотине для этого использовали плиты пенополистирола толщиной 5 см). Грунт можно отсыпать в воду и с поверхности льда в специально подготовленные майны. Таким образом отсыпали понур Вилюйской плотины. Майны расчищали при помощи взрывов, после чего лед удаляли драглайном. Существенный недостаток зимней отсыпки связных грунтов в воду — возможность попадания в отсыпанный материал льда с поверхности прудка, в то время как прямой контроль за качеством уложенного материала в процессе строительства невозможен.

При укладке в морозный период крупнообломочных грунтов необходимо учитывать ряд специфических требований. Грунт следует уплотнять в талом состоянии при минимально возможной влажности, после чего допустимо его промерзание. В связи с этим практически исключается зимняя разработка карьеров пойменных аллювиальных отложений из-под воды; в случае необходимости такой грунт заготавливают в специальных кавальерах в летний период.

При укладке зимой камня исключается его поливка водой; появляется вероятность скопления льда и снега. Вследствие этого возможны недопустимо большие деформации каменной наброски.

На основании специальных исследований, проведенных в процессе строительства плотин Мессауре и Летан в Швеции, были разработаны нормы на выполнение зимней отсыпки камня, основные положения которых сводятся к следующему: а) зимняя отсыпка камня возможна в неотвественных частях сооружения — не ближе 5—10 м от переходных зон, причем к укладке допускают материал без большого содержания мелочи; б) недопустима укладка камня в снегопад и на промерзший грунт; в) уложенный зимой материал должен полностью оттаять за лето, поэтому общая толщина зимней отсыпки не должна превышать 10 м; г) чтобы основные осадки произошли в строительный период, летом нужна обильная поливка уложенного зимой слоя; д) укладывать грунт летом в зоне расположения зимней отсыпки можно только после полного оттаивания последней. Для контроля за температурным режимом устанавливают специальные термометры.

§ 81. ПЛОТИНЫ, ВОЗВОДИМЫЕ НАПРАВЛЕННЫМ ВЗРЫВОМ

Способ укладки грунтов в тело гидротехнических сооружений при помощи направленных взрывов находит все большее применение. В настоящее время в СССР уже накоплен опыт строительства плотин и перемычек из различных грунтов с применением направленных взрывов (перекрытие русла р. Терек при строительстве Павлодольской плотины, верховая перемычка Нурекской плотины на р. Вахш, плотина в овраге Бурджарсай, Байпазинская плотина на р. Вахш, селезащитная плотина на р. Малая Алмаатинка); разработаны теоретические основы строительства подобных сооружений [141].

Сущность направленного взрыва состоит в том, что при взрыве зарядов в одной или нескольких кумулятивных выемках при соответствующей



Рис. 15.5. Плотина в овраге Бурджарсай

a — схема расположения зарядов на участке взрыва; *b* — продольный разрез по гребню; *c* — поперечный разрез

щем выборе их форм, размеров и расположения обеспечивается выброс грунта в заданном направлении в заданную часть пространства.

С применением направленных взрывов строят плотины различных типов: земляные, каменно-земляные и каменнонабросные; возможно возведение плотин, допускающих перелив воды через гребень, а на горных реках — фильтрующих плотин из скальных пород.

Обычно взрывом на выброс возводят основное тело плотины, а затем досыпают профиль до проектных очертаний, устраивая в случае необходимости противофильтрационные элементы и дренажи.

К числу основных достоинств взрывного способа возведения гидротехнических сооружений относятся значительное сокращение сроков строительства при весьма большой экономии в рабочей силе, механизмах, горючем, электроэнергии, транспорте и пр.; возможность производства работ в любое время года независимо от состояния погоды.

Наиболее благоприятны для постройки плотин направленным взрывом створы с крутыми берегами, изогнутыми в плане. Типичным примером такого створа является створ в овраге Бурджарсай (рис. 15.5), где в 1948 г. была возведена земляная плотина из лессовых грунтов объемом 16 тыс. м³. Для создания плотины было заложено 11 шурфов глубиной от 5,5 до 13,5 м с размещением в них зарядов общей массой 50 т. Плотина была возведена для предотвращения стихийного бедствия — затопления территории близлежащего города и нескольких колхозов паводковыми водами р. Ангрэн, прорвавшимися в овраг Бурджарсай. Проектирование плотины, проходка шурфов, зарядка и монтаж электровзрывных сетей были осуществлены всего за 4 дня.

В некоторых случаях направленными взрывами возводят сооружения из предварительно складированных материалов. Для этого на берегах реки устраивают склады грунта объемом на 30—50% больше объема тела запроектированной плотины. В подготовленный таким образом грунт закладывают заряды, которые можно взрывать последовательно, с некоторым замедлением относительно друг друга, что позволяет уложить в сооружение различный материал в требуемой очередности. Этот спо-

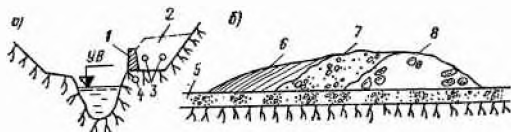


Рис. 15.6. Схема возведения взрывом верховой перемычки Нурекской плотины

a — схематический поперечный разрез по складу камня; *b* — поперечный профиль образованной взрывом перемычки; 1 — подпорная стенка; 2 — склад камня; 3 — бетонные трубы для размещения основных зарядов; 4 — заряды для дробления скального берега; 5 — русловый алювий; 6, 7, 8 — наброска взрывом соответственно супеси, гравелисто-галечного грунта и камня

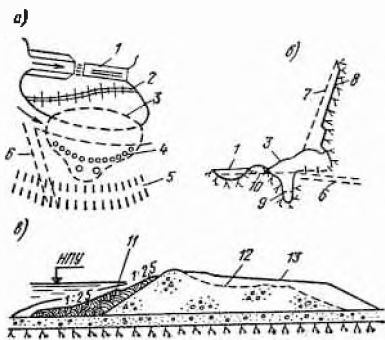


Рис. 15.7. Схема возведения Байпазинской плотины

а — план; б — разрез по створу; в — поперечный профиль плотины; 1 — водосброс; 2 — защитный вал; 3 — контур плотины; 4 — взрывные скважины; 5 — горный хребет; 6 — ирригационный туннель; 7, 8 — контур скального массива соответственно до и после взрыва; 9, 10 — уровень воды в реке соответственно до и после перекрытия; 11 — экран; 12 — проектный контур плотины; 13 — контур развала

соб дорожке, чем взрыв естественного массива грунта, но также значительно сокращает сроки строительства и особенно целесообразен при перекрытии рек с быстрым течением. Таким путем в 1966 г. была возведена верхняя перемычка Нурекской плотины (рис. 15.6).

На правом берегу р. Вахш за подпорной стенкой высотой 15 м на участке длиной около 250 м было заготовлено 146 тыс. м³ камня, 222 тыс. м³ песчано-гравелистых грунтов и 151 тыс. м³ супеси. В подготовленный материал было заложено 30 зарядов общей массой 636 т, которые взрывали четырьмя сериями. В результате взрыва в перемычку высотой 60 м было уложено более 150 тыс. м³ грунта. Плотность камня в теле перемычки составила 1,9 т/м³, галечника — 2 т/м³.

Взорванный грунт сбрасывают в тело плотины «насухо» или в воду.

В первом случае предварительно строят водопропускные сооружения. В зависимости от топографических условий это могут быть напорные или безнапорные туннели либо поверхностные водосбросы. Во избежание возможных повреждений при взрыве водосбросные сооружения располагают на достаточном удалении от зарядов, предусматривая в необходимых случаях соответствующие защитные мероприятия. Так, при возведении взрывом Байпазинской плотины на р. Вахш водосбросной канал был защищен грунтовым валом (рис. 15.7). После постройки водосбросных сооружений участок русла, предназначенный для возведения плотины, защищают от воды верховой и низовой перемычкой и производят подготовку основания и берегов (удаляют слой растительного грунта, сглаживают отдельные выступы и неровности и пр.). В случае необходимости в основании будущей плотины проводят противофильтрационные мероприятия (забивку шпунта и пр.).

Выброс грунта в тело плотины направленными взрывами производят с одного или обоих берегов, причем заряды располагаются выше гребня запроектированной плотины с таким расчетом, чтобы выброшенная взрывом порода легла на ненарушенные борта.

Если для создания тела плотины используют сильноводопроницаемые грунты, то на ее верхнем откосе проектируют устройство (после предварительной планировки) водонепроницаемого экрана. В случаях, когда на низовом откосе плотины возможно выклинивание депрессионной кривой фильтрационного потока, предусматривают устройство наклонного дренажа. В некоторых случаях можно применять и другие типы дренажных устройств (дренажные призмы, тьюфаки или комбинированные дренажи).

Если грунт сбрасывают взрывом в текущую воду (таким способом было перекрыто русло р. Терек на строительстве Павлодольской плотины, построена Байпазинская плотина на р. Вахш), то предварительно

до выброса в тело сооружения основного объема грунта русло реки перекрывают при помощи взрыва вспомогательных зарядов. При сбросе грунта взрывом в текущую воду отсутствует возможность тщательной подготовки основания в русловой части сооружения, а в остальном состав и последовательность работ по подготовке взрыва и после его проведения остаются такими же, как и при строительстве взрывом насыхо.

Байпазинская плотина высотой 65 м (см. рис. 15.7) была построена в 1968 г. Сброс породы в тело плотины направленными взрывами производили в момент, когда путем перекрытия туннеля вышележащего Нурекского гидроузла расход воды в р. Вахш был уменьшен до 10 м³/с. В подготовительный период был построен водосбросной канал на левом берегу и пробит ирригационный туннель для орошения Яванской и Оби-Кукской долин ТаджССР. Основное тело плотины объемом 728 тыс. м³ образовано горной массой из скального грунта правого берега, сброшенного взрывом 12 зарядов. Плотность уложенного грунта составляет 2,13 т/м³. Для создания противодиффузионного экрана и понура на левом берегу реки был предварительно устроен склад суглинка объемом 100 тыс. м³, в который заложили 52 наклонных заряда общей массой 50 т. В тело плотины взрывом было сброшено 20 тыс. м³ суглинка. При создании плотины на перемещение 1 м³ грунта было затрачено в среднем 2,71 кг взрывчатого вещества. В первые дни наполнения водохранилища фильтрация через тело плотины составляла 1,5—2 м³/с, а через 30 мес уменьшилась до 1 м³/с.

ГЛАВА 16

ДЕРЕВЯННЫЕ ПЛОТИНЫ*

§ 82. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Строительство деревянных плотин имеет в нашей стране давние традиции. Наиболее древними являются сланевые плотины, упоминание о которых встречается еще в летописях XIII в. Многочисленные деревянные плотины различных конструкций были построены в XVIII—XIX вв. на Урале, на Вышне-Волоцкой, Марининской и Тихвинской судоходных системах. Постепенно выработался особый, так называемый русский, тип деревянной плотины — ряжевый, который находит применение и в наши дни. Советскими инженерами разработаны новые конструкции деревянных плотин и их отдельных элементов [134, 187, 200], в том числе впервые построенные на Беломорско-Балтийском канале водосливные плотины из наклонных ряжей — контрфорсов высотой до 12 м и даже более. Сейчас деревянные плотины применяют редко, в основном в районах, богатых лесом, в тех местах, куда затруднен завоз других строительных материалов.

Как правило, деревянные плотины устраивают водосливными. Схематический вид такой плотины русского типа, рассчитанной на напор около 5 м, показан на рис. 16.1. Пропуск воды осуществляют через отверстия, которые могут перекрываться затворами, опирающимися на стойки. Стойки устанавливают для разделения водопропускного отверстия на ряд более мелких пролетов 1—1,5 м. Устраивают стойки постоянными или, чаще, съемными, которые можно убирать на время паводка. Вверху стойки упираются на упорные балки моста, а внизу — на поперечный брус над королем, через который нагрузка от стоек передается на продольные брусья.

Сопряжение плотины с берегами или прилегающими земляными дамбами осуществляют при помощи устоев. Если водосливной фронт плотины достаточно велик, между устоями для моста ставят дополнительные промежуточные опоры в виде быков или более легких контрфорсов. Прогон моста, укладываемые на опоры, предназначены для перехода через плотину и обслуживания затворов с помощью подъемников.

Расстояние между быками в свайно-обшивных плотинах составляет

* Написано Н. Н. Розановым.

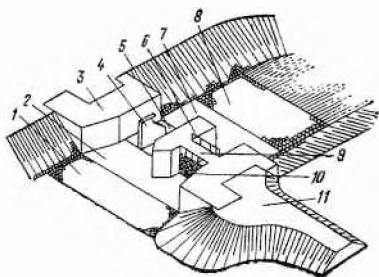


Рис. 16.1. Схема деревянной водосливной плотины

1 — глиняная подушка под креплением; 2 — понур; 3 — устой; 4 — контрфорс; 5 — водобой; 6 — бык; 7 — слив; 8 — рисберма; 9 — мост; 10 — стойки и затворы; 11 — земляная дамба

до 6,5 м, а в ряжевых плотинах достигает 10—13 м. Контрфорсы, служащие опорами для моста, устанавливают через 2,5—4 м.

Устой, быки и контрфорсы располагают на флютбете, который состоит из понурной части, водобоя, начинающегося непосредственно за затворами, и сливной части. В свою очередь понурная часть деревянных плотин подразделяется на глиняную подушку с креплением камнем и понур, прикрытый деревянным настилом, а сливная часть — на слив с деревянным настилом и рисберму, обычно из камня.

Пропуск воды через деревянную водосливную плотину может осуществляться и без устройства затворов на гребне водослива (см. далее рис. 16.5, а).

Деревянные плотины сравнительно дешевы, их строительство можно вести практически в течение всего года. Основной недостаток деревянных плотин — их недолговечность вследствие загнивания древесины. Устойчивы против гниения лишь элементы, постоянно находящиеся под водой. Срок надежной работы деревянных плотин составляет около 15 лет, при хорошей эксплуатации и своевременном ремонте он увеличивается до 25 лет и может быть даже более. Увеличение срока службы деревянных плотин достигается применением лесоматериала, обработанного методом пропиточной консервации; менее эффективна обмазка деревянных конструкций, находящихся в зоне переменной влажности, антисептиками (креозотовое масло и т. п.).

Лучший материал для строительства деревянных плотин — лиственница, достаточно устойчивая против загнивания при переменной влажности; широко используют также сосну. В отдельных случаях для ответственных частей сооружения используют дуб — породу, весьма прочную и устойчивую против загнивания, но дорогую и труднообрабатываемую.

§ 83. ТИПЫ ПЛОТИН

Существуют три основных типа деревянных плотин: *свайно-обшивные* (или стоечно-обшивные), *ряжевые* и *контрфорсные*. Различают также плотины упрощенных конструкций: *безустойные* и *сланевые*.

1. Свайно-обшивные плотины. В плотинах этого типа стены береговых устоев и быков, поддерживающие грунтовую засыпку, устраивают из свай, обшиваемых досками (рис. 16.2).

Если вместо свай используют стойки, устанавливаемые на специальных брусках, располагаемых по контуру быка или устоя, плотины называют *стоечно-обшивными*.

Свайно-обшивные плотины строят при напорах до 2,5—3 м; при больших напорах конструкция заанкеренных стен устоев сильно усложняется (требуется два яруса анкеров и пр.), и этот тип плотин обычно не применяют.

К числу преимуществ свайно-обшивных плотин относятся сравнительно небольшой расход лесоматериала и небольшой объем земляных работ по выемке котлована под устои. Однако эти плотины достаточно сложны в исполнении и малонадежны, поскольку имеют большое число соединений, которые легко могут быть нарушены в результате загнивания анкерных схваток, перекосов свай или стоек и пр. Нарушение нормальной работы таких плотин часто происходит также в результате вымыва грунта из-за стен устоев. Ввиду отмеченных недостатков свайно-обшивные плотины строят редко.

2. Ряжевые плотины. Это наиболее простой, надежный и долговечный тип деревянных плотин, применяемый уже многие сотни лет. Ряжевые плотины называют также плотинами русского типа. Обычно их строят при напорах до 4—6 м, но их можно применять и для напоров 10—12 м и более.

Устои и быки таких плотин выполняют из ряжей, представляющих собой срубы из бревен. Ячейки срубов обычно имеют в плане форму квадратов со стороной 2—3 м. Ряжевые конструкции загружают камнем или грунтом; их размеры выбирают таким образом, чтобы устойчивость сооружения против сдвига обеспечивалась его собственным весом.

Для устройства ряжевых плотин требуется большое количество лесоматериала (на 30—40% больше, чем для устройства свайно-обшивных плотин), поэтому для удешевления конструкции внутренние стены устоев иногда рубят через венец, делая их сквозными, с креплением в углах шипами.

Поперечный разрез плотины русского типа из вертикальных ряжей со свайно-ряжевым флютбетом показан на рис. 16.3.

Для улучшения условий работы плотины на сдвиг путем использования вертикальной составляющей давления воды на напорную грань при повышенных напорах возможно применение конструкций плотин из наклонных ряжей. Продольные стены таких ряжей наклонены под углом 45° в сторону верхнего бьефа, а вертикальные поперечные стены

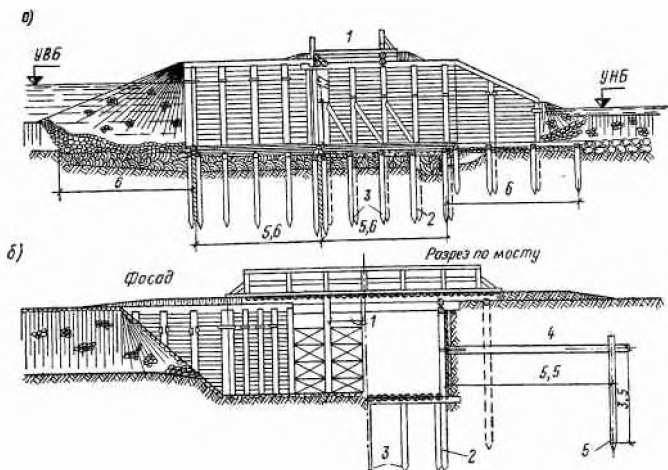


Рис. 16.2. Свайно-обшивная плотина

а — продольный разрез; б — поперечный разрез: 1 — служебный мост; 2 — стальные сваи; 3 — сваи флютбета; 4 — анкерная схватка; 5 — анкерная свая

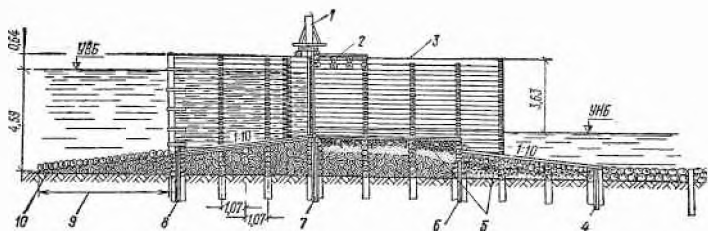


Рис. 16.3. Ряжевая плотина со свайно-ряжевым флютбетом

1 — ворот; 2 — мост; 3 — бык; 4 — слявий шпунт; 5 — обратный фильтр; 6 — водобойный шпунт; 7 — корольевый шпунт; 8 — понурный шпунт; 9 — глиняная подушка; 10 — мостовая на слое гравия и песка

рубят из бревен, расположенных под углом 45° к горизонту. Плотины из наклонных ряжей достаточно сложны в исполнении, поскольку в них трудно обеспечить тщательно выполнение врубок сопряжения вертикальных и наклонных стен ряжей, а также соединение тела плотины из наклонных ряжей с быками и устоями из вертикальных ряжей.

Ряжевые конструкции следует рассчитывать на устойчивость и прочность [48, 187].

3. Контрфорсные плотины. В плотинах этого типа (рис. 16.4) опорами для затворов и моста служат контрфорсы, которые представляют собой вертикальные фермы, состоящие из свай или стоек с подкосами; между контрфорсами, как и в плотинах других типов, располагаются промежуточные стойки.

Контрфорсы устанавливаются по линии корольевого шпунта через 3—4 м друг от друга; в береговой части расстояние между ними уменьшают до 2—3 м, здесь на контрфорсы опирается водонепроницаемая стенка, поддерживающая подпорный уровень воды. Береговые контрфорсы, как правило, устраивают свайными; в пролетных контрфорсах высокие сваи, забивка которых затруднительна, могут быть заменены стойками, устанавливаемыми на упорные брусья (рис. 16.4, б). Стоечные контрфорсы устанавливают как на свайных, так и на ряжевых флютбетам.

Береговые контрфорсы с внешней стороны, а пролетные с обеих сторон обшивают пластинами, что увеличивает их жесткость и предохраняет от повреждений плавающими телами и льдом.

Для устройства контрфорсных плотин требуется примерно вдвое меньше лесоматериала, чем для ряжевых, и на 25—30% меньше, чем для свайно-обшивных плотин. При строительстве контрфорсных плотин выемка грунта под устои не нужна, и земляные работы ограничиваются разработкой котлована для понура.

Контрфорсные плотины применяют при напорах 2—3 м, редко — при больших напорах. В последнем случае стойки и подкосы контрфорса делают обычно парными, и ширина контрфорса достигает 70 см.

В контрфорсных плотинах особенно трудно создать водонепроницаемый фронт между береговыми контрфорсами и обеспечить надежное соединение с берегами.

4. Безустойные плотины. В плотинах с напором до 2—3 м устои могут быть заменены продолжением флютбета, уложенным по предварительно спланированным берегам. На флютбет устанавливают контрфорсы и промежуточные стойки, которые поддерживают затворы. Безустойные плотины имеют те же преимущества и недостатки, что и контрфорсные; применяют их редко.

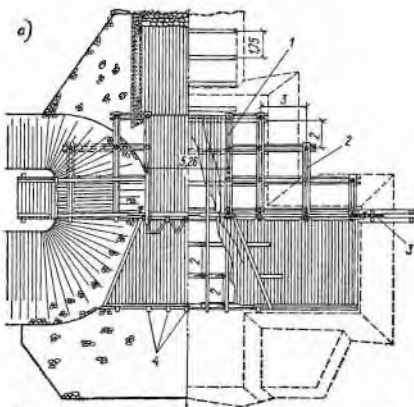


Рис. 16.4. Деревянная контрфорсная плотина

а — план; б — пролетный стоечный контрфорс; 1 — контрфорс устоя; 2 — береговой контрфорс; 3 — королевый шпунт; 4 — продольные брусья; 5 — стойки; 6 — подксы

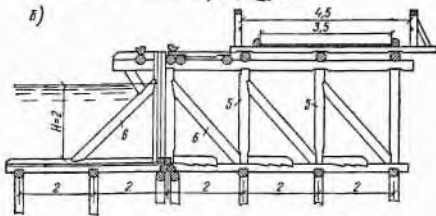
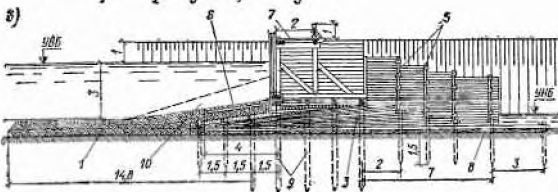


Рис. 16.5. Сланевые плотины

а — водосливная; б — комбинированная на сланевом основании; 1 — экран-пунур; 2 — подготовка из дерна, мха, соломы и др.; 3 — слань; 4 — заполнение лапником, хворостом и грунтом; 5 — прижимные колья; 6 — мостовая; 7 — мост; 8 — слой еловых веток; 9 — свай флюкбета; 10 — засыпка навалом



5. Сланевые плотины. Отличительной особенностью этих плотин является использование в их конструкции слани — свежесрубленных деревьев с неочищенной кроной. Такие плотины иногда называют также хворостяными или мельничными.

Как правило, сланевые плотины не имеют шпунтовых линий, и фильтрационный напор в них гасится в основном понурной частью.

Водосливная сланевая плотина простейшего типа показана на рис. 16.5, а. Слань выстилают на подготовке из мелкого камня или гравелисто-галечного грунта таким образом, чтобы низовая грань плотины состояла из ступеней, образованных комлями деревьев; ближе к низовой грани укладывают камень. На напорный откос по подготовке из дер-

на, мха, соломы либо другого подобного материала укладывают экран-понур из глинистого грунта.

Большее распространение по сравнению с водосливными сланевыми плотинами получили разборчатые сланевые плотины.

Сланевые плотины могут быть с ряжевými устоями или с устоями из сланевой кладки (со сваями или без свай). В пролетах устанавливают обычно разборные стоечно-подкосные строения, но можно устанавливать и постоянные ряжевые бычки, в этом случае пролеты перекрывают съемными затворами. Основание таких плотин может быть либо сланевым, либо свайно-сланевым.

На рис. 16.5, б показана комбинированная плотина на сланевом основании со свайным флютбетом.

Сланевые плотины могут выдерживать напоры до 4—5 м и при надлежащем выполнении служат довольно долго. Существенное достоинство сланевых плотин — простота и возможность использования нестроевого леса при меньшем общем расходе лесоматериала по сравнению с деревянными плотинами других типов. К крупным недостаткам сланевых плотин относятся значительная фильтрация через основание и необходимость в частых ремонтных работах на понуре, частично размываемом при пропуске паводковых расходов. Нередки также повреждения конструкции, в первую очередь береговых устоев, ледоходом.

§ 84. ФЛЮТБЕТЫ ПЛОТИН

По конструкции флютбеты деревянных плотин подразделяются на *свайные* (см. рис. 16.2), *свайно-ряжевые* (см. рис. 16.3) и *ряжевые*. Ряжевые и контрфорсные плотины можно строить с любым из перечисленных типов флютбетов; флютбеты свайно-обшивных плотин могут быть только свайными.

Наибольшее распространение имеют свайные флютбеты, применяемые при грунтах основания, допускающих забивку свай. Свайно-ряжевые флютбеты применяют в тех случаях, когда для уменьшения давления воды на затворы порог плотины приподнимают над дном котлована на 1 м и более. Свайные флютбеты в этом случае не применяют, поскольку верхние концы свай, возвышающихся над дном котлована, претерпевают под действием давления воды верхнего бьефа горизонтальные смещения, которые могут привести к расстройству работы сооружения. Ряжевую нарубку, заполняющую все пространство от дна котлована до верха флютбета, располагают на сваях и шпунтовых линиях, забитых в основание. Ряжевые флютбеты применяют в тех случаях, когда в грунты основания нельзя забивать сваи.

Важнейшей частью подземного контура флютбетов являются шпунтовые линии или ряды, на которых гасится основная часть фильтрационного напора. Обычно забивают один или два шпунтовых ряда: королевый, располагаемый между понуром и водобоем под линией затворов и являющийся основным, и понурный, располагаемый в начале понура (см. рис. 16.3). Реже устраивают третий шпунтовый ряд — водобойный, располагаемый в конце водобоя. Общая протяженность всех шпунтовых рядов (по вертикали) обычно составляет около половины длины флютбета.

Для устройства шпунтовых линий используют доски толщиной 5—12 см (предельная глубина их забивки 3—3,5 м) или брусья толщиной 14—22 см, которые можно забивать до глубины 5—6 м.

Королевый шпунт забивают на максимально возможную глубину (не меньшую значения напора), поэтому обычно его выполняют из брусев; понурный шпунт забивают на несколько меньшую (на 0,5—1 м) глубину. Водобойный шпунт в последнее время часто устраивают дырчатым либо заменяют свайным частоколом, что позволяет снизить фильтраци-

онное давление на водобой и предотвратить выпучивание водобойного пола.

Сваи флютбета ($d=20 \dots 26$ см) забивают правильными рядами. Расстояние между рядами в поперечном направлении 1,5—2,5 м. Продольные ряды свай забивают в соответствии с расположением надфлютбетных частей плотины. Каждый поперечный ряд свай схватывают поверх насадками, а по насадкам свайных и шпунтовых рядов укладывают продольные брусья, которые могут быть одиночными или парными. Таким образом образуется свайный ростверк, поверх которого настилают полы флютбета из досок или пластин.

Сваи флютбета проверяют на действие вертикальных и горизонтальных нагрузок [48, 187].

В ряжевых флютбетках шпунтовые ряды заменяют шпунтовыми стенками из горизонтальных брусьев, заглубляемыми в основание не менее чем на 1 м. Траншеи под шпунтовые стенки забивают глинистым грунтом. Если основание скальное, то нижние венцы ряжей заанкеривают в канавки глубиной 0,5—0,7 м, заполненные бетоном.

Протяженность флютбета зависит от напора на плотину H и характера грунта основания; длину отдельных его частей ориентировочно можно назначать в следующих пределах: глиняная подушка перед понуром от 0,5 до 1 H , понур от 1 до 2,5 H , водобой от 2 до 4 H , слив и рисберма от 2 до 10 H .

Понурную часть флютбета во всех типах плотин делают водонепроницаемой. Толщина отсыпки глинистого грунта зависит от его фильтрационных свойств и напора на плотину и принимается не менее 0,5—0,7 м в предпонурной подушке и не менее 1 м в примыкании к водобой.

Водобой в плотинах старых конструкций обычно выполняли водонепроницаемым, и он наряду с понуром участвовал в гашении фильтрационного напора. Однако при такой конструкции часто наблюдается выпучивание водобойных полов, поэтому более целесообразно устраивать водобой водопроницаемым, как это обычно и делается в плотинах последних конструкций (в этом случае водобойный шпунтовый ряд не забивают либо заменяют дырчатым шпунтом или свайным частоколом). Под полом водопроницаемого водобоя для повышения устойчивости сооружения укладывают камень по принципу обратного фильтра; если водобой устраивают водонепроницаемым (см. рис. 16.3), то под полом укладывают глинистый грунт или глинобетон (20—25% глины, 35—40% песка и 35—40% гравия), прикрывая его сверху для защиты от размыва и промерзания слоем обратного фильтра толщиной 0,3—0,5 м. Водобойный пол представляет собой два ряда досок, уложенных без прокладок водонепроницаемого материала и без конопатки швов.

Под действием давления воды, передаваемого на сваи водобойной части флютбета через промежуточные стойки и продольные упорные брусья, происходит изгиб свай в сторону нижнего бьефа. Это может привести к отходу водобойного пола от понурного и образованию щелей между торцами досок понурного пола и королем. Надежная связь понурной и водобойной частей обеспечивается продольными брусьями, которые укладывают под стойками, контрфорсами и продольными стенами быков и устоев. Эти брусья связывают врубками понурную, королевую и водобойную колоды и насадки свайных рядов. Имеются предложения [134] об устройстве третьего ряда понурного пола, покрывающего гребень королевого шпунтового ряда и примерно на 2 м заходящего в водобойную часть.

Слив во всех случаях делают водонепроницаемым. Сливной пол выполняют бревенчатым из накатника $d \approx 18$ см и располагают примерно на 0,5 м ниже пола водобоя. Под полом укладывают обратный фильтр из песчано-гравелистого грунта, щебня и камня.

Флютбет заканчивают рисбермой, которая, как и слив, служит для

защиты русла от размывающего действия потока и для выравнивания его скоростей от повышенных на выходе из отверстия плотины (до 10 м/с) к бытовым в нижнем бьефе. Простейшим типом рисбермы является отсыпка камня по слою обратного фильтра. Участок рисбермы, примыкающий к сливу, укрепляют более надежно.

Помимо описанных основных типов флютбетов в некоторых случаях используют и другие конструкции. В плотине на сланевом основании, показанной на рис. 16.5, б, водобойная часть флютбета устроена на сваях, а в подполье уложены ряды слани, пересыпанные камнем. В плотинах с напорами более 4—5 м, расположенных на скальных основаниях, возможно устройство контрфорсных флютбетов.

ГЛАВА 17

ВОДОПРОПУСКНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ГИДРОУЗЛОВ С ГЛУХИМИ ПЛОТИНАМИ*

§ 85. КЛАССИФИКАЦИЯ ВОДОСБРОСОВ И ВОДОВЫПУСКОВ

Общая классификация водопропускных сооружений была рассмотрена в гл. 10. В составе гидроузла с глухой плотиной (см. рис. 10.1 и 10.2) чаще всего имеются два основных водопропускных сооружения: водосброс и водовыпуск (водоспуск).

Водосброс располагают в теле плотины или вне его — на берегу (береговой водосброс). Тип водосброса выбирают с учетом: 1) водохозяйственных показателей объекта; 2) топографических и геологических условий в створе гидроузла; 3) типа плотины и значения расчетного напора; 4) условий пропуска строительных расходов; 5) экономических соображений.

Различают следующие, наиболее характерные типы водосбросов гидроузлов с глухими плотинами: а) открытые — с транзитной частью в виде быстрого тока или многоступенчатого перепада (см. рис. 10.1, 17.3—17.8); б) закрытые — трубчатые, туннельные (см. рис. 10.3, в—д, 17.9, 17.10, 17.12—17.18); в) комбинированные, сочетающие признаки открытых и закрытых (см. рис. 17.11, а). По конструкции входной (головной) части открытые водосбросы можно разделить на *фронтальные* (с лобовым подводом воды), *траншейные* (с боковым отводом воды), *полигональные* и др., а закрытые водосбросы и водовыпуски — на *безбашенные*, *башенные*, *шахтные*, *ковшовые*, с *вихревой камерой* и др.

По условиям управления, как уже отмечалось (см. гл. 10), водосбросы делят на *регулируемые* (с затворами) и *нерегулируемые* (без затворов, автоматические).

Водовыпуск также располагают в теле плотины или вне его. Основанием для водовыпуска обычно служит коренной грунт. Тип водовыпуска определяется: 1) способом пропуска строительных расходов и их значениями; 2) водохозяйственными показателями; 3) экономическими и эксплуатационными соображениями; 4) топографическими и геологическими условиями в створе гидроузла.

При относительно малом диапазоне колебания уровня водохранилища водовыпуск может быть устроен непосредственно у уреза воды в виде шлюза-регулятора. Такие водовыпуски называют *открытыми*. В большинстве случаев диапазон колебания уровня водохранилищ гидроузлов с глухими плотинами оказывается значительным, и водовыпуски устраивают *закрытыми*.

* Написано совместно Н. П. Розановым и И. С. Румянцевым.

Различают водовыпуски, работающие в *напорную* гидравлическую систему (гидроэлектростанцию, насосную станцию и т. д.) и в *безнапорную открытую* или *закрытую* гидравлическую систему (магистральный канал оросительной системы).

По конструкции водовыпуски подразделяют на: а) *трубчатые*; б) *туннельные*; в) *комбинированные*, сочетающие признаки трубчатых и туннельных.

По расположению регулирующих затворов различают водовыпуски: а) с затворами в *начале водопропускного тракта*; такое местоположение затворов характерно для трубчатых водовыпусков, в этом случае обычно устраивают *башню управления затворами*, имеющую в нижней части своей части *камеру затворов*, а в верхней эстакаду с подъемными механизмами; в ряде случаев вместо башни предусматривают особое помещение с проходом в него со стороны нижнего бьефа; б) с затворами в *средней части водопропускного тракта*; такое местоположение затворов возможно как в трубчатом, так и в туннельном водовыпуске с устройством башни управления или без нее; в) с затворами в *конце водопропускного тракта*; такое местоположение затворов характерно для водовыпусков, работающих в напорном режиме, а также для туннельных и трубчатых водовыпусков с напорными трубопроводами внутри галерей.

Требования, предъявляемые к водовыпускам (водоспускам) гидроузлов, были указаны в гл. 10.

§ 86. ОТКРЫТЫЕ ВОДОСБРОСЫ

Открытый водосброс располагают на одном из берегов. Если создание одного широкого водосброса сопряжено с большими объемами работ, целесообразно устраивать водосбросы на обоих берегах. Ось водосбросного тракта предпочтительно трассировать по водораздельным участкам склона, по возможности перпендикулярно горизонталям. Следует с осторожностью относиться к вариантам трассировки оси водосброса по понижениям эрозионного происхождения (балкам, оврагам и пр.), так как сам факт их самопроизвольного возникновения свидетельствует о неблагоприятных геологических и гидрогеологических условиях, а также показателях грунтов на этих участках берега. Очевидно, что вариант трассировки перпендикулярно горизонталям более экономичен по объемам земляных работ (рис. 17.1, а, б). При трассировке водосбросов по крутым косогорам (рис. 17.1, в) целесообразно задавать возможно меньшую ширину их транзитной части. Отмеченное обстоятельство часто реализуется в форме сужающихся вниз по течению быстротоков.

Входную часть береговых водосбросов выполняют как с затворами, так и без них. Условия их применения, достоинства и недостатки указаны в гл. 10.

1. Водосбросы с лобовым подводом воды (фронтальные). а. Транзитная часть в виде быстротока. В тех случаях, когда в зоне верхнего бьефа имеются ограниченные возможности для форсирования уровня водохранилища, а местные топографические условия не позволяют развить прямолинейный фронт водослива на достаточную длину, целесообразно придавать входной части водосброса криволинейную или даже зигзагообразную форму в плане (рис. 17.2).

К этому случаю следует отнести и так называемый *мексиканский (веерный)* тип головной части (рис. 17.3). Такие конструкции, получившие широкое распространение в странах Латинской Америки, были специально разработаны экспериментальным путем с целью создания компактной безнапорной головной части, в которой гашение избыточной энергии достигается донным гидравлическим прыжком с частичным использованием принципа соударения потоков и реакций боковых стенок.

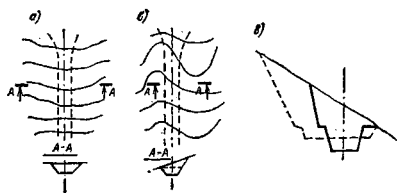


Рис. 17.1 Варианты трассировки оси водосбора по береговому склону

а — перпендикулярно горизонталям; б — под углом к горизонталям; в — «широким» или «узким» быстротоком

биной потока в необходимую сторону возникновения катящихся волн (см. гл. 10); в) обеспечить приемлемое сопряжение боковых стенок водосбора с развитой в плане криволинейной головной частью; г) создать выгодный для концевой части водосбора гидравлический режим потока. Однако при сужающемся быстротоке увеличиваются удельные расходы q , что при относительно размываемых грунтах несколько осложняет гашение избыточной энергии в нижнем бьефе и иногда требует устройства расширяющегося участка с рассеивающим трамплином (уменьшение q) или более мощного крепления нижнего бьефа (см. рис. 12.7).

Кроме сужающихся в плане быстротоков для борьбы с волнообразованием применяют так называемые *струйные быстротоки* (см. рис. 17.2, г), имеющие наряду с боковыми несколько продольных разделных стенок (см. гл. 10). Иногда для борьбы как с катящимися, так и со стоя-

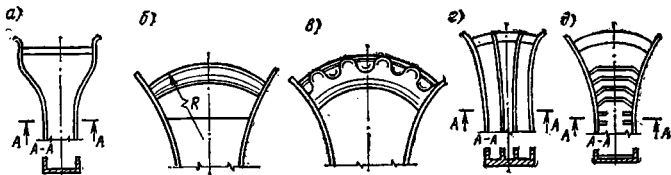


Рис. 17.2. Входная часть открытых береговых водосборов с развитой длиной водосливного гребня

а — сужающаяся с прямолинейным водосливным порогом; б — с циркульным очертанием порога; в — с зигзагообразным гребнем; г — с криволинейным гребнем при струйном быстротоке; д — сужающаяся с криволинейным гребнем и усиленной шероховатостью

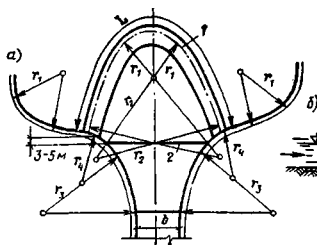
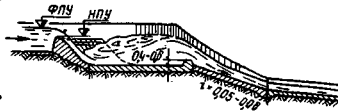


Рис. 17.3. Головная часть берегового водосбора мексиканского (веерного) типа

а — план; б — разрез по оси водосбора; 1 — ось водослива; 2 — контрольное сечение; L — длина водослива



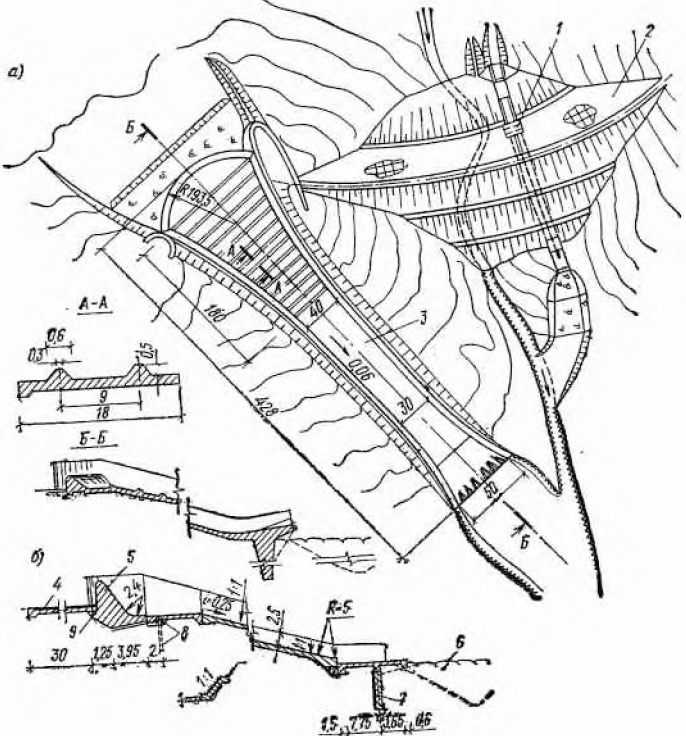


Рис. 17.4. Водосбор гидроузла Карлос Мануэль де-Сеспедес (Куба) с расчетным расходом $Q_p = 3660 \text{ м}^3/\text{с}$ (а) и разрез по оси водосбора гидроузла Игуанохо (Куба) с расчетным расходом $Q_p = 1020 \text{ м}^3/\text{с}$ (б)

1 — водовыпуск; 2 — земляная плотина; 3 — водосбор; 4 — асфальт; 5 — вакуумный водослив; 6 — воронка размыва; 7 — бетонные сваи; 8 — дренаж; 9 — асфальтовая пленка

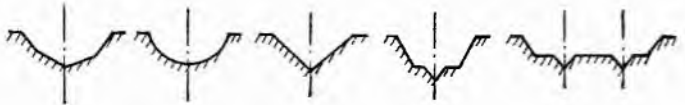


Рис. 17.5. Безволновые поперечные профили быстротоков

чими волнами (косыми волнами, прыжком-волной) применяют усиленную шероховатость дна (а иногда и стенок) лотка быстротока (см. рис. 17.2, д). Следует отметить, что усиленная шероховатость является своего рода *крайней мерой* для управления режимом потока. Если достаточно обоснованно назначить плановые очертания стенок быстротока и точно запроектировать гидравлический режим его работы, то в большинстве случаев от применения усиленной шероховатости можно отказаться. К недостаткам усиленной шероховатости относятся: а) трудоемкость ее

наклона свободной поверхности на повороте при отсутствии выража может быть приближенно определен по зависимости $\operatorname{tg} \alpha = v^2 / (gR)$, где v — средняя скорость потока на повороте; g — ускорение свободного падения; R — радиус оси поворота. При устье выража угол поперечного наклона дна иногда принимают равным углу α или несколько меньшим его (см. рис. 10.7, б);



Рис. 17.7. Многоступенчатый перепад

2) все переходные участки на трассе быстротока надлежит выполнять с плавными очертаниями, избегая изломов боковых стенок, приводящих к образованию косых волн;

3) по условиям устойчивости свободной поверхности и отсутствия стоячих волн, а также поперечной «раскачки» потока наиболее целесообразно прямоугольное сечение быстротока или трапециевидальное сечение с крутыми откосами (примерно 1:0,5). Сечения с $m > 0,5 \dots 2$ рациональнее по условиям производства работ и из соображений экономии материалов при нескольких грунтах, но обладают целым рядом недостатков в отношении гидравлики потока на водосбросе;

4) наложение условий возможного «проскока» волн из верхнего бьефа водохранилища на расчеты бетонных элементов. Бетонное крепление рассчитывают как на статические, так и на гидродинамические нагрузки (см. гл. 10, а также специальную литературу);

5) в случае, если прогноз волнообразования на трассе водосброса показал, что при одном или нескольких режимах его работы возможно возникновение катящихся волн, применяют так называемые безволновые поперечные профили (рис. 17.5; см. также гл. 10);

6) бетонные плиты и стенки, образующие тракт водосброса, разрезают деформационными швами (рис. 17.6). Для перехвата поверхностного стока или грунтовых вод, которые при полном или частичном опорожнении водосброса могут вызвать опасное противодавление, под быстротоком или в пазухах его предусматривают дренаж. При расположении водосброса на основании, склонном к зимнему пучению, предусматривают необходимые меры к обеспечению устойчивости его частей при пучении [22].

Концевая часть берегового водосброса с быстротоком может быть различной — с консолью (см. рис. 17.4), водобойным колодцем, водобойной плитой с гасителями энергии (см. гл. 12).

б. Транзитная часть в виде многоступенчатого перепада. При значительных уклонах транзитной части водосброса иногда целесообразно устраивать ее в виде многоступенчатого перепада (рис. 17.7), представляющего собой ряд горизонтальных участков (ступеней), сопрягаемых вертикальными стенками той или иной высоты. Длину каждой ступени назначают такой, чтобы падающая с вышележащей ступени струя достигла поверхности данной ступени и, частично погасив свою избыточную энергию в толще потока или донным прыжком, реформировалась в спокойный поток, движущийся к следующей ступени. В противоположность быстротокам скорости потока на многоступенчатых перепадах относительно невелики (2—3 м/с).

При конструировании перепадов рекомендуется обеспечивать подвод воздуха под струю на каждой ступени. Число ступеней устанавливают технико-экономическим сравнением вариантов. Расчет ступеней ведут обычными гидравлическими методами, рассмотренными в справочной и учебной литературе [4, 270].

Сооружение перепадов связано обычно с большими объемами земляных и бетонных работ, чем устройство быстротоков. Кроме того, быстроток почти всегда можно расположить выше или лишь несколько ниже депрессионной кривой грунтовых вод в берегах реки, поэтому его кон-

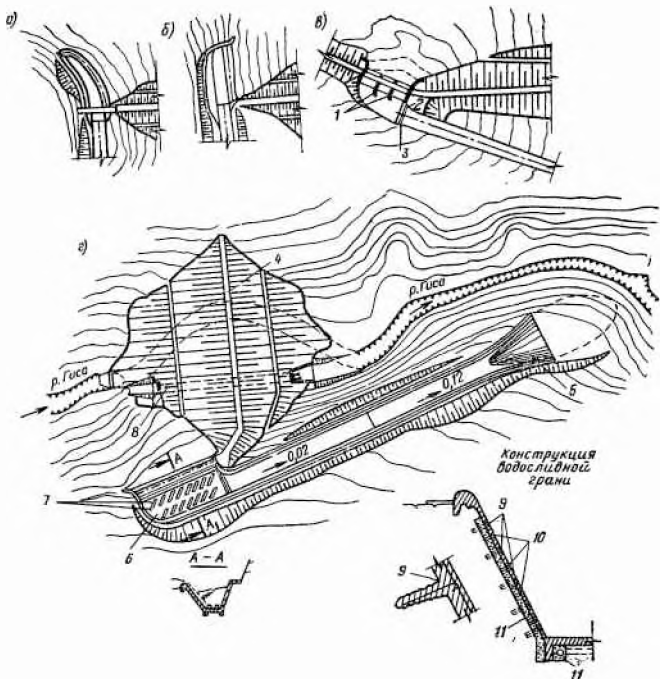


Рис. 17.8. Водосбросы с боковым отводом воды от головной части

a — варианты расположения входной части; *г* — водосброс гидроузла Гиса (Куба); 1 — бычки с криволинейной нижней частью; 2 — плавно очерченная стенка; 3 — порог; 4 — каменно-земляная плотина; 5 — рассеивающий трамплин; 6 — траншейный водосброс; 7 — косые в плане донные пороги; 8 — водовыпуск со стальными трубопроводами в галереях; 9 — анкеры; 10 — капельницы; 11 — дренаж

струкции в очень малой степени подвержены фильтрационному давлению. При возведении перепадов, особенно со значительной высотой ступеней, фильтрационное давление обуславливает необходимость увеличения толщины плит ступеней. Это наряду с большим объемом бетона, необходимого для сооружения подпорных стенок, удорожает перепад по сравнению с заменяющим его быстротоком, хотя при нем и облегчается гашение избыточной энергии в нижнем бьефе. Иногда целесообразно на одном участке водосброса устраивать быстроток, а на другом (с большим уклоном) — перепад.

2. Водосбросы с боковым отводом воды от головной части (траншейные). Для этого типа водосброса характерно расположение водосливного фронта головной части *вдоль* горизонталей берегового склона. В отдельных случаях водосброс с боковым отводом может иметь иную ориентацию водослива головной части (рис. 17.8). Водосброс с боковым отводом воды целесообразно устраивать в стесненных створах с крутыми бортами, сложенными скальными или полускальными породами, допускающими крутые откосы в транзитной части.

Головная часть такого водосброса бывает регулируемой и нерегулируемой. Фронт водослива головной части может иметь значительную

длину. Параметры нижнего бьефа водослива — траншеи — определяют гидравлическими методами расчета потока с переменным расходом по длине. Для данного типа водосброса характерна весьма сложная схема работы траншеи, поэтому расчет позволяет назначить основные конструктивные размеры лишь ориентировочно. Окончательно параметры этих водосбросов в большинстве случаев принимают по результатам модельных гидравлических исследований.

Например, размеры и ориентация косых донных порогов для гашения избыточной энергии в траншее водосброса, изображенного на рис. 17.8, *з* (расчетный расход 1100 м³/с, режим истечения неподтопленный), были подобраны при модельных исследованиях. Устройство этих порогов позволило обеспечить удовлетворительные условия работы траншеи и транзитной части водосброса.

Благоприятный гидравлический режим в транзитной части водосброса можно обеспечивать, устраивая криволинейные стенки-бычки 1, а также порог 3 и плавноточерченную стенку 2 (см. рис. 17.8, *в*).

Бетонное крепление траншеи и транзитной части водосброса, устраиваемого на скальном основании, часто выполняют в виде тонкой облицовки с арматурой, прианкерованной к скале (см. рис. 17.8, *з*). Для снятия фильтрационного давления в этом случае под креплением устраивают дренажи, оборудованные специальными разгрузочными выходами — капельницами.

§ 87. ЗАКРЫТЫЕ ВОДОСБРОСЫ

Закрытые водосбросы широко используют в составе гидроузлов, возводимых в стесненных створах. Их применение обычно позволяет иметь широкий фронт земляных работ благодаря пропуску строительных расходов по подземным водоводам, а также снизить стоимость строительства в случаях, когда сооружение открытого водосброса сопряжено с большими трудностями. Некоторые основные проблемы, связанные с расчетами закрытых водосбросов, уже рассмотрены в главах 10 и 11.

1. Трубчатые башенные водосбросы. В отдельных случаях закрытые водосбросы, размещаемые непосредственно в теле глухих плотин из грунтовых материалов, выполняют трубчатыми башенными (рис. 17.9). При небольших расходах и напорах в несколько метров применяют простейшие конструкции таких водосбросов (рис. 17.9, *а*) — с башнями постоянного поперечного сечения и допущением переходных гидравлических режимов работы, в общем неблагоприятных и не рекомендуемых, избегаемых в настоящее время при возведении более крупных сооружений (см. гл. 10 и далее о туннельных башенных и шахтных водосбросах). Такие небольшие водосбросы различных конструкций нашли применение на ряде малых гидроузлов, например на Украине. К трубчатым башенным водосбросам, построенным при больших напорах и расходах, относятся водосбросы гидроузлов Мингечаурского и Ирил Эмда (рис. 17.9, *б, в*), запроектированные с четко выраженным безнапорным режимом работы при всех расходах. Возведены они на слабых неоднородных полускальных и скальных основаниях. На гидроузле Ирил Эмда сопряжение встроенного в плотину водосброса с асфальтобетонным экраном осуществлено с применением гибкого резинового листа. Очертания концевой части водосброса, устроенной в виде носка-трамплина, подобраны в лаборатории.

Башенные трубчатые водосбросы бывают и сифонными (см. далее рис. 17.11).

В сооружениях рассматриваемого типа важно обеспечить надежное уплотнение в швах (см. далее рис. 17.20, *а*) между секциями труб и между башней и трубами с учетом возможных неравномерных осадок,

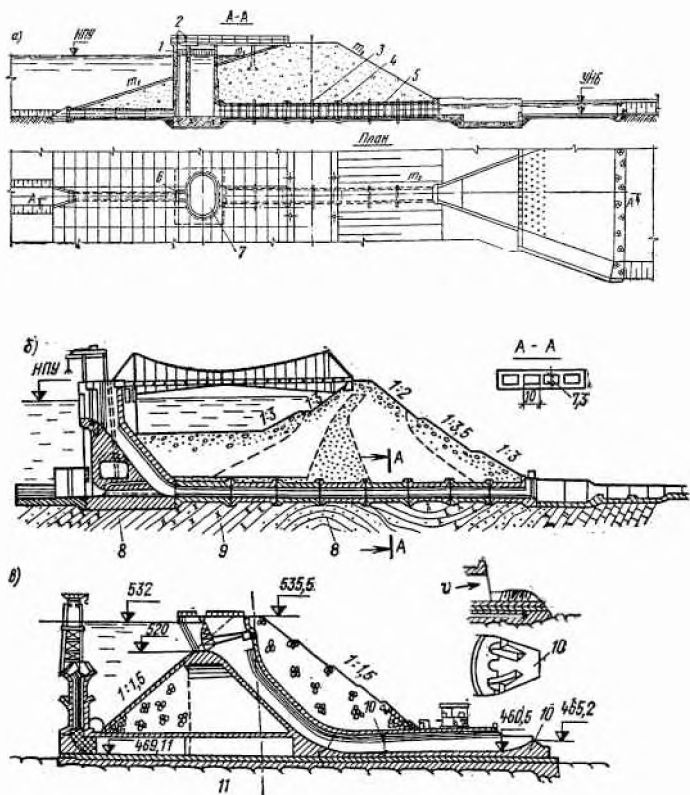


Рис. 17.9. Трубчатые башенные водосбросы

а — для небольших расходов и напоров (типовой проект); б — Мангечаурского гидроузла ($Q_p = 1600 \text{ м}^3/\text{с}$, четыре пролета, $H = 70 \text{ м}$); в — гидроузла Ирия Эмда (Алжир, $Q_p = 2500 \text{ м}^3/\text{с}$, три пролета по 10 м , $H = 70 \text{ м}$); 1 — соросудерживающая решетка; 2 — подъемник с ручным приводом; 3 — железобетонная диафрагма; 4 — температурно-осадочный шов; 5 — оклеечная гидроизоляция; 6 — камера затворов; 7 — шахта; 8 — глины; 9 — песчанки; 10 — носок-трамплин; 11 — слабые глинистые сланцы (сильно дислоцированные)

а также предотвратить образование облегченных путей фильтрации по контакту труб с грунтом, что достигается устройством утолщенных выступов в местах стыков труб (см. рис. 17.9, б), а иногда установкой специальных диафрагм (см. рис. 17.9, а).

Хотя водосбросы подобного типа при больших и средних напорах не получили широкого распространения, следует считать, что имеющийся опыт их применения даже для высоких плотин (примерно 80 м) и современный уровень изучения гидравлики закрытых сооружений (включая вопросы кавитации, подвода воздуха, динамических воздействий) свидетельствуют о небесперспективности таких конструкций.

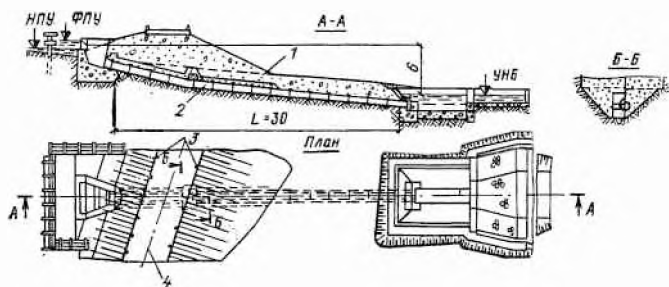


Рис. 17.10. Трубчатый ковшовый напорный водосброс конструкции Росгипроводхоза
1 — поверхность земли; 2 — железобетонные трубы; 3 — надслбы; 4 — ось плотины

2. Трубчатые ковшовые водосбросы. К закрытым водосбросам относятся трубчатые ковшовые водосбросы — с входным оголовком в виде ковша (рис. 17.10). Существуют как безнапорные, так и напорные ковшовые водосбросы с безвакуумными и вакуумными оголовками. В безнапорных конструкциях в некоторой мере реализуется идея развития водосливного фронта головной части путем увеличения длины сливной кромки ковша. В напорных конструкциях допускается поворот оси трассы в плане. В концевой части водосбросов этого типа устраивают колодец-гаситель или носок. Применяют их на небольших прудах обычно при расходах примерно до $20 \text{ м}^3/\text{с}$.

3. Сифонные водосбросы. В составе гидроузла с глухой плотиной из грунтовых материалов иногда применяют сифонные водосбросы (рис. 17.11), которые могут быть выполнены или как самостоятельная конструкция, или как головная часть открытого водосбросного тракта (комбинированный водосброс). В отдельных случаях устраивают сифонный водосброс в виде трубопроводов, переброшенных через тело невысокой земляной плотины.

Гребень сифона располагают на отметке НПУ. При паводке уровень верхнего бьефа повышается, вследствие чего в трубы сифона перестает поступать воздух через воздухоподводящие отверстия 1 (рис. 17.11). Струя воды, переливающаяся через гребень, отбрасывается к стенке АБ (если эта стенка не имеет обратного наклона, в точке В устраивают небольшой носок — выступ, отбрасывающий струю к противоположной стенке); в результате образуется замкнутое пространство Г, из которого воздух выносится струей воды, и сифон заряжается — начинает работать полным сечением как напорная труба с напором z . При этом расход, очевидно, определяется по зависимости $Q = \mu \omega_{\text{вых}} \sqrt{2gz}$, где μ — коэффициент расхода; $\omega_{\text{вых}}$ — площадь поперечного сечения сифона на выходе. В современных сифонах $\mu \approx 0,75 \dots 0,82$. Превышение УВБ над НПУ обычно невелико — для небольших сифонов $H = 10 \dots 20$ см, для больших $H \leq 1$ м.

Крупный туннельный башенный водосброс гидроузла Батанг Паданг в Малазии с сифонами на гребне башни рассчитан на расход $1104 \text{ м}^3/\text{с}$ при $H = 1,06$ м и состоит из 14 сифонных труб. Внутренний диаметр башни 11,5 м, диаметр по гребню сифона $d_r = 26,2$ м. Интересно отметить, что в варианте башенного водосброса открытого типа — без сифонов — получилось по расчету $d_r = 36,6$ м при существенно большем H , равным 2,7 м.

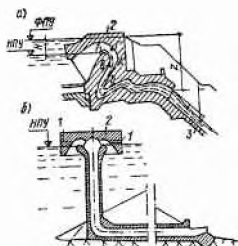


Рис. 17.11. Сифонные водосбросы

а — в головной части открытого сбросного тракта (комбинированный водосброс); *б* — башенный; 1 — воздухоподводящее отверстие; 2 — «клапор» сифона; 3 — быстроток

гребне), который не должен превышать допустимого из условия отсутствия кавитации (см. гл. 11). Во избежание неблагоприятных режимов работы, вызывающих вибрации, конструкция сифонного водосброса (воздухоподводы и пр.) должна обеспечивать его работу при различном воздухосодержании в воде без разрядки в значительном диапазоне изменения расходов (см., например, Экспресс-информацию «Гидроэнергетика», 1977, № 37).

4. Туннельные водосбросы. Туннельные водосбросы широко используют в составе гидроузлов с плотинами на скальных основаниях. Целесообразность устройства таких водосбросов в каждом конкретном случае обосновывают технико-экономическими расчетами. При этом стремятся к минимальным объемам скальных работ.

На особо крутых склонах применяют водосбросы с головной частью, предусматривающей боковой отвод воды (рис. 17.12, *а*). При наличии участков с расширением промежутков между горизонталями строят водосбросы с лобовым подводом воды к голове (рис. 17.12, *б*). В случаях, когда склон имеет удобные площадки для размещения кольцевой воронки, устраивают шахтные водосбросы с входной частью в виде вертикальной или наклонной шахты (рис. 17.12, *в*). Иногда всю шахту или ее часть заменяют башней. Перечисленные туннельные водосбросы относятся к водосбросам с поверхностным водозабором. Помимо них существуют водосбросы с глубинным водозабором (рис. 17.13). Такие водосбросы можно устраивать в несколько ярусов. На Нурекском гидроузле

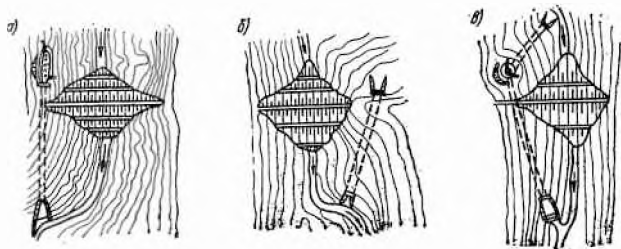
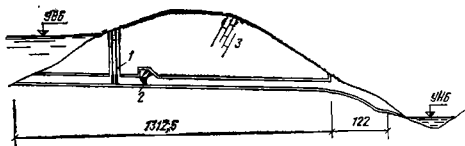


Рис. 17.12. Туннельные водосбросы с поверхностным водозабором
а — с боковым отводом воды; *б* — с лобовым подводом воды; *в* — шахтный

Рис. 17.13. Туннельный водосброс с глубинным водозабором Нурекского гидроузла ($Q_p = 2020 \text{ м}^3/\text{с}$)

1 — плоские ремонтные затворы; 2 — сегментные затворы; 3 — песчанники



было сооружено четыре яруса водосбросов. На рис. 17.13 показан водосброс верхнего яруса.

Туннельные водосбросы могут быть напорными или безнапорными. Водосбросы с поверхностным водозабором, как с боковым отводом воды, так и с лобовым подводом ее, обычно проектируют безнапорными на всей длине водопропускного тракта. Шахтные и башенные водосбросы, как правило, имеют безнапорный режим на значительной части водосбросного тракта, но бывают и напорными. В водосбросах с глубинным водозабором нередко применяют схему с расположением регулирующих затворов в начальной части туннеля — обычно в некотором удалении от входа (чтобы не устраивать дорогой башни управления; см. рис. 17.13), а иногда и у входа. В этом случае режим потока за затворами безнапорный. Применяют и водосбросы с регулируемыми затворами в конце туннеля, который в этом случае на всем протяжении будет напорным. Эта схема рациональна по гидравлическому режиму работы сооружения (в туннеле и у затворов облегчается кавитационная обстановка, сохраняются стабильные гидравлические режимы, поворот оси трассы в плане не вызывает осложнений), но в статическом отношении туннель и конечная часть водосброса работают в довольно тяжелых условиях. Конструкции затворов и другого гидромеханического оборудования рассмотрены в главах 29—31.

Безнапорные туннельные водосбросы целесообразно проектировать прямолинейными в плане (см. рис. 17.12). Иногда подобные водосбросы выполняют с поворотом их оси в горизонтальной плоскости. Это позволяет уменьшить длину и стоимость туннеля, однако при значительных скоростях водного потока осложняет гидравлические условия работы водосброса, обуславливая необходимость увеличения высоты поперечного сечения для обеспечения достаточного расстояния между свободной поверхностью воды и сводом, необходимость устройства виража на повороте и т. д.

Туннельные водосбросы с глубинным водозабором в отличие от безнапорных с поверхностным водозабором позволяют пропускать расходы при большой сработке уровня верхнего бьефа. Это их достоинство часто реализуется для существенной трансформации объема катастрофических паводков. При проектировании траншеи туннельных водосбросов с боковым отводом воды (см. рис. 17.12, а) сохраняются требования, отмеченные при рассмотрении водосбросов с открытой транзитной частью, причем усиливается требование выравнивания поверхности потока при входе на транзитную часть, в данном случае в туннель, во избежание создания в нем частичного напорного режима или же необходимости в чрезмерно большом увеличении высоты поперечного сечения туннеля.

Туннельные водосбросы с лобовым подводом воды (см. рис. 17.12, б) характеризуются ясными и достаточно благоприятными условиями гидравлической работы. В качестве примеров крупных водосбросов этого вида можно отметить водосбросы гидроузлов Глен-Каньон ($Q = 3900 \text{ м}^3/\text{с}$, высота плотины 216 м; рис. 17.14), Альдеадавила ($Q = 1450..2800 \text{ м}^3/\text{с}$, высота плотины 139,5 м)*, Чиркейского ($Q = 1700 \text{ м}^3/\text{с}$, высота плотины 233 м).

* Кроме туннельного водосброса в данном гидроузле имеется и водослив на расход $10\,000 \text{ м}^3/\text{с}$ (плотина арочно-гравитационная).

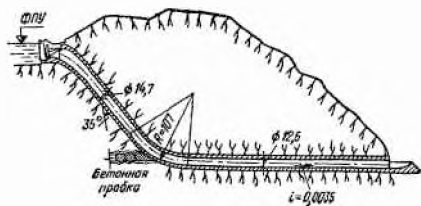


Рис. 17.14. Безнапорный туннельный водосбор с лобовым подводом и поверхностным забором воды гидроузла Глен-Каньон (США) ($Q_p = 3900 \text{ м}^3/\text{с}$)

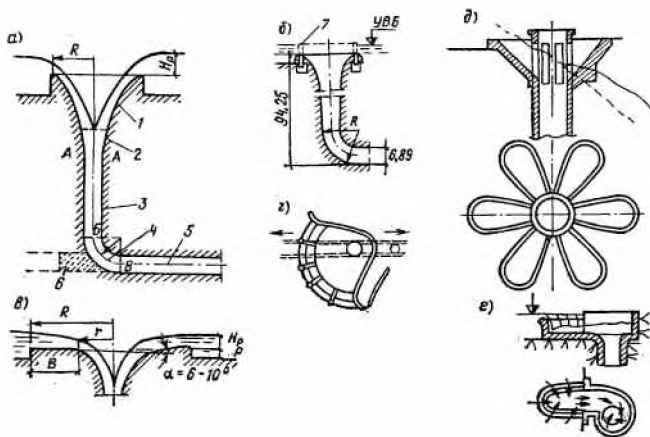


Рис. 17.15. Шахтные туннельные водосборы

а — с воронкой практического профиля и цилиндрической шахтой (схема); б — с воронкой практического профиля и опускным цилиндрическим затвором (водосбор Оуахи, США); в — с плоским гребнем (слева) или конической вставкой (справа); г — с неполной (в плане) кольцевой воронкой (Чарвакский водосбор; $Q_p = 1700 \text{ м}^3/\text{с}$; $H = 150 \text{ м}$); д — с воронкой лепесткового типа с развитой длиной по гребню (водосбор Татевского гидроузла на р. Воротан. $Q_p = 350 \text{ м}^3/\text{с}$; $H = 29 \text{ м}$); е — с воронкой в виде спиральной камеры (схема); 1 — воронка; 2 — переходный участок; 3 — вертикальная шахта; 4 — колено; 5 — отводящий туннель; 6 — пробка; 7 — цилиндрический затвор

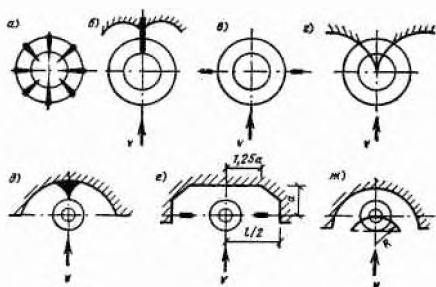


Рис. 17.16. Схемы противоворотных устройств

Шахтные туннельные водосбросы (рис. 17.15) состоят из подходного участка, воронки, переходного участка, который может и отсутствовать, шахты вертикальной или наклонной (последняя применяется сравнительно редко) (см. рис. 17.17, б), колена, отводящего туннеля и конечной части. Для обеспечения благоприятных гидравлических условий работы шахты обычно стремятся создать такую конструкцию подходного участка и входной части водосброса, чтобы поток поступал в шахту без закручивания, вызывающего уменьшение пропускной способности сооружения. Для этого головную часть оборудуют специальными противоворотными устройствами в виде бычков и стенок (рис. 17.16), придавая надлежащее очертание и бортам скальной выемки (подробнее см. [118]). Существуют, однако, и водосбросы, у которых, наоборот, специально создается устойчивое закручивание потока при входе его в шахту. Это водосбросы с входной воронкой в виде спиральной камеры, иногда неудачно называемые «вихревыми» (см. рис. 17.15, е). Более 20 водосбросов такого типа построено за последнее время в Италии и некоторых других странах при небольших расходах (от 1 до 180 м³/с) и перепадах от 13 до 142 м (см. Экспресс-информацию «Гидроэнергетика», 1969, № 31 и 41). Достоинство их заключается в образовании в вертикальной шахте закрученного потока, создающего избыточное положительное давление на стенку (т. е. отсутствие вакуума). Однако габаритные размеры их больше, чем обычных шахтных водосбросов, а режим работы колена и отводящего туннеля сложнее в гидравлическом отношении и, по-видимому, в ряде случаев может быть неблагоприятным. Изучены они пока недостаточно, но вряд ли их можно считать особо перспективными.

Шахтные водосбросы могут быть *регулируемыми* (с затворами на гребне) (рис. 17.15, б, г, 17.17, г) и *нерегулируемыми* (см. рис. 17.15, а, в, д, е, 17.17, а—в). Большинство из построенных водосбросов нерегулируемые (без затворов), что в значительной степени связано с трудностью размещения наиболее распространенных типов затворов на криволинейном гребне. При достаточно обжатых габаритах входной воронки на ней возможно размещение подъемного вертикального цилиндрического затвора. Такой затвор положительно зарекомендовал себя в эксплуатации на водосбросе гидроузла Хамиз (см. рис. 17.17, г) в отличие от более сложного и дорогого опускного цилиндрического затвора гидравлического действия, примененного на гидроузле Оуахи (см. рис. 17.15, б).

По форме гребня в плане водосливные воронки разделяют на *кольцевые* — *полные* (см. рис. 17.16, 17.17) и *неполные* (см. рис. 17.15, г) — и *лепестковые* (см. рис. 17.15, д). Неполные кольцевые воронки применены в высоконапорных водосбросах гидроузлов Менжилъ (Иран) и Чарвакского (СССР), рассчитанного на пропуск расхода 1700 м³/с при перепаде уровней бьефов около 150 м и напоре над гребнем 5,75 м. Оголовок лепестковой формы («маргаритка»; расчет см. [183]) применен в башенном водосбросе гидроузла Сарно (Алжир) и в шахтном водосбросе Татевского гидроузла на р. Воротан (СССР) (см. рис. 17.15).

Различают также воронки *практического* обжатого профиля, применяющиеся при $R : H_p \leq 5$, где H_p — расчетный напор (см. рис. 17.15, а), и воронки с *плоским гребнем* (*конической вставкой*), для которых обычно $R : H_p \geq 7$ и $R : B \approx 2 \dots 2,5$ (см. рис. 17.15, в). Первые могут иметь различные очертания (как безвакуумные, так и вакуумные) — параболические, эллиптические и др.; коэффициент расхода для них обычно составляет 0,46—0,49, он несколько зависит от условий подхода и уменьшается с увеличением отношения $H_p : R$ [118]. Для вторых коэффициент расхода обычно составляет 0,36—0,38. Выбор типа воронки в значительной степени зависит от топографических условий.

«Классическая» схема шахтного водосброса с вертикальной цилиндрической шахтой (гидравлический расчет его дан А. Н. Ахутиным и

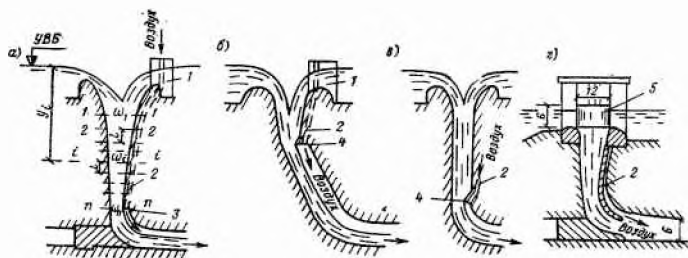


Рис. 17.17. Схемы шахт и колен шахтных водосборов

а — с сужающейся шахтой и противовакуумным уступом; б — с наклонной цилиндрической шахтой и носком — отклонителем струй; в — с вертикальной цилиндрической шахтой и носком — отклонителем струй; г — с конической шахтой и подводом воздуха за коленом (водосбор гидроузла Хамиз, Алжир, $Q_p = 600 \text{ м}^3/\text{с}$); 1 — бычок; 2 — воздухоподвод; 3 — противовакуумный уступ; 4 — носок — отклонитель струй; 5 — цилиндрический затвор

А. И. Севко и приводится во многих трудах [40, 48, 118 и др.]) представлена на рис. 17.15, а. Расчет водосбора ведут на напорную работу вертикальной шахты и отводящего туннеля при расчетном расходе. Такая схема шахтного водосбора не рекомендуется, так как она обладает следующими существенными недостатками: 1) при расходе, меньшем расчетного, в зонах А сопряжения переходного участка с шахтой возникает значительный вакуум [118, 170], а в отводящем туннеле возможны неблагоприятные переходные, неустойчивые режимы; 2) на поверхности БВ колена может возникать значительный вакуум, а для снижения его до допустимых пределов (см. гл. 11) требуется большой радиус колена, приводящий к недостаточно конструктивному решению. Для устранения этих недостатков вертикальную шахту целесообразно устраивать сужающейся книзу, в колене делать противовакуумный уступ (см. рис. 17.17, а), отодвигая выпуклую стенку от потока и подводя в колено воздух по трубе, а отводящий туннель проектировать на *безнапорную* работу при всех расходах (не допуская и затопления выходного сечения нижним бьефом). Поперечные сечения сужающейся книзу шахты приближенно могут быть легко рассчитаны путем последовательного рассмотрения сечений 1—1, 2—2, ..., i—i, ..., n—n (см. рис. 17.17, а) с определением их площадей по формуле для расчетного расхода Q_p в трубе переменного сечения

$$Q_p = \mu_i \omega_i \sqrt{2gy_i}, \quad (17.1)$$

причем

$$\mu_i = 1 / \sqrt{\zeta_{\text{вх}} \left(\frac{\omega_i}{\omega_i} \right)^2 + \sum \frac{2gt}{C_{\text{ср}}^2 R_{\text{ср}}} \left(\frac{\omega_i}{\omega_{\text{ср}}} \right)^2 + \alpha}, \quad (17.2)$$

где $\zeta_{\text{вх}}$ — коэффициент сопротивления входа ($\zeta_{\text{вх}} \approx 0,05-0,1$); $C_{\text{ср}}$, $R_{\text{ср}}$ и $\omega_{\text{ср}}$ — средние значения соответственно коэффициента Шези, гидравлического радиуса и площади поперечного сечения для данного участка длиной l ; $\alpha \approx 1,1$.

Опыты показали [118, 170], что рассчитанная таким методом шахта остается практически безвакуумной и при $Q < Q_p$.

Коническая шахта по указанным соображениям (работа ее при $Q < Q_p$) рациональна и в случае напорной работы отводящего туннеля при Q_p (см. рис. 17.17, г), которую иногда допускают.

Недостаток сужающихся книзу шахт — усложнение производства работ, поэтому в ряде случаев шахту проектируют цилиндрической, но выходное отверстие из нее в отводящий тракт сжимают носком — отклонителем струй (см. рис. 17.17, в; пример — Чарвакский водосбор),

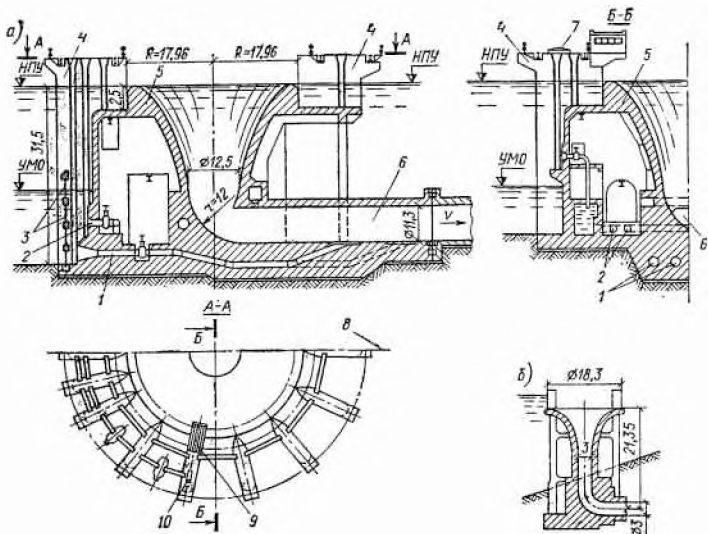


Рис. 17.18. Башенные водосбросы

a — Артемовского гидроузла (СССР); *б* — гидроузла Аконгтнен (Англия); 1 — водоспуск; 2 — водовыпуск; 3 — грубая решетка; 4 — бычки; 5 — кольцевой водослив; 6 — отводящая галерея, переходящая в туннель; 7 — люк лифта; 8 — ось отводящей галереи; 9 — лестничный павильон; 10 — лифт

обеспечивая этим безнапорный режим потока в колене и туннеле. В этом случае работа шахты при $Q < Q_p$ все же остается не вполне определенной. Иногда шахту устраивают наклонной (см. рис. 17.17, б) с обеспечением в ней безнапорного режима аналогичным путем.

Следует отметить, что рассмотренные выше решения для создания безнапорного режима в туннеле (специальное обжатие сечения водоструйного тракта перед коленом или устройство носка — отклонителя струй) нашли применение и в современных башенных туннельных водосбросах — на Артемовском гидроузле в СССР (рис. 17.18, а) и Сиди Магомед Бенауда в Алжире. Первый из них интересен тем, что в его башне совмещены водосбросные и водозаборные отверстия. На концевом его участке, работающем при донном режиме сопряжения бьефов, применены «безэрозийные» гасители (см. гл. 11).

Если головная часть туннельного водосброса выполнена в виде башни, переходящей в шахту (рис. 17.18, б), его иногда называют башенно-шахтным.

Концевую часть безнапорных туннельных водосбросов чаще всего устраивают в виде носка-трамплина, позволяющего осуществлять отброс высокоскоростного потока на большое расстояние от выходного портала туннеля. Концевую часть напорных туннельных водосбросов оборудуют рабочим затвором (нередко конусным или игольчатым), располагаемым в конце туннеля. При донном режиме сопряжения бьефов применяют различные гасящие устройства (см. гл. 12).

§ 88. ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ОСНОВНЫХ И ВОСПОМОГАТЕЛЬНЫХ (ЕСТЕСТВЕННЫХ) ВОДОСБРОСОВ ДЛЯ ПРОПУСКА ПАВОДКОВЫХ РАСХОДОВ

Крупные гидроузлы с плотинами из грунтовых материалов обычно должны иметь водосбросы большой пропускной способности. Стоимость таких сооружений весьма высока, и при этом может оказаться, что за весь период существования гидроузла водосброс ни разу не будет работать на полную мощность. В связи с этим часто предусматривают несколько водосбросов: один основной, который будет работать достаточно часто, и один или два вспомогательных, которые будут работать очень редко или вообще не будут работать за весь период существования гидроузла [150]. Эти вспомогательные водосбросы стремятся делать простыми и дешевыми. При проектировании основного водосброса, рассчитанного, например, на пропуск паводковых расходов повторяемостью 1 раз в 100 лет ($p=1\%$), к нему предъявляются обычные для таких сооружений требования.

Устройство основного и вспомогательного водосбросов можно проиллюстрировать на примере гидроузла Эппалок в Австралии (рис. 17.19). Основной водосброс гидро-

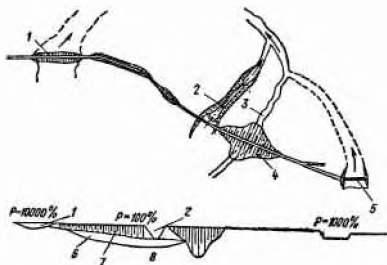


Рис. 17.19. Гидроузел Эппалок (Австралия)

1 — вспомогательный водосброс (второй) с размываемой дамбой («плавкая вставка»); 2 — основной водосброс; 3 — река; 4 — башенный водоспуск; 5 — вспомогательный водосброс (первый) с выемкой в скале; 6 — гранит, песок и глины; 7 — песчанки и сланцы, выветренные и разрушенные; 8 — базальт

узла выполнен в виде открытого берегового быстротока, заканчивающегося водобойным колодцем. Он рассчитан на расход повторяемостью 1 раз в 100 лет. Первый вспомогательный водосброс имеет отметку гребня, на 1,8 м превышающую отметку НПУ, что соответствует прохождению паводкового расхода повторяемостью 1 раз в 1000 лет. Длина водосливного фронта водосброса составляет 198 м, что обеспечивает небольшие удельные расходы и позволяет отказаться от крепления выемки отвоящего канала. Второй вспомогательный водосброс имеет водосливной фронт длиной 366 м и представляет собой каменную дамбу с гребнем на отметке, превышающей отметку НПУ на 3,7 м, что отвечает условиям прохождения паводковых расходов повторяемостью 1 раз в 10 000 лет. Сбрасываемый через этот водосброс расход поступает в реку по оврагу в 2,5 км ниже гидроузла. Применение такого технического решения позволило вдвое снизить стоимость водосбросных сооружений.

В ряде случаев целесообразно осуществлять пропуск паводковых расходов редкой повторяемости в обход низконапорного гидроузла по естественной пойме (см. гл. 10). Основные принципы такого технического решения:

1) пропускная способность основного (чаще всего бетонного) водосброса должна обеспечивать к моменту выхода паводковых вод на пойму наполнение нижнего бьефа гидроузла до отметок, создающих возможность их прохождения по пойме без существенного перепада;

2) зона сопряжения бьефов в месте слияния пойменного и руслового расходов должна быть тщательно рассчитана на размыв и в случае необходимости закреплена (например, каменной наброской). Прогноз размыва выполняются и по наиболее размывочным направлениям на пойме. По результатам этого расчета назначают местоположение регуляционных сооружений и устраивают необходимое крепление;

3) окончательную компоновку гидроузла принимают по результатам исследований на размываемых моделях, в том числе воздушно-напорных (см. гл. 46).

§ 89. ВОДОВЫПУСКИ

1. Трубчатые водовыпуски. Одной из наиболее распространенных конструкций водовыпусков в составе гидроузлов с глухими плотинами являются трубчатые водовыпуски (рис. 17.20, а, в).

Различают *башенные* и *безбашенные* трубчатые водовыпуски. Первые в свою очередь различаются по местоположению башни управления:

а) с выдвинутой башней, находящейся в зоне подошвы верхового откоса плотины; б) с башней, расположенной в средней части верхового откоса плотины; в) с башней, находящейся либо у гребня плотины, либо в зоне низового откоса. Галереи трубчатого водовыпуска или непосредственно служат в качестве водопропускного тракта, или имеют внутри себя трубопроводы для пропуска эксплуатационных расходов.

Входная часть трубчатого водовыпуска (от входного оголовка до камеры затворов) в большинстве эксплуатационных случаев работает в напорном режиме; транзитная и концевая части могут работать в напорном режиме (в варианте с трубопроводами — всегда) или в безнапорном. Многолетний опыт эксплуатации показал:

1) наиболее рациональным режимом работы транзитной части является безнапорный; надежное обеспечение его позволяет избежать возникновения неблагоприятных переходных режимов, а также облегчить условия работы стенок галерей и их уплотнений;

2) напорный режим рационален при наличии в галереях стальных или железобетонных трубопроводов; в этом случае сами галереи используют в период эксплуатации для ревизии и ухода за трубопроводами; допущение работы самих галерей в напорном и полунанпорном режиме сопровождается существенным усложнением и удорожанием их конструкции;

3) наиболее целесообразно выдвинутое или частично выдвинутое положение башни управления, позволяющее сократить до минимума длину напорной трудно осматриваемой входной части водовыпуска.

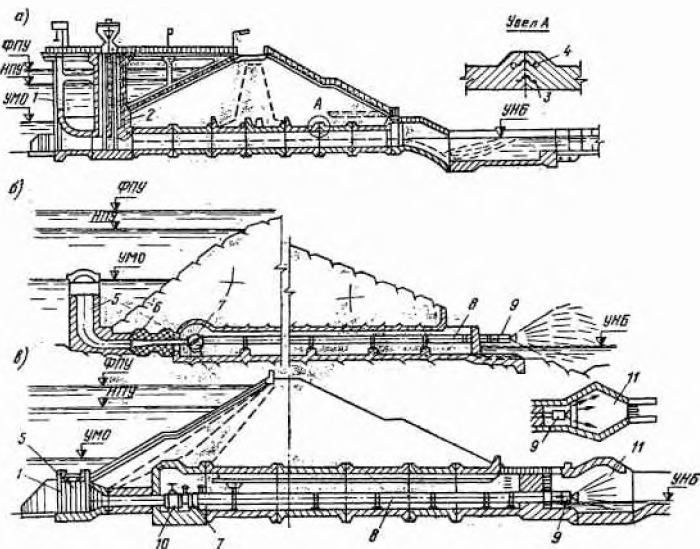


Рис. 17.20 Закрытые водовыпуски

а — трубчатый водовыпуск с башней управления затворами; б — туннельный водовыпуск со стальным трубопроводом и конусным рабочим затвором; в — трубчатый водовыпуск со стальным трубопроводом и конусным рабочим затвором; 1 — пазы решеток; 2 — воздуховод; 3 — металлический лист; 4 — резиновое уплотнение; 5 — башня-водоприемник или затопленный оголовок; 6 — пробка; 7 — дисковый затвор (аварийно-ремонтный); 8 — стальной или железобетонный трубопровод; 9 — конусный (или игольчатый) затвор; 10 — задвижка; 11 — камера гашения конусного затвора

В гидроузлах с низко- и средненапорными плотинами обычно устраивают башенный водовыпуск — независимо от того, оборудован он трубопроводами или нет. Такая конструкция наиболее надежна в эксплуатационном отношении. В гидроузлах с высоконапорными плотинами устройство железобетонной башни сопряжено с рядом технических трудностей, основными из которых являются существенная масса штанг затворов и их неустойчивость при работе на центральное сжатие в случае дожима. В связи с этим путем технико-экономического сравнения вариантов рассматривают следующую альтернативу: устройство высокой башни с герметической крышкой, закрывающей камеру затворов, управление которыми осуществляется гидроподъемниками, либо отказ от устройства башни и переход к безбашенной схеме. В последнем случае каждую нитку трубопроводов (или каждую галерею) обслуживают тремя затворами: 1) задвижкой, являющейся аварийным затвором; 2) дисковым или шиберным затвором, выполняющим функции ремонтного затвора, устанавливаемым за задвижкой; 3) конусным или игольчатым затвором, выполняющим функции рабочего затвора. В водохранилищах многолетнего регулирования целесообразно устройство сквозной эстакады (башни), верх которой располагают на обычно незатопляемых отметках. С помощью этой эстакады можно перекрывать шандорами входное отверстие со стороны верхнего бьефа для последующего осмотра и ремонта напорного участка.

Толщину бетонных конструкций трубчатого водовыпуска (стенок, свода и днища галерей и башни) определяют статическими и динамическими расчетами. При этом следует учитывать также допустимые фильтрационные градиенты бетонных стенок, назначая их соответственно нормам (10—12, но не более 20). В случае необходимости наружную поверхность галерей и башни покрывают слоем гидроизоляции (галерей и примыкающую к ним нижнюю часть башни) или защищают слоем глинистых грунтов. Полезно устраивать разгрузочные дренажи в теле плотины, уменьшающие ординаты депрессионной кривой в концевой зоне водовыпуска.

В целях обеспечения устойчивого безнапорного режима работы водовыпусков в пространство за затворами подводят воздухопроводы (см. гл. 10).

Очертания входного оголовка, пазов затворов и отдельных элементов камеры затворов и транзитной части подбирают с учетом результатов прогноза кавитационных явлений (см. гл. 11). Концевые части водовыпусков конструируют с учетом общих требований и рекомендаций, изложенных в гл. 12.

Если трубчатый водовыпуск сооружают на малопрочном основании, а в его конструкции предусмотрена установка концевого рабочего конусного затвора, то во избежание опасных размывов вблизи низового откоса, а также эрозии самого откоса каплями и брызгами, сносимыми на него ветром, за этим затвором устраивают камеру гашения (см. рис. 17.20, в).

Число галерей трубчатого водовыпуска устанавливают технико-экономическим и гидравлическим расчетами. Однако в большинстве случаев нецелесообразно принимать менее двух галерей. При обосновании необходимого числа галерей учитывают все эксплуатационные требования, а также соображения, связанные с пропуском строительных расходов.

Во избежание попадания в водовыпуск льда, плавающих тел и мусора головную часть его оборудуют решетками соответствующих размеров и затенения, а также средствами их очистки.

При разрезке трубчатого водовыпуска деформационными швами конструкция последних должна предусматривать также меры борьбы с контурной фильтрацией аналогично тому, как это делается в водосбро-

сах трубчатого типа (см. § 87). Уплотнения швов (см. рис. 17.20, а) должны обладать повышенной надежностью. В связи с этим часто выполняют два ряда уплотнений — основное и резервное. Особо тщательно следует осуществлять уплотнение напорной, трудно доступной для осмотра части сооружения.

При использовании водохранилища в целях водоснабжения для получения более чистой, отстоявшейся воды в стенах башни управления устраивают дополнительные отверстия на разной высоте (с решетками и автономными затворами), соединяя их с трубопроводом, подающим воду на очистную или насосную станцию.

При назначении конструктивных размеров водовыпуска учитывают ряд дополнительных требований, диктуемых эксплуатационными и строительными соображениями: во все периоды службы сооружения должен быть обеспечен удобный проход по галерее, а также достаточно удобные условия для монтажа и демонтажа гидромеханического оборудования и трубопроводов; дну галерей придают уклон, обеспечивающий пропуск строительных расходов с безнапорным режимом, а также их опорожнение от воды в случаях закрытия затворов, фильтрации через уплотнения деформационных швов, разрыва трубопроводов или выхода из строя их уплотнений.

2. Туннельные водовыпуски. Основанием для целесообразности применения туннельных водовыпусков является наличие относительно прочного скального грунта по их трассе (рис. 17.20, б).

Требования и рекомендации, указанные для трубчатых водовыпусков, в большинстве своем могут быть распространены и на туннельные водовыпуски. Как и трубчатые, эти водовыпуски могут быть *башенными* и *безбашенными*, *напорными* и *безнапорными*, с *трубопроводами* и *без них*. Однако к недопущению напорного режима работы транзитных частей этих водовыпусков не предъявляются столь категоричные требования. Эти водовыпуски могут работать в различных режимах, включая и напорный.

Трассу туннельных водовыпусков, как и трассу аналогичных водосбросов, стремятся принимать прямолинейной в плане (см. § 87). Особенно это касается безнапорных участков туннелей. Радиусы закругления непрямолинейных трасс принимают больше пяти ширины (диаметров) туннеля, углы поворота не допускаются делать менее 60°.

Минимально допустимые размеры туннелей принимают из условий производства работ: высота 2,1—2,7 м; ширина 2,3—2,7 м. Проектируют туннели в соответствии с указаниями гл. 27.

При больших скоростях течения к поверхностям туннеля предъявляют требование обеспечения отсутствия опасной кавитационной эрозии (см. гл. 11). В случаях наличия в воде наносов туннели облицовывают материалами с повышенной сопротивляемостью истиранию (см. гл. 10).

Гидравлический расчет транзитных и концевых частей туннельных водовыпусков выполняют в соответствии с общими требованиями (см. гл. 10 и 12).

ГЛАВА 18

ГРАВИТАЦИОННЫЕ ПЛОТИНЫ НА СКАЛЬНОМ ОСНОВАНИИ*

§ 90. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Гравитационные плотины — это такие плотины, устойчивость и прочность которых при воздействии внешних нагрузок обеспечиваются их собственным весом. Материалом для современных гравитационных плотин в основном служит бетон; гравитационные плотины из каменной кладки на растворе, распространенные в прошлом, в последние десятилетия вытеснены бетонными ввиду их несомненных производственных преимуществ: возможности широкой механизации и высоких темпов работ, легкости получения требуемых геометрических форм. В настоящее время лишь в Индии еще строят плотины из каменной кладки — в 1969 г. там закончена самая высокая в мире (124,7 м) каменная плотина Нарганджанасагар.

Благодаря простоте конструкции гравитационные плотины являются наиболее распространенным типом бетонных плотин. В Советском Союзе первая крупная бетонная гравитационная плотина — Днепровская высотой 62 м — была закончена в 1932 г. Наибольший размах строительство крупных бетонных гравитационных плотин приобрело в последние 20 лет, когда были построены такие плотины, как Усть-Каменогорская (65 м), Бухтарминская (90 м), Красноярская (128 м) и др. В настоящее время строят Усть-Илимскую (102 м) и Токтогульскую (215 м) бетонные гравитационные плотины. Наиболее высокая бетонная гравитационная плотина Гранд-Диксанс (284 м) построена в Швейцарии.

Основные достоинства бетонных гравитационных плотин: а) простые геометрические формы, позволяющие применять широкую механизацию бетонных работ и использовать прогрессивные, многократно оборачиваемые типы опалубки; б) благоприятные условия для создания необходимого термического режима в строительный период, что особенно важно при возведении плотин в районах с суровым климатом; в) возможность применения жестких бетонных смесей с малым содержанием цемента; г) относительно малая чувствительность к нарушениям технологии возведения; д) низкая стоимость 1 м³ уложенного бетона.

В то же время бетонные гравитационные плотины имеют ряд недостатков: а) относительно большие объемы бетона по сравнению с облегченными типами плотин (арочными, контрфорсными); б) недостаточное использование прочностных свойств бетона; в) относительно большая, чем у контрфорсных плотин с закрытыми полостями, чувствительность к температурным воздействиям эксплуатационного периода и невозможность искусственного регулирования термического режима тела плотины; г) неравномерное и неблагоприятное распределение напряжений в основании.

Развитие облегченных типов бетонных плотин (арочных, контрфорсных), более экономичных по расходу материала, но несколько более сложных в выполнении, привело в последнее время к некоторому снижению распространения гравитационных плотин, однако в ряде случаев им и сейчас отдают предпочтение перед облегченными типами плотин,

* Написано И. П. Сергеевым.

учитывая отмеченные выше их положительные качества (особенно в условиях многоводных рек при широких долинах, а также в условиях сурового климата).

Кроме классификации по капитальности, рассмотренной для плотин любых типов в гл. 1, гравитационные плотины на скальном основании подразделяют по их назначению на *глухие* и *водобросные* (последние могут быть с поверхностным водосливом или глубинными отверстиями). В станционных секциях глухих плотин возможно размещение водоприемников и турбинных трубопроводов гидроэлектростанций.

По высоте в последнее время бетонные плотины предлагается подразделять на *низкие* (высотой до 40 м), *средней высоты* (от 40 до 100 м) и *высокие* (высотой более 100 м) [202].

По степени массивности профили различают *массивные* и *облегченные* гравитационные плотины. Основные типы и особенности облегченных гравитационных плотин более подробно рассмотрены в гл. 22, а в настоящей главе рассмотрены вопросы, общие для всех типов гравитационных плотин, как массивных, так и облегченных.

§ 91. ПОПЕРЕЧНЫЕ ПРОФИЛИ ПЛОТИН

1. Основные принципы построения экономичного поперечного профиля гравитационной плотины. За исходный теоретический профиль плотины принимают треугольник с горизонтальным основанием с шириной b , с высотой h и наклоном грани с заложением nb и $(1-n)b$, где $n < 1$ (рис. 18.1). Основными нагрузками, действующими на плотину, являются ее собственный вес G , гидростатическое W_1 , W_2 и фильтрационное W_ϕ давление воды. Сопротивление плотины деформации сдвига обусловлено возникновением касательных сил, пропорциональных ее весу, а именно $f_c(G + W_2 - W_\phi)$, где f_c — коэффициент сопротивления сдвигу, равный $f + cb / (G + W_2 - W_\phi)$. Собственный вес 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 (за исключением зоны вблизи основания). Эти обстоятельства и являются причиной того, что в качестве основного профиля плотины принимают треугольник. Целью построения экономичного профиля плотины является нахождение при заданной высоте h минимальной ширины основания b из условия обеспечения устойчивости на сдвиг по основанию и прочности, т. е. отсутствия растягивающих напряжений в профиле и ограничения сжимающих напряжений допустимым значением. При расчете профиля гравитационных плотин обычно рассматривают плоскую задачу (при наличии сквозных деформационных швов), т. е. учитывают только те силы, которые действуют в плоскости, нормальной оси плотины.

Основное условие прочности бетонной плотины — отсутствие в ее теле растягивающих напряжений, могущих вызвать появление горизонтальных тре-

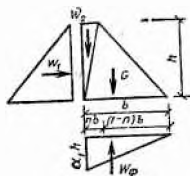


Рис. 18.1. Расчетная схема треугольного профиля плотины

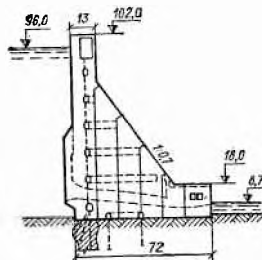


Рис. 18.2. Плотина Усть-Илимской ГЭС

щин, раскрытие горизонтальных межблочных швов и как следствие фильтрацию в бетоне, которая может привести к снижению долговечности сооружения вследствие развития процессов суффозии.

Определяя с некоторым приближением напряжения в профиле плотины по формуле внецентренного сжатия (на единицу длины плотины), получим условие отсутствия растягивающих напряжений в следующем виде:

$$\sigma_y = N/b - 6M/b^2 = 0, \quad (18.1)$$

где $N = G + W_2 - W_\Phi$; M — момент сил G , W_2 , W_Φ относительно центра тяжести основания профиля.

Подставляя значения сил в формулу (18.1), можно найти ширину основания:

$$b = h / \sqrt{\frac{\gamma_1}{\gamma} (1-n) + n(2-n) - \alpha_1}, \quad (18.2)$$

где γ_1 и γ — объемный вес соответственно бетона и воды; α_1 — показатель снижения фильтрационного давления в результате противофильтрационных мероприятий.

Действующие Нормы [128] помимо отсутствия в теле плотины растягивающих напряжений требуют обеспечения на напорной грани некоторого запаса сжимающих напряжений $\sigma_y = 0,25 \gamma H$ (без учета противодействия). Здесь H — заглубление сечения под уровень верхнего бьефа. В этом случае формула (18.2) принимает вид

$$b = h / \sqrt{\frac{\gamma_1}{\gamma} (1-n) + n(2-n) - 0,25}. \quad (18.3)$$

Дифференцируя по n подкоренное выражение и приравнявая производную нулю, получим значение n , при котором b будет минимальным, а именно

$$n = (2 - \gamma_1/\gamma)/2. \quad (18.4)$$

При объемном весе бетона $\gamma_1 = 2,4 \text{ тс/м}^3$ и воды $\gamma = 1 \text{ тс/м}^3$ значение $n = -0,2$, т. е. напорная грань профиля должна быть наклонена в сторону верхнего бьефа. В связи с производственными затруднениями при создании такого уклона обычно принимают $n = 0$, т. е. делают напорную грань вертикальной.

Условие устойчивости плотины на сдвиг может быть записано следующим образом:

$$K_c W_1 = f_c N, \quad (18.5)$$

где K_c — коэффициент запаса устойчивости.

Подставив в это выражение значения действующих сил, получим

$$K_c \frac{\gamma h^2}{2} = f_c \frac{bh}{2} (\gamma_1 + \gamma n - \gamma \alpha_1), \quad (18.6)$$

откуда

$$b = K_c h / [f_c (\gamma_1/\gamma + n - \alpha_1)]. \quad (18.7)$$

Для скальных оснований при $f_c = 0,7$; $\gamma_1 = 2,4 \text{ тс/м}^3$; $n = 0$; $\alpha_1 = 0,4$ и (в предельном случае) $K_c = 1$ получим $b \approx 0,71h$.

Приравнявая выражения (18.2) и (18.7), можно получить значение коэффициента сдвига f_c , при котором для заданного профиля будут удовлетворены условия прочности и устойчивости:

$$f_c = K_c \sqrt{\frac{\gamma_1}{\gamma} (1-n) + n(2-n) - \alpha_1 / (\gamma_1/\gamma + n - \alpha_1)}. \quad (18.8)$$

При принятых выше значениях величин, входящих в формулу (18.8), получим $f_c \approx 0,7$. При $f_c < 0,7$ профиль, оптимальный по напряженному

состоянию, приходится уширять для обеспечения его устойчивости; при $f_c > 0,7$ оптимальный профиль будет иметь излишний запас устойчивости.

В проведенном выше анализе профиля не учитывалась нагрузка от воды в нижнем бьефе и уширения гребня. Для высоких плотин эта нагрузка пренебрежимо мала и может не учитываться при предварительном подборе профиля. В тех случаях, когда требуется учет давления воды со стороны нижнего бьефа (при низких напорах), предварительный подбор профиля можно вести по графику, помещенному в Нормам [128].

2. **Реальные профили гравитационных плотин.** При анализе теоретического профиля были рассмотрены только основные, определяющие его размеры и форму, нагрузки. Реальная плотина испытывает и другие нагрузки, а именно: волновые, ледовые, давление наносов, отложившихся в верхнем бьефе, сейсмические. Учет этих нагрузок может потребовать уширения профиля. Кроме того, по верху плотины устраивают уширение гребня для прохода или проезда, в водосливных плотинах оголовку придают криволинейную форму, для отброса струи устраивают криволинейный носок. Уширение гребня плотины создает нагрузку, которая вызывает растяжение на низовой грани при опорожненном водохранилище. Устранить это можно, придав напорной грани внизу небольшой наклон (уклон примерно 1:0,5), что и делалось на практике. Случай полного опорожнения водохранилища, однако, является крайне редким; кроме того, СН 123-60 допускают для этого случая растягивающие напряжения на низовой грани, не превышающие предельных напряжений для неармированного бетона. Исходя из этого в современных плотинах напорную грань, как правило, выполняют вертикальной.

3. **Некоторые примеры гравитационных плотин.** Плотина Усть-Илимской ГЭС на р. Ангаре с наибольшей высотой 102 м, длиной по гребню 1477 м весьма экономичного профиля (уклон низовой грани 1:0,7) имеет глухую (рис. 18.2), водосливную (см. рис. 19.3, а) и стационарную части. Основание плотины — диабазы.

Плотина Красноярской ГЭС на р. Енисей имеет наибольшую высоту 128 м, основание — граниты (см. рис. 19.3, б).

§ 92. СОПРЯЖЕНИЕ С ОСНОВАНИЕМ И БЕРЕГАМИ

К скальному основанию бетонных плотин предъявляют требования необходимой прочности, включая прочность контакта скалы с бетоном и прочность на сдвиг (в том числе по трещинам), требования ограниченной деформативности и фильтрационной стойкости. Подготовка основания и улучшение его свойств включают в себя мероприятия, указанные в гл. 2. Прочность контакта бетона плотины и скалы является одним из решающих факторов, влияющих на размеры подошвы плотины (см. гл. 7). Весьма неблагоприятна неравномерная деформативность пород по подошве, обуславливающая разные осадки и неравномерное распределение напряжений в контактной зоне плотины и основания. При этом для распределения напряжений особенно неблагоприятно наличие более деформируемой скалы под низовой гранью плотины, а более жесткой под напорной гранью (см. гл. 6). Фильтрационная стойкость основания определяется его способностью сохранять свои прочностные и деформативные свойства под действием фильтрующейся воды, а также его сопротивляемостью механической и химической суффозии (см. гл. 4).

При назначении глубины врезки подошвы плотины в скальное основание обычно исходят из следующих положений (см. также гл. 2):

1) разрушенный, сильнотрещиноватый или имеющий глинистый заполнитель трещин слой скалы, доступный для разборки простыми механическими средствами, подлежит удалению;

2) для остальных зон основания по имеющимся материалам инженерно-геологических изысканий путем технико-экономического сравнения рассматривают возможность и целесообразность их использования в качестве основания или их удаления.

Врезку на склонах желательно выполнять с горизонтальными ступенями, обеспечивая устойчивость каждой секции плотины на склоне без упора в другие секции. Если это условие не удастся выполнить, на крутых склонах межсекционные швы цементируют.

§ 93. ОТДЕЛЬНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ПЛОТИН

1. **Гребень.** Для проезда служебного транспорта и прохода эксплуатационного персонала, для размещения и перемещения подъемных механизмов, обслуживающих гидромеханическое оборудование плотины, для размещения хранилищ затворов и решеток, для расположения выходных вестибюлей лестниц и других технологических помещений используют гребень плотины. В отдельных случаях при специальном обосновании по гребню плотины могут проходить железные и автомобильные дороги общего пользования. Минимальная ширина гребня по конструктивным соображениям должна быть не менее 2 м. При наличии проезжей части на гребне устраивают тротуар (один или два) и ограждения в виде парапетов или перил. Превышение гребня плотины над расчетным статическим уровнем верхнего бьефа следует определять по формуле

$$d = h_w + \Delta h + \delta, \quad (18.9)$$

где h_w — высота ветровой волны; Δh — высота ветрового нагона воды; δ — запас.

Отметку гребня (включая парапет) следует устанавливать согласно СН 123-60 для нормального подпорного уровня верхнего бьефа с проверкой достаточности превышения при форсированном подпорном уровне. В каждом из этих случаев учитывают соответствующие высоты ветровой волны, ветрового нагона и запасы.

2. **Конструктивные постоянные швы и их уплотнения.** Для обеспечения трещиностойкости и монолитности тела плотины при температурных воздействиях и неравномерных осадках ее разрезают по длине постоянными или временными конструктивными (деформационными) швами на отдельные секции. Кроме того, в зависимости от принятой в проекте системы разрезки плотины на блоки бетонирования каждую секцию в свою очередь разрезают временными строительными швами (см. гл. 23).

Расстояние между постоянными швами для бетонных плотин на скальном основании колеблется в пределах 10—22 м и определяется необходимостью обеспечения трещиностойкости бетона при температурных воздействиях эксплуатационного периода. При назначении расстояния между швами приходится считаться с двумя основными факторами — стремлением увеличить размеры секций для максимальной механизации бетонных работ и ограниченными возможностями увеличения их размеров по условию трещиностойкости бетона. Стремление найти оптимальное решение привело к тому, что кроме постоянных швов, разрезающих плотину по всей высоте, устраивают временные или постоянные швы в прискальной зоне, чтобы уменьшить здесь размеры блоков и снизить неблагоприятное воздействие заделок плотины в основание, а также так называемые вилочные швы на нижней грани плотины, надрезающие бетонную кладку на глубину 4—5 м, соответствующую зоне активного изменения температур в бетоне при изменении температуры внешней среды.

Поверхность швов чаще всего делают плоской; в тех случаях, когда требуется обеспечить совместную работу секций плотины, например на береговых склонах, на поверхности швов устраивают штрабы, с помощью которых усилия передаются от одной секции к другой. Такие швы предусмотрены для расположенных на крутом склоне секций берегового примыкания плотины Усть-Илимской ГЭС.

В узких ущельях на плотинах устраивают замоноличиваемые швы, аналогичные швам арочных плотин (см. гл. 20). Такие плотины рабо-

тают как пространственные конструкции. Пример — плотины Гранд Кули, Бхакра, Гранд Диксанс.

Постоянные конструктивные швы для предотвращения фильтрации воды через них снабжают уплотнениями различных типов и конструкций, имеющими, однако, общие принципы устройства. Обычно применяемые уплотнения швов плотин состоят из следующих элементов (рис. 18.3): а) контурное уплотнение; б) основное уплотнение; в) смотровой колодец, который при необходимости может быть превращен в битумную шпонку; г) уплотнение со стороны нижнего бьефа; д) контурные внутренние уплотнения; е) заполнение шва.

Назначением контурного уплотнения в виде деревянного или железобетонного бруса является защита шва от засорения и волнового воздействия, а также обеспечение хотя бы частичной водонепроницаемости шва на случай отказа основного уплотнения для возможности проведения работ по заливке смотрового колодца битумом. Исходя из этого форму его проектируют такой, чтобы обеспечить прижатие бруса к бетону плотины давлением воды. Деревянный брус принимают только для участков шва, постоянно находящихся под водой. Контурное уплотнение в зоне контакта шва с воздухом должно предотвращать попадание в шов атмосферных осадков и замерзание в нем воды. Его выполняют облегченной конструкции из металлического или резинового листа. В последнее время есть некоторый опыт использования для контурного уплотнения полимерных материалов.

Основное уплотнение, воспринимающее напор воды в шве, устраивают на некотором (1,5—2 м) расстоянии от напорной грани плотины. Его выполняют из металлических (латунных, стальных, медных) листов, резиновых или пластмассовых диафрагм, а также в виде асфальтовых шпонок. Металлические листы снабжают компенсаторами для предотвращения их разрыва при деформации шва. Более мягкие и пластичные медные и латунные листы предпочтительнее стальных, однако уплотнение из них имеет более высокую стоимость. Резиновые и пластмассовые уплотнения изготавливают в виде профилированных лент. Материал уплотнений должен удовлетворять условиям прочности, морозостойкости и обладать достаточной стабильностью свойств во времени. Асфальтовые шпонки устраивают в виде колодцев, проходящих в шве и заполняемых асфальтом или битумом с минеральным наполнителем. Шпонки снабжают системой для прогрева заполняющего их материала.

Смотровой колодец, предназначенный для наблюдения за работой основного уплотнения, располагают за этим уплотнением и снабжают лестницей и закладными частями для монтажа системы прогрева на случай превращения его в асфальтовую (битумную) шпонку.

Контурные внутренние уплотнения ограждают галереи и другие помещения, пересекающие швы.

Заполнение шва в его внутренней зоне состоит из слоя горячего или разжиженного битума, нанесенного на поверхность бетона, а в зоне активного изменения температур, где ширина шва может достигать 10—40 мм, выполняется из асфальтовой штукатурки, асфальтовых матов, рулонных гидроизоляционных материалов и т. п.

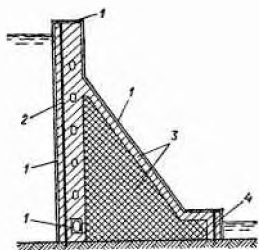


Рис. 18.3. Схема уплотнений шва плотины

1 — контурное уплотнение; 2 — основное уплотнение; 3 — заполнение шва; 4 — уплотнение со стороны нижнего бьефа

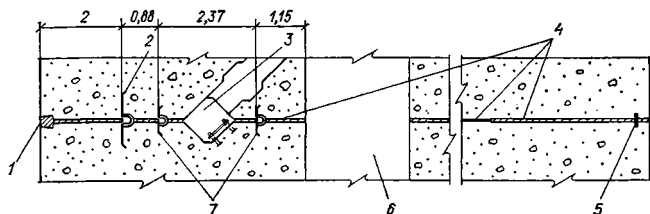


Рис. 18.4. Уплотнения шва плотины Усть-Илимской ГЭС

1 — контурное уплотнение; 2 — основное уплотнение; 3 — смотровой колодец; 4 — заполнение шва; 5 — уплотнение со стороны нижнего бьефа; 6 — смотровая галерея; 7 — контурное внутреннее уплотнение вокруг колодца

На рис. 18.4 показаны уплотнения шва плотины Усть-Илимской ГЭС.

3. Смотровые галереи. Для наблюдения за состоянием бетонной кладки плотины и за появлением трещин, для сбора и отвода профильтрованной воды, размещения контрольно-измерительной аппаратуры, прокладки коммуникаций, служебного сообщения, контроля и очистки дренажных отверстий в теле плотины, проведения цементации бетонной кладки с целью ликвидации трещин и проведения цементации основания устраивают смотровые галереи.

Продольные смотровые галереи располагают параллельно напорной грани плотины на расстоянии от нее, равном $\frac{1}{15}$ — $\frac{1}{20}$ высоты от нормального подпорного уровня до пола галереи, но не менее 2—2,5 м. По высоте плотины галереи располагают через 15—20 м. В дополнение к продольным галереям в высоких плотинах могут устраиваться поперечные.

Размеры галерей должны быть достаточными для прохода людей, провоза и работы необходимого оборудования, например буровых станков, растворонасосов и т. д. В этих условиях ширину галереи принимают равной 2,5—3 м, а высоту — 3,5—4 м. Самую нижнюю галерею обычно используют для цементации основания, в связи с чем ее размеры принимают большими размеров других галерей (ширина 3—3,5 м, высота 4—5 м) (см. рис. 18.2). Из галерей устраивают проходы к лестницам и лифтам, располагаемым в плотине.

Очертание галереи должно обеспечивать снижение концентрации напряжений, обусловленной ее наличием в профиле плотины. Для этого верхней и нижней поверхностям галереи придают форму свода, обеспечивая плавное сопряжение их с вертикальными поверхностями. В нижней части галереи устраивают бетонный пол с лотками для удаления дренажной воды.

4. Дренаж тела плотины. Для перехвата и отвода воды, профильтрованной через строительные швы и бетон, предназначен дренаж, представляющий собой систему располагаемых с шагом 2—3 м вертикальных дрен, выходящих в смотровые галереи.

Чтобы уменьшить противодавление в теле плотины, дренаж располагают как можно ближе к напорной грани на расстоянии от нее, равном $\frac{1}{12}$ — $\frac{1}{15}$ высоты от нормального подпорного уровня до рассматриваемого сечения, но не менее 2—2,5 м во избежание создания слишком высоких градиентов фильтрации и суффозии бетона.

Дрены, представляющие собой вертикальные или наклонные отверстия, образуют одним из следующих способов: а) из сборных пористых бетонных блоков, имеющих цилиндрические отверстия, соответствующие диаметру дрены; б) с помощью инвентарной трубчатой опалубки, извлекаемой из бетона после его твердения; в) бурением скважин в

бетоне. Наиболее распространены первые два способа, причем второй дешевле и технологичнее.

Профильтрованная вода собирается в смотровые продольные галереи и по лоткам, устроенным в их полу, направляется к дренажным коллекторам, а затем отводится в нижний бьеф самотеком или с помощью насосов.

5. Подземный контур плотины. Для плотин на скальных основаниях необходимым мероприятием является устройство в целях снижения фильтрационного давления и расходов фильтрующейся воды противофильтрационных завес (с верховой стороны плотины) и дренажа основания (за завесами) (см. гл. 2 и 4). Понуры при строительстве плотин на скальном основании применялись до настоящего времени редко, однако в связи с выявлением некоторых особенностей работы скального основания под напорной гранью плотины (см. § 94) возможно их более широкое применение в будущем.

Бурить дренажные скважины следует после завершения устройства завесы, так как даже при достаточном удалении скважин от завесы возможно попадание в них инъецируемого материала.

Кроме дренажа основания устраивают дренаж береговых склонов с целью перехвата и отвода фильтрующейся по трещинам воды, снижения депрессионной поверхности и разгрузки склона от фильтрационных сил.

В руслевой части основания плотины Усть-Илимской ГЭС благодаря низкому удельному водопоглощению, обусловленному слабой трещиноватостью основания, от устройства глубокой завесы оказалось возможным отказаться и ограничиться только сопрягающей цементацией в верхних слоях основания.

6. Гидро- и теплозащитные покрытия граней плотины. Современные гидротехнические бетоны, обладающие высокой водонепроницаемостью и морозостойкостью, не требуют каких-либо дополнительных защитных покрытий. Однако в некоторых случаях устройство таких покрытий может оказаться необходимым и экономически оправданным: гидро- или теплоизоляция напорной грани в зоне переменных уровней в условиях особо сурового климата; гидроизоляция всей напорной грани для возможности облегчения профиля плотины (см. гл. 22); теплоизоляция низовой грани для смягчения температурных перепадов в бетоне в строительный период и для уменьшения температурных напряжений в построенной плотине.

В качестве гидроизоляции гидротехнических сооружений применяют асфальтовую штукатурку, покраску битумом, покрытия на основе каменноугольной смолы, полимерные покрытия. Наиболее просты и дешевы из них асфальтовая штукатурка, битумные покрытия и покрытия на основе каменноугольной смолы, однако все они имеют ряд общих недостатков: низкую прочность на растяжение, хладоломкость, разрушение под действием ультрафиолетовых лучей, черный цвет, не удовлетворяющий эстетическим требованиям. Гидроизоляционные полимерные покрытия готовят на основе эпоксидного связующего с использованием в качестве армирующего слоя стеклоткани. Чисто полимерные покрытия, обладая хорошими физико-механическими свойствами, имеют высокую стоимость. Поиски эффективных и экономичных материалов для гидроизоляции привели к разработке составов, представляющих собой комбинацию старых материалов (каменноугольных смол) с полимерными материалами (эпоксидные смолы и стеклоткань). Такие покрытия имеют высокую морозостойкость, водонепроницаемость, достаточную прочность на растяжение, различную окраску, обеспечиваемую введением в состав пигментов. Однако, обладая хорошими гидроизоляционными свойствами, такие покрытия весьма трудоемки, а процесс их нанесения зависит от погодных условий.

Теплозащитные покрытия могут быть получены нанесением на бетон полимерных материалов, обладающих большой пористостью, или включением таких материалов в состав бетонных опалубочных блоков.

В последние годы разработаны и прошли испытания в натуральных условиях в речной и морской воде пеноэпоксидные материалы, обладающие гидро- и теплоизолирующими свойствами [184, 230].

7. Армирование. Профиль гравитационных плотин проектируют таким образом, чтобы в нем не было растягивающих напряжений, однако обычно в теле гравитационной плотины устанавливают некоторое количество арматуры, поскольку имеющиеся в плотине галереи, шахты, помещения, окончания вилочных швов и швов-надрезов являются местами концентрации напряжений, которые могут быть не только сжимающими, но и растягивающими. Растягивающие напряжения возникают также от температурных воздействий (см. гл. 8).

По назначению всю арматуру в плотине подразделяют на *расчетную, конструктивную и монтажную*. Расчетную арматуру определяют на основании существующих нормативных документов. Конструктивную арматуру, которая не может быть в настоящее время определена расчетом, устанавливают на основании существующего опыта проектирования и строительства главным образом для ограничения раскрытия трещин и уменьшения их глубины. Монтажная арматура служит для объединения отдельных стержней и сеток в армоконструкции.

Конструктивное армирование принимают обычно в количестве четырех стержней от $\varnothing 16AII$ до $\varnothing 25AII$ на 1 м длины. Окончания швов-надрезов и вилочных швов армируют двумя рядами арматуры $\varnothing 28-32 AII$ по четыре стержня на 1 м длины в каждом ряду.

Армирование низовых (в том числе водосливных) и верхних граней плотин обычно нецелесообразно и ведет к перерасходу металла. Трещиностойкость граней плотины должна обеспечиваться, как правило, правильной разрезкой деформационными швами и, при необходимости, теплоизоляцией. Часто производят армирование бетона в зонах колебаний уровней воды.

Расход арматуры в гравитационных плотинах составляет от 3 до 12 кг/м³. В плотинах Красноярской, Усть-Илимской и Бухтарминской ГЭС он равен соответственно 11,5; 8 и 6 кг/м³.

§ 94. ПРОЧНОСТЬ И УСТОЙЧИВОСТЬ ПЛОТИН

При расчетах гравитационных плотин действующие нагрузки принимают в двух сочетаниях: основном и особом в соответствии с указаниями гл. 6. Основные условия прочности, предъявляемые к профилю гравитационной плотины, указаны в гл. 8.

Напряжения в профиле можно определять методом сопротивления материалов с использованием гипотезы плоских сечений или методами теории упругости. Влияние основания на напряженное состояние учитывают, как указано в гл. 6.

1. Расчет прочности гравитационной плотины методом сопротивления материалов. Расчет напряжений проводят либо для элемента плотины единичной длины, либо для секции плотины, отделенной от других секций конструктивными швами (при наличии в теле плотины полостей, трубопроводов, отверстий и т. д.).

Для определения напряжений в расчетном горизонтальном сечении используют формулу внецентренного сжатия:

$$\sigma_y = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{I} y, \quad (18.10)$$

где N — сумма вертикальных сил, действующих в рассматриваемом сечении; F — расчетная площадь сечения; M — момент всех сил, действующих на плотину выше рассматриваемого сечения, относительно центра тяжести сечения; I — момент инерции сечения; y — расстояние от центра тяжести сечения до точки, в которой определяется напряжение.

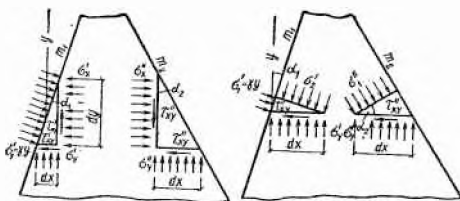


Рис. 18.5. Схемы для определения напряжений на гранях

При расчете на единицу длины плотины формула (18.10) принимает вид:

$$\sigma_y = N/b \pm 6M/b^2. \quad (18.11)$$

Напряжения определяют в нескольких сечениях по высоте плотины, при этом обязательно рассматривают сечения по подошве плотины, в местах резкого изменения профиля, а также в местах ослабления профиля крупными отверстиями и проемами (см. главы 6 и 8).

Помимо напряжений σ_y в теле плотины действуют нормальные напряжения σ_x и касательные τ_{xy} . Из рассмотрения равновесия элементарных треугольников на напорной и низовой гранях плотины (рис. 18.5) можно получить формулы для определения краевых σ_x и τ_{xy} , а также главных σ_1 и σ_2 напряжений, действующих на гранях плотины:

на напорной грани

$$\sigma_x^i = \sigma_y^i - (\sigma_1^i - \sigma_y^i) m_1^2; \quad (18.12)$$

$$\tau_{xy}^i = (\sigma_1^i - \sigma_y^i) m_1; \quad (18.13)$$

$$\sigma_1^i = \gamma y; \quad (18.14)$$

$$\sigma_2^i = \sigma_y^i (1 + m_1^2) - \sigma_1^i m_1^2; \quad (18.15)$$

на низовой грани

$$\sigma_x^{\text{II}} = \sigma_y^{\text{II}} m_2^2; \quad (18.16)$$

$$\tau_{xy}^{\text{II}} = \sigma_y^{\text{II}} m_2; \quad (18.17)$$

$$\sigma_1^{\text{II}} = \sigma_y^{\text{II}} (1 + m_2^2); \quad (18.18)$$

$$\sigma_2^{\text{II}} = 0, \quad (18.19)$$

где γ — объемный вес воды; y — заглубление сечения под уровень верхнего бьефа; $m_1 = \text{tg } \alpha_1$ и $m_2 = \text{tg } \alpha_2$ (см. рис. 18.5).

Распределение напряжений по профилю можно определять элементарным методом Мора.

2. Краткие сведения о расчете напряженного состояния бетонных гравитационных плотин методами теории упругости. Если в расчетах методом сопротивления материалов напряжения во всех горизонтальных сечениях при любом профиле плотины принимают распределенными по линейному закону [формулы (18.10) и (18.11)], то в расчетах по теории упругости это допущение не вводят.

Методы теории упругости позволяют вести расчет с учетом влияния основания, температурных воздействий, раскрытия горизонтальных межблочных швов на низовой грани плотины, зонального распределения бетона, рассчитывать напряжения вокруг отверстий и т. д. [21].

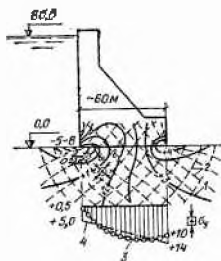


Рис. 18.6. Напряженное состояние в зоне контакта плотины с основанием

1 — изолинии наименьших главных напряжений σ_2 ; 2 — траектории главных напряжений σ_1 и σ_2 ; 3 — эюра напряжений σ_y на подошве плотины, рассчитанная методом конечных элементов; 4 — то же, по формуле вневцентренного сжатия

С помощью решений, полученных для бесконечного клина, можно определить напряжения в сечениях плотины, достаточно удаленных от основания, но при учете совместной работы плотины с основанием решение получается сложным и трудоемким, требующим применения вычислительных машин.

На удалении от основания результаты расчетов методами теории упругости и методом сопротивления материалов практически совпадают. Существенное различие получается при расчете контактной области плотины и скального основания. Проведенные в последнее время работы по созданию и совершенствованию способов расчета плотин в сочетании с экспериментальными исследованиями и натурными наблюдениями внесли определенную ясность в распределение напряжений в области контакта с основанием и по напорной грани плотины (см. гл. 6 и [21, 91, 250, 280, 281]).

3. Напряженное состояние гравитационной плотины с учетом влияния основания и температурных воздействий. Натурными на-

блюдениями, модельными исследованиями и расчетами плотин с учетом основания было установлено, что в зоне контакта плотины с основанием под напорной гранью может возникнуть область растягивающих напряжений σ_y и σ_x даже в тех случаях, когда в плотине обеспечивается требуемое нормами отсутствие растяжения при расчете по формуле вневцентренного сжатия (18.10). В то же время на напорной грани выше контакта с основанием могут возникнуть сжимающие напряжения, по своему значению превышающие рассчитанные по этой формуле [280, 281].

Распространение области растягивающих напряжений от напорной грани в глубину основания, а также в сторону верхнего и нижнего бьефов зависит от размеров профиля плотины, соотношения жесткостей основания и бетона и температурных воздействий. Растягивающие напряжения приводят к раскрытию контактного шва, раскрытию трещин в скальном основании (разуплотнению скального основания), нарушению целостности цементационной завесы, увеличению фильтрации и противодавлению в основании. На рис. 18.6 показано полученное расчетом напряженное состояние в зоне контакта плотины с основанием.

При сезонных колебаниях температуры воздуха возникают дополнительные напряжения, обусловленные температурными перемещениями плотины и раскрытием горизонтальных межблочных швов на ее нижней грани. Выше контактной поверхности растяжение быстро переходит в сжатие, что объясняется влиянием остаточных температурных напряжений строительного периода, возникающих от неравномерного остывания массива плотины, когда внутренние зоны остывают медленнее, чем наружные.

Обеспечить сохранность противофильтрационной завесы можно путем вынесения ее в верхний бьеф, за пределы зоны растягивающих напряжений, с устройством понура. Сохранность завесы может быть также обеспечена, если для инъекции применить материал с низким модулем упругости и высокой деформативностью. В разрабатываемой для замены СН 123-60 главе СНиП, посвященной бетонным плотинам, рассматриваются критерии прочности контакта плотины с основанием в свете результатов последних исследований контактной зоны.

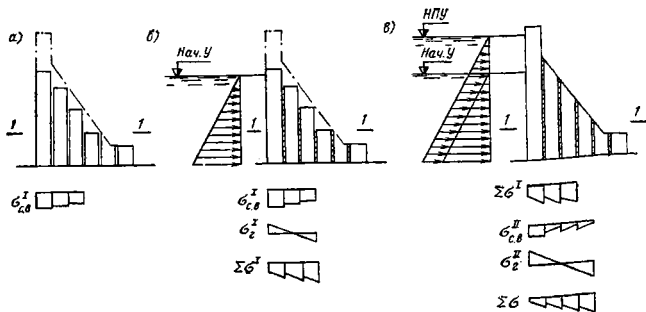


Рис. 18.7. Расчетная схема при учете поэтапного возведения плотины

a — плотина возведена частично, швы не замоноличены; *б* — швы замоноличены, водохранилище наполнено до промежуточного уровня; *в* — плотина достроена, швы полностью замоноличены, водохранилище наполнено до НПУ

4. Устойчивость гравитационных плотин. Проверку устойчивости гравитационных плотин выполняют, как указано в гл. 7.

5. Расчет гравитационных плотин с учетом их поэтапного возведения. Необходимость расчета напряженного состояния с учетом поэтапного возведения возникает при постановке недостроенной плотины под напор при частично наполненном водохранилище (см. главы 6 и 8).

Рассмотрим ход расчета на примере плотины, имеющей столбчатую разрезку (рис. 18.7). Одним из расчетных сечений является сечение *I—I*. До замоноличивания межстолбчатых швов в каждом столбе недостроенной плотины возникают сжимающие напряжения $\sigma_{c,b}^I$ от веса бетона (рис. 18.7, *a*). Перед началом наполнения водохранилища межстолбчатые швы замоноличивают, как показано на рис. 18.7, *б*, и возведенную часть профиля плотины рассматривают как монолитную. После наполнения водохранилища до некоторой промежуточной отметки в теле плотины возникают напряжения σ_z^I от гидростатического давления воды, показанные для сечения *I—I* на рис. 18.7, *б*. Эти напряжения, суммируясь с напряжениями от собственного веса, создают начальное напряженное состояние в недостроенном профиле ($\Sigma\sigma^I$), которое, если уровень верхнего бьефа не будет снижен, останется в бетонной кладке.

Перед дальнейшим подъемом уровня воды плотину достраивают до проектного профиля, в результате чего увеличиваются напряжения от веса на $\sigma_{c,b}^{II}$; затем швы замоноличивают полностью, водохранилище наполняют до НПУ, в результате чего в сечении *I—I* возникают напряжения σ_z^{II} от дополнительной части гидростатического давления, которые воспринимаются сечением, соответствующим по ширине уже полному профилю плотины (рис. 18.7, *в*). Полные напряжения $\Sigma\sigma$ определяются суммированием эпюр напряжений. Точно так же можно определить напряжения для других сечений. В результате расчетов выбирают последовательность возведения плотины, омоноличивания швов и подъема уровня верхнего бьефа, обеспечивающую соблюдение требований норм к напряженному состоянию плотины.

6. Расчет гравитационных плотин с замоноличенными швами. В § 93 показано, что такие плотины работают как пространственные конструкции, о расчетах которых см. главы 7 и 8, а также [21].

§ 95. ТИПЫ И РАЗМЕРЫ ВОДОСБРОСНЫХ ОТВЕРСТИЙ

В составе речных гидроузлов для обеспечения их нормальной эксплуатации, как правило, предусматривают водосбросные сооружения, которые часто могут быть выполнены в виде водосбросных плотин. Их пропускная способность определяется в соответствии с положениями, приведенными в гл. 10.

Как указано в гл. 10, в зависимости от условий эксплуатации плотинного гидроузла водосбросные отверстия могут быть *водосливными* либо *глубинными* (рис. 19.1). При выборе типа водосбросных отверстий следует учитывать, что водосливные отверстия по сравнению с глубинными водоспусками имеют преимущества в отношении возможности применения менее сложных затворов и более простых механизмов для маневрирования ими. Необходимо иметь в виду, что при наличии в водохранилище плавающих тел (бревен, торфяных полей, пней, корней и другого мусора) кроме глубинных отверстий следует предусматривать устройство поверхностных соросбросных отверстий для очистки приплотинной акватории гидроузла. На гидроузлах с небольшими напорами находят применение плотины с водосливом в виде широкого порога (рис. 19.2).

Тип и размеры водосбросных отверстий выбирают с учетом перечисленных выше их особенностей, конкретных топографо-геологических условий гидроузла, допустимых удельных расходов, возможности вредного влияния потока на русло реки и работу других сооружений гидроузла, намеченной схемы маневрирования затворами и плановой картины руслового потока в верхнем и особенно в нижнем бьефе гидроузла. Оптимальный вариант определяют на основе технико-экономического сопоставления рассмотренных в проекте вариантов.

При определении размеров отверстий следует учитывать указания действующих нормативных документов по этому вопросу (см. гл. 10), возможности по гидромеханическому оборудованию, эксплуатационный режим попусков. Например, назначив малое число отверстий большого сечения, трудно обеспечить плавное изменение расхода в нижнем бьефе гидроузла и удерживать заданный сбросной расход. Такое решение может привести к излишним сбросам воды из водохранилища.

Из условия пропуска льда ширина водосливных отверстий в свету должна быть не менее 10 м для рек южных районов или текущих с севера на юг и не менее 18 м для рек северных районов или текущих с

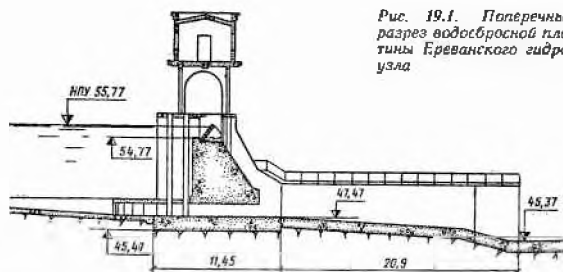


Рис. 19.1. Поперечный разрез водосбросной плотины Ереванского гидроузла

* Написано Д. А. Рагозиным.

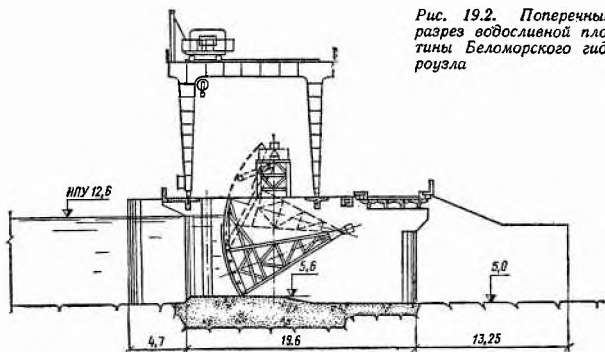


Рис. 19.2. Поперечный разрез водосливной плотины Беломорского гидроузла

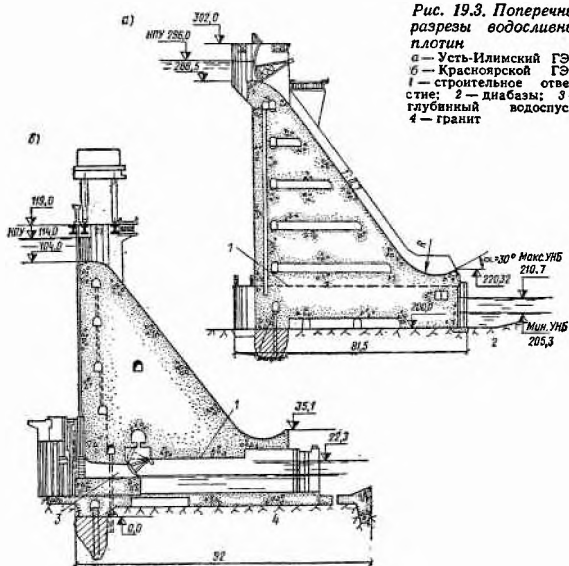


Рис. 19.3. Поперечные разрезы водосливных плотин
 а — Усть-Илимский ГЭС;
 б — Красноярской ГЭС;
 1 — строительное отверстие; 2 — диабазы; 3 — гравийный водоспуск; 4 — гранит

юга на север. Ширина соросбросных отверстий, как правило, не должна превышать 10 м.

Минимальный напор на водосливе при пропуске сора следует назначать не менее 3 м, а при сбросе льда — не менее $1,15\delta + 0,15$ м, где δ — максимально наблюдаемая толщина льдин в период ледохода.

При проектировании водосбросных устройств в бетонных плотинах гидроэнергетических узлов следует рассматривать технико-экономическую целесообразность их размещения в агрегатных блоках гидроэлектростанции и в пределах ее монтажной площадки с целью уменьшения длины водосливной плотины. Такие водосбросные устройства осуществ-

вляют в виде глубинных водоспусков либо поверхностных водосливных отверстий с пропуском воды над крышей здания гидроэлектростанции. При высоких бетонных плотинах рекомендуется рассматривать варианты размещения гидроэлектростанции в теле водосливной плотины.

В нижней части водосливных плотин возможно устройство временных отверстий для пропуска расходов реки во время строительства гидроузла — *строительных отверстий* (рис. 19.3, а). Их выполняют в виде так называемых гребенок (без перекрытия над отверстиями — для облегчения пропуска льда и последующего их бетонирования) или в виде глубинных водоспусков. При высоких плотинах обычно устраивают оба типа временных отверстий (рис. 19.3, б). Первые используют для пропуска расходов в период после перекрытия русла и до начала наполнения водохранилища. Сечение отверстий гребенки должно быть достаточным для пропуска строительных расходов при минимальном подъеме уровня верхнего бьефа. Уменьшение сечения этих отверстий связано с подъемом уровня и, следовательно, ростом высоты строительных перемычек и преждевременным подтоплением территорий в зоне будущего водохранилища. Глубинные строительные водоспуски предназначены для осуществления санитарных, судоходных и ирригационных попусков в нижний бьеф на период наполнения водохранилища до проектных отметок, когда для осуществления попусков не могут быть использованы эксплуатационные водосливные отверстия на гребне плотины.

При необходимости временные глубинные водоспуски могут быть сохранены на период эксплуатации. В этом случае они должны быть оборудованы как постоянные отверстия.

§ 96. РЕЖИМЫ СОПРЯЖЕНИЯ БЬЕФОВ

При установлении ширины водосбросного фронта для пропуска максимальных расходов необходимо исходить из намечаемого в проекте режима сопряжения бьефов, безопасного в отношении размывов русла реки и подмыва основания напорных сооружений гидроузла. На практике применяют три режима сопряжения бьефов: донный, поверхностный и трамплинный со свободно падающей струей (см. гл. 12).

Для низко- и средненапорных гидроузлов, а также в случае слабого основания в качестве основной формы сопряжения бьефов рекомендуется принимать донный режим с устройством в зоне сжатой струи на водобое различных конструкций гасителей энергии и растекателей потока.

Поверхностную форму сопряжения следует применять при необходимости сброса большого количества плавающих тел и льда, а также при небольших колебаниях уровня нижнего бьефа, при которых обеспечивается устойчивый режим сопряжения.

Для высоконапорных плотин на скальном основании обычно предпочтителен трамплинный режим сопряжения бьефов, при котором не требуется устройства специальных гасителей энергии потока в нижнем бьефе гидроузла и связанных с их устройством дополнительных материальных и трудовых затрат.

§ 97. ПОВЕРХНОСТНЫЕ ВОДОСЛИВЫ

Как указывалось в гл. 10, водопропускной тракт поверхностного водослива состоит из водосливного оголовка, водосливной нижней грани и сопрягающего устройства в виде носка-трамплина или водобойного колодца с рисбермой в зависимости от принятого режима сопряжения бьефов. На водосливном оголовке в большинстве случаев устраивают бычки (см. далее рис. 19.6, 19.7 и др.) для деления водосливного

фронта на отдельные отверстия и установки затворов. В ряде случаев, например на реках с бурным паводком и малым объемом водохранилища, возможно устройство водосливов без затворов (см. гл. 10).

1. Водосливные оголовки. Оголовки водосливных плотин, как правило, выполняют в виде водосливов практического профиля, а при низких плотинах — в виде водослива с широким порогом.

Оголовки практического профиля, как указано в гл. 10, бывают безвакуумными, у которых при расчетном напоре не возникает вакуума на водосливной поверхности (рис. 19.4, а, б), и вакуумными, у которых при расчетном напоре на водосливной поверхности возникает вакуум того или иного значения (рис. 19.4, в, г), повышающий коэффициент расхода водослива. Примерные области применения безвакуумных и вакуумных оголовков указаны в гл. 10.

Наибольшее распространение в практике получил профиль безвакуумного оголовка, предложенный Кригером и исправленный А. С. Офицеровым (см. рис. 19.4, а). Координаты для построения этого профиля приведены в курсах гидравлики и справочниках [4, 200].

Методы построения профилей вакуумных оголовков приведены в курсах гидравлики [4] и в специальной литературе.

2. Оборудование гребня водослива. Оголовки водосливных плотин, как правило, оборудуют рабочими затворами и пазами ремонтного заграждения. Рабочие затворы перекрывают водосливные отверстия в периоды между сбросом расходов. С их помощью регулируют величину попусков в нижний бьеф гидроузла.

Ремонтные заграждения из одного-двух комплектов (в зависимости от числа водосливных отверстий) предназначены для перекрытия отверстия в случае аварийного разрушения основного затвора и для осушения основного затвора с целью его осмотра и планового ремонта. Обычно при числе водосливных отверстий менее десяти предусматривают один комплект ремонтных заграждений. Расстояние между рабочим затвором и ремонтным заграждением должно быть достаточным для осмотра состояния напорной обшивки и проведения мелкого ремонта рабочего затвора без его извлечения. С целью уменьшения массы затворов опирание их на водосливной оголовок назначают, по возможности, в его самой высокой точке.

В качестве рабочих затворов в СССР наиболее широко применяют плоские и сегментные затворы. Плоские затворы проще по конструкции, требуют меньшего развития бычков вдоль потока и могут быть отремонтированы (восстановление антикоррозионного покрытия) на месте. Сегментные затворы имеют ряд существенных преимуществ по сравнению с плоскими. Они легче (меньшая металлоемкость), требуют меньшего подъемного усилия и не нуждаются в пазовых конструкциях, что особенно важно для вакуумных оголовков и для гидроузлов, расположенных в районах с суровым климатом, — отсутствие пазов исключает опасность вмерзания затворов в раздельные бычки. Существенный недостаток сегментных затворов — необходимость развития бычков вдоль потока для размещения опорных шарниров.

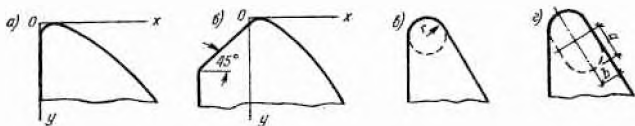


Рис. 19.4. Формы водосливных оголовков практического профиля

а — безвакуумного, очерченного по траектории падающей струи; б — то же, с консолью, выдвинутой в сторону верхнего бьефа; в — вакуумного, очерченного по кругу; г — вакуумного, очерченного по эллипсу

При специальном обосновании рабочие затворы могут быть выполнены со специальными козырьками в верхней части или двухъярусной конструкции для возможности сброса мусора, плавающей древесины и льда без поднятия всего затвора в целях экономии накопленной в водохранилище воды. В отдельных случаях для предотвращения перелива воды через затворы при большой волне перед ними возможно устройство съемных или стационарных забральных стенок, позволяющих одновременно сократить высоту затвора путем снижения его превышения над ФПУ. Ремонтные ограждения обычно выполняют в виде плоских секционных затворов или шандор (см. главы 29—31).

В условиях неблагоприятного льдотермического режима водохранилища в целях защиты затворов от повреждения льдом перед ними в холодное время года следует поддерживать майну. Для этого используют либо потокообразователи, устанавливаемые на поплавках в верхнем бьефе и создающие движение воды вдоль водосливного фронта со скоростями, достаточными для предотвращения образования ледяного покрова, либо воздухообдув затворов. В последнем случае под уровнем воды перед затворами устанавливают перфорированные трубы (съемные или стационарные), в которые нагнетают сжатый воздух. Пузырьки его, поднимаясь к поверхности воды, увлекают за собой теплую воду более глубоких слоев водохранилища, что предотвращает образование ледяного покрова перед затворами.

В особо суровых климатических условиях для предотвращения образования на затворах наледей и вмерзания их в пазы бычков необходимо предусматривать их обогрев, например, путем устройства по нижней поверхности второй обшивки из материала с достаточными теплозащитными свойствами и установки в образовавшейся полости отопительных устройств (электродпечей, электрокалориферов и др.).

В зависимости от требуемой частоты и скорости маневрирования рабочими затворами, что связано с возможной быстротой повышения уровня верхнего бьефа, подъемные устройства для обслуживания затворов могут быть стационарными (для каждого затвора) или подвижными (для группы затворов); при этом следует учитывать также возможность и целесообразность использования подъемных механизмов для маневрирования затворами других сооружений гидроузла, например затворами водоприемников турбинных водоводов, для обслуживания сороудерживающих решеток и пр. (подробно см. гл. 29).

Для обеспечения связи между глухими частями плотины и берегами, а также для обслуживания затворов и подъемных механизмов через водосливные отверстия плотины устраивают служебный проезд в виде пролетных строений, перекинутых по отдельным бычкам.

3. Бычки. Для закрепления опорных частей затворов, опирания пролетных строений служебных мостов и подкрановых путей используют бетонные или железобетонные бычки, расположенные на гребне водосливной плотины. Как правило, бычки должны составлять одно целое с водосливным пролетом. При возможности

неравномерных осадок разрезку плотины температурно-деформационными швами на секции следует предусматривать по бычкам с делением их на два полубычка. В зависимости от геологических, климатических и производственных условий разрезку можно делать через один, два и более пролета. При слабо сжимаемом основании и большой ширине секции плотины бычки можно отрезать от водосливных пролетов.

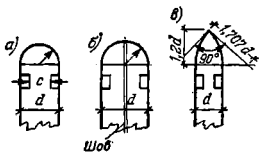


Рис. 19.5. Формы входных оголовков бычков

а, б — полуциркулярных; в — криволинейно-заостренного

Размеры бычков определяются типом и конструкцией затворов, размерами водосливных отверстий, а также конструкцией пролетных строений мостов. Минимальная толщина бычков в пределах пазов определяется условиями прочности и удобства бетонирования. По условиям производства работ толщина бычков в шейке *c* (рис. 19.5, *a*), т. е. в зоне расположения пазов затворов, должна приниматься не менее 0,8 м, а полная толщина — не менее 2 м. При назначении толщины бычков следует учитывать необходимость размещения в деформационных швах противофильтрационных уплотнений, а в самих бычках помещений для контрольно-измерительной аппаратуры (оголовков прямых или обратных отвесов, высотных элеваторов и т. д.), вентиляционных и других служебных помещений.

В плане очертание бычков следует принимать таким, чтобы был обеспечен плавный вход воды в водосливное отверстие с небольшим боковым сжатием потока (рис. 19.5). В случае необходимости пропуска льда оголовки бычка, если он не разрезан межсекционным швом, следует проектировать криволинейно-заостренной формы.

Отметку верха бычков со стороны водохранилища следует назначать исходя из высоты волны (с учетом нагона) или пролетных строений подкрановых и служебных мостов. Волна должна проходить под пролетным строением с просветом не менее 0,75 м. Необходимо учитывать также габариты затворов в поднятом положении и размещение другого оборудования. Со стороны нижнего бьефа очертание бычков в плане и их высота определяются общими конструктивными соображениями с учетом условий сброса воды, расположения мостовых переходов общего пользования и других условий.

4. Сопрягающие устои. Сопряжение водосливной плотины с плотинами из грунтовых материалов или с берегами осуществляют с помощью бетонных и железобетонных устоев, предназначенных для ограничения распространения откосов земляной плотины в пределы водопропускных сооружений, для защиты откосов или берега от размыва водой, сливающейся через водосброс, и для организации потока при подходе к водосбросу и на выходе из него.

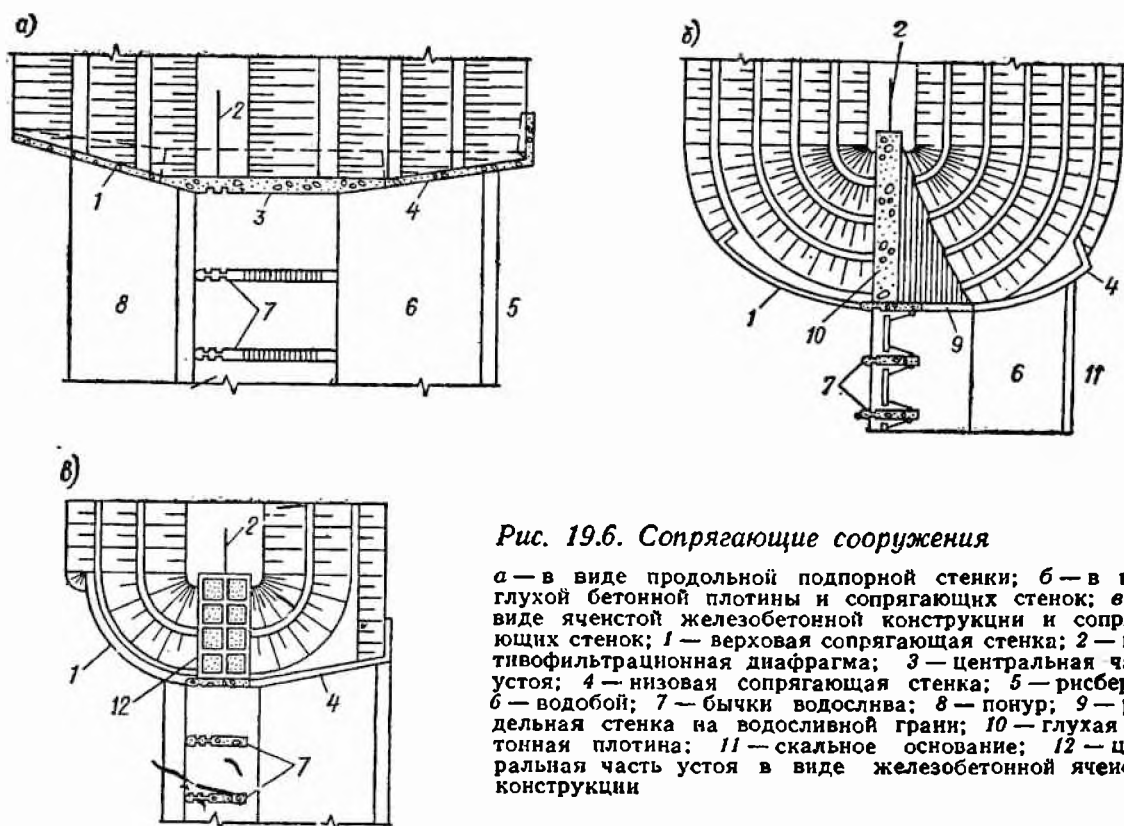


Рис. 19.6. Сопрягающие сооружения

a — в виде продольной подпорной стенки; *б* — в виде глухой бетонной плотины и сопрягающих стенок; *в* — в виде ячеистой железобетонной конструкции и сопрягающих стенок; 1 — верхняя сопрягающая стенка; 2 — противофильтрационная диафрагма; 3 — центральная часть устоя; 4 — нижняя сопрягающая стенка; 5 — рисберма; 6 — водобой; 7 — бычки водослива; 8 — понур; 9 — раздельная стенка на водосливной грани; 10 — глухая бетонная плотина; 11 — скальное основание; 12 — центральная часть устоя в виде железобетонной ячеистой конструкции

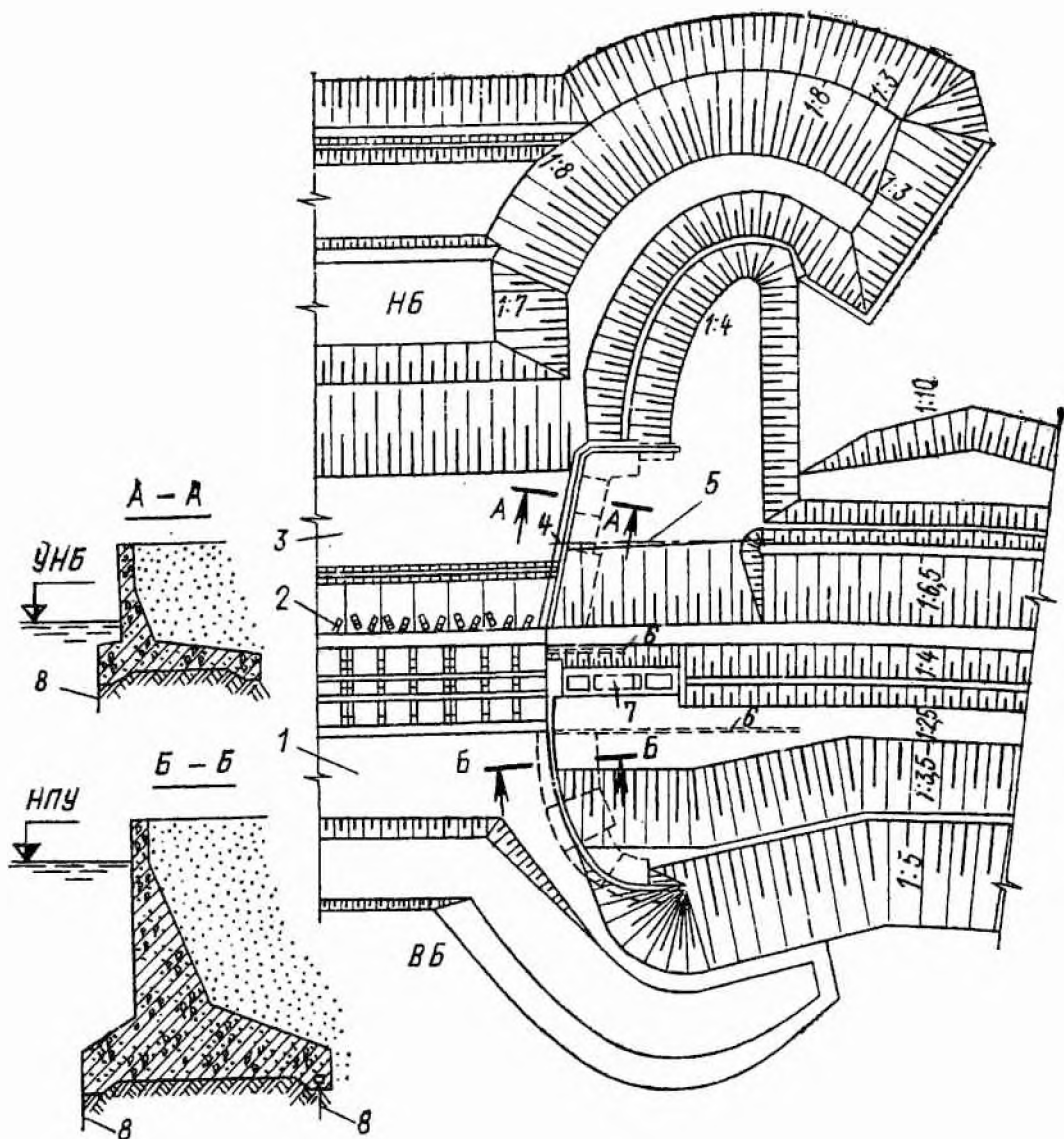


Рис. 19.7. Сопряжение водосливной плотины с земляной на Цимлянском гидроузле
 1 — понур; 2 — гасители-растекатели; 3 — водобой; 4 — стенки устоя; 5 — ось дренажа; 6 — шпунтовая диафрагма; 7 — затворохранилище; 8 — шпунт

Сопряжение водосливной плотины с земляной осуществляют либо в виде продольной подпорной стенки (рис. 19.6, а), либо в виде глухой бетонной плотины, которая как бы входит в тело земляной плотины (рис. 19.6, б). Первый тип сопряжения может быть рекомендован для плотин небольшой высоты, а второй — для высоких плотин. Сопряжение плотин среднего напора часто осуществляют по схеме, приведенной на рис. 19.6, в, где центральная часть устоя, непосредственно примыкающая к водосливу и воспринимающая гидростатическое давление верхнего бьефа, выполнена в виде железобетонной ячеистой конструкции, засыпанной грунтом. Тот или другой тип сопряжения выбирают в каждом конкретном случае на основе технико-экономического сопоставления.

Часть устоя, защищающую верховой откос земляной плотины или берег от размыва потоком, поступающим на водослив, называют *верховой сопрягающей стенкой*, а часть устоя, защищающую низовой откос и образующую стенку водобойного колодца, — *низовой сопрягающей стенкой*. В плане и профиле сопрягающие стенки должны иметь очертания, благоприятные как для пропуска воды, так и для защиты сооружений от размыва и подмыва. В плане сопрягающие стенки могут быть прямолинейными и криволинейными с откылками, заходящими в откосы земляных плотин под тупым или прямым углом (рис. 19.7).

В профиле стенки могут быть ныряющими, повторяющими очертание откоса земляной плотины, или постоянной высоты. Последнее предпочтительнее для защиты откосов земляной плотины от размыва, но менее экономично из-за большого расхода бетона.

Сопряжение водосливной плотины со смежным бетонным сооружением, например со стационарной частью плотины, осуществляют в виде отдельной стенки на водосливной грани, повторяющей в профиле очертание сбрасываемой с водослива струи с запасом по высоте 1,5—2 м. Далее отдельная стенка переходит в отдельный пирс, который защищает поток в нижнем бьефе здания ГЭС от возмущений, возникающих при гашении энергии в водобойном колодце.

Поперечное сечение сопрягающего устоя (см. рис. 19.7) определяют из расчета на восприятие давления грунта, слагающего профиль земляной плотины, и гидростатического давления воды со стороны водохранилища и земляной плотины.

При конструировании сопрягающего устоя особое внимание следует обращать на надежность контакта между ним и земляной плотиной в отношении суффозии грунта под воздействием фильтрационного потока в теле земляной плотины. Для удлинения пути фильтрации по контакту между бетоном устоя и земляной плотиной иногда устраивают специальные ребра и диафрагмы (см. гл. 5). Сопряжение диафрагмы с устоем и основанием следует выполнять эластичным, допускающим ее перемещение вдоль потока. Между устоем и водосливной плотиной устраивают противофильтрационные уплотнения. Грунт в пазухах, образованных тыловой гранью устоя и ребрами, необходимо уплотнять с особой тщательностью.

В последнее время на практике наибольшее распространение получило сопрягающее устройство в виде устоя с гладкой бетонной поверхностью тыловой грани, выполняемой с уклоном 1 : 10 для лучшего прилегания грунта. Для удлинения пути контактной фильтрации из устоя в тело земляной плотины запускают гибкую диафрагму из шпунта, оклеенного гидроизоляцией и покоящегося по основанию в податливой битумной ванне. Для предотвращения отрыва шпунтовой диафрагмы от сопрягающего устоя в результате подвижки грунтовых масс ей придают в плане предварительный прогиб в сторону верхнего бьефа или волнистость на участке, прилегающем к устью.

При сопряжении водосливной плотины со скальным берегом устоя выполняют в виде стенки — облицовки скального берега с врезающимися в скалу верхним и нижним короткими бетонными открьлками.

5. Водосливная грань и водосливной носок. Водосливная грань в верхней части должна плавно сопрягаться с водосливым оголовком, а в нижней части — с круговой вогнутой поверхностью носка-трамплина.

Уклон водосливной грани определяют так же, как и для глухих плотин, — расчетом на прочность и устойчивость.

Безопасное расстояние отброса струи при прочном скальном основании равно примерно $0,4H$, а при слабом скальном основании — $0,5—0,6H$, где H — напор на плотину; уточнить это расстояние можно на основе прогноза вероятной воронки размыва в нижнем бьефе (см. гл. 12).

Носок-трамплин в профиле обычно имеет круговое очертание, причем радиус кривизны R (см. рис. 19.3, а) следует назначать не менее шести толщин струи на сходе с трамплина при угле схода $\alpha = 25...35^\circ$. С целью придания здесь должного направления всему потоку, а не только донным его струйкам рекомендуется заканчивать трамплин короткой прямолинейной вставкой, касательной к круговой поверхности носка. Длина вставки примерно одна-полторы толщины струи. Отметку носка-трамплина выбирают по конструктивным соображениям, а также из условия обеспечения свободного доступа под струю необходимого количества воздуха для предотвращения образования в под-

струйном пространстве вакуума и ее пульсации. В соответствии с этим, выходной участок носка-трамплина следует располагать выше максимального уровня нижнего бьефа.

Указанные основные параметры носка-трамплина часто уточняют на основе гидравлических исследований, при этом стремятся получить максимальную дальность отброса струи от сооружения.

При донном режиме сопряжения бьефов водосливную грань сопрягают с дном водобойного колодца чаще всего при помощи кривой определенного радиуса так, чтобы придать струе на выходе горизонтальное или близкое к нему направление (см. далее рис. 19.8). Радиус назначают в зависимости от высоты плотины и напора на гребне водослива (см. например, [4]).

При поверхностном режиме сопряжения бьефов в конце водосливной грани следует предусматривать водосливной носок-уступ, придающий этому режиму устойчивость (см. гл. 12).

6. Водобой. Рисберма. Сопряжение с естественным руслом. Как было указано в главах 10 и 12, во избежание разрушений в русле за плотиной, а вслед за тем и возможной аварии сооружения дно и берега русла должны быть защищены специальными покрытиями, носящими названия водобоя и рисбермы. Наиболее совершенное гашение энергии получается при донном режиме сопряжения бьефов с нагоном и затоплением образующегося гидравлического прыжка. В пределах зоны затопленного прыжка вследствие растекания потока, вращения масс воды в поверхностном вальце и соударений струй расходуется до 60—65% кинетической энергии потока. В связи с этим здесь необходимо предусматривать мощное крепление русла в виде плиты водобоя. Гашение остаточной кинетической энергии может происходить на участке русла с менее мощным креплением — на рисберме.

Если глубина нижнего бьефа недостаточна для затопления прыжка, ее увеличивают искусственно путем заглубления водобоя либо путем создания подпорной водобойной стенки (рис. 19.8) или гасителей. Возможно применение того и другого приема одновременно.

Параметры водобоя определяют в соответствии с указаниями, изложенными в гл. 12.

Отметку дна водобоя следует назначать по возможности высокой, чтобы сократить объемы земельно-скальных и бетонных работ. При этом следует учитывать целесообразность подтопления в зимний период водобоя и гасителей со стороны нижнего бьефа достаточным слоем воды для предохранения этих элементов от воздействия низких температур.

С целью экономии бетона иногда (при скальном или полускальном основании) (рис. 19.9) рекомендуется применять анкерное закрепление водобоя.

При подборе эффективной системы гасителей возможно устройство водобоя без подтопления, что делает гасители доступными для наблюдения и облегчает их ремонт, а также существенно улучшает условия растекания потока при неравномерном открытии пролетов водослива.

Гасители на водобое снижают глубину нижнего бьефа, необходимую для затопления прыжка, на 7—25%, что позволяет соответственно повысить отметку дна водобойного колодца.

При выборе типа гасителей и растекателей надо учитывать важность предотвращения неблагоприятных сбойных течений в нижнем бьефе, рассматривая при этом и реальные графики маневрирования затворами (см. гл. 12).

Наиболее рациональный для конкретных условий тип гасителей и их размеры определяются в результате лабораторных гидравлических исследований на моделях с учетом удельных расходов, уровней нижнего бьефа, необходимости сброса льда и различных плавающих тел. Гаси-

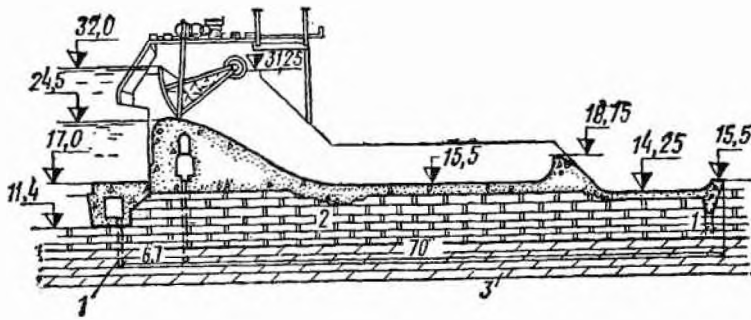


Рис. 19.8. Поперечный разрез водосливной плотины Кегумского гидроузла

1 — контрольные скважины; 2 — доломит; 3 — мергель

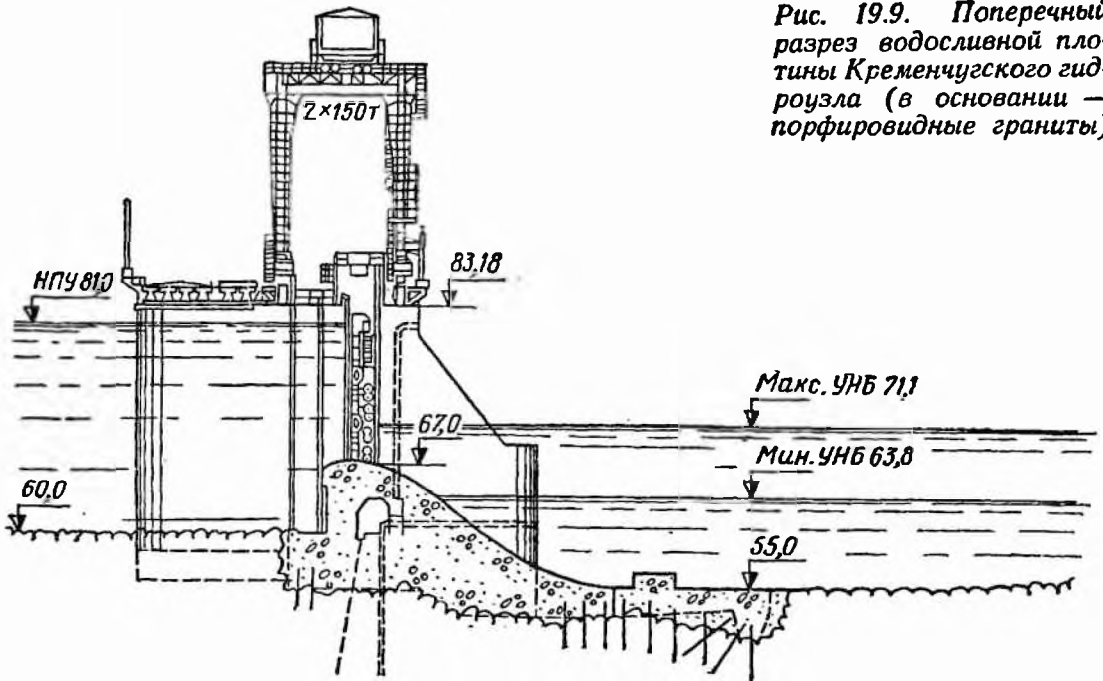


Рис. 19.9. Поперечный разрез водосливной плотины Кременчугского гидроузла (в основании — порфиоровидные граниты)

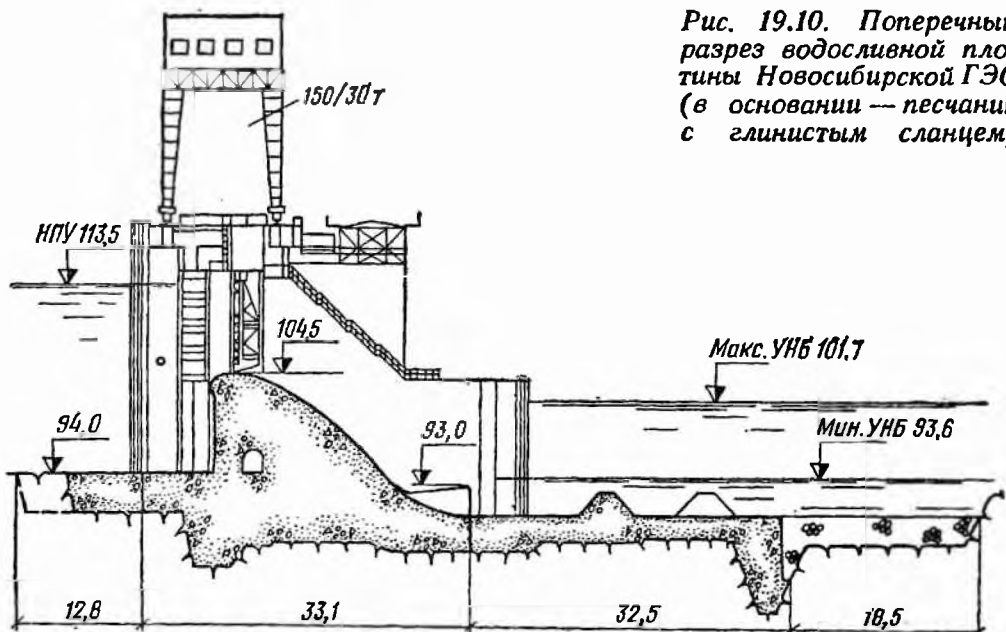


Рис. 19.10. Поперечный разрез водосливной плотины Новосибирской ГЭС (в основании — песчаник с глинистым сланцем)

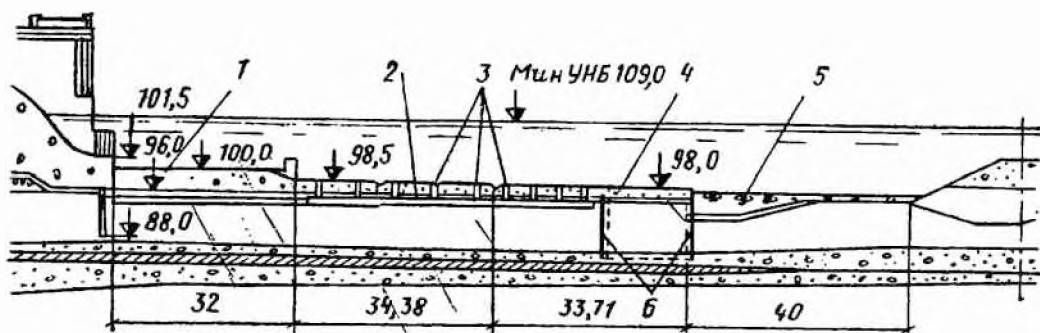


Рис. 19.11. Поперечный разрез водобоя и рисбермы Каховской плотины

1 — бетонная плита водобоя; 2 — обратный фильтр; 3 — дренажные отверстия; 4 — бетонная плита; 5 — каменно-щебеночная отсыпка; 6 — зуб ячеистой конструкции из металлического шпунта

телям придают формы, исключая возможность возникновения по их граням зон кавитационной эрозии; перспективными являются безэрозионные гасители (см. гл. 11).

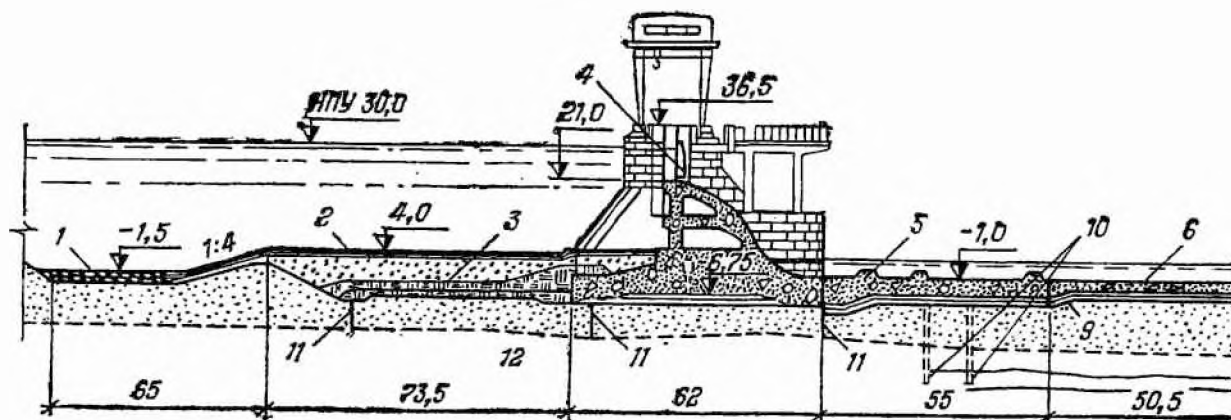
Для выполнения водобойных устройств, которые могут подвергаться интенсивному истиранию наносами, ударам льда, пульсационным и вибрационным нагрузкам, следует применять особо прочный бетон, способный противостоять этим воздействиям, или облицовку (металлическую и др.; см. гл. 10).

Толщину водобоя и армирование водобоя, гасителей и растекателей назначают по расчету на действующие нагрузки с учетом и динамического воздействия потока (см. главы 10 и 12). При отсутствии расчетной арматуры у поверхностей, подверженных воздействию потока, предусматривают сетки из стержневой арматуры с защитным слоем 15—20 см.

Рисбермы, как правило, выполняют в виде плит из монолитного бетона или железобетона. При незначительных напорах на плотину возможно применение рисбермы в виде каменной наброски или отмостки, габионных сеток, сборных бетонных или железобетонных элементов. Толщину плит рисбермы следует определять расчетом (см. гл. 10). В сборных рисбермах необходимо предусматривать эластичное соединение элементов арматурой для обеспечения их устойчивости при пульсационном давлении.

Для разгрузки подошвы рисбермы от фильтрационного и пульсационного давлений в бетонных плитах устраивают дренажные колодцы, располагая их в шахматном порядке. Размеры колодцев в плане рекомендуется принимать от $0,25 \times 0,25$ м до 1×1 м, а расстояние между ними — от 5 до 10 м в зависимости от толщины плит.

Во избежание подмыва концевой части рисбермы ее сопрягают с естественным руслом либо с помощью глубокого зуба, прорезающего раз-



мываемые породы на достаточную глубину или до прочных пород (рис. 19.10 и 19.11), либо, в случае залегания неразмываемых пород на большой глубине, с помощью сопрягающего ковша с заложением откосов примерно 1:4 (рис. 19.12).

Зуб может выполняться из бетона, железобетона, из ряжей, заполненных камнем, в виде ячеистой конструкции либо в виде стенки из шпунта.

В случае применения ковша его переходное крепление должно быть эластичным и следовать за деформациями русла в продольном и поперечном направлениях. Переходное крепление выполняют в виде каменной наброски, габионных фашинных покрытий, отдельных бетонных или железобетонных блоков, гибко связанных между собой, гравийной или щебеночной выстилки и т. п.

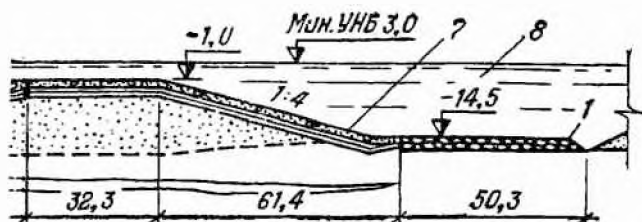
§ 98. ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ К ПОВЕРХНОСТЯМ, ОБТЕКАЕМЫМ ВЫСОКОСКОРОСТНЫМИ ПОТОКАМИ

Как уже отмечалось в гл. 11, всякого рода неровности бетонной поверхности (выступающие закладные части, швы бетонирования и т. п.), обтекаемой высокоскоростными потоками, могут стать источниками ее кавитационной эрозии. В связи с этим нужно предъявлять особые требования к опалубке по точности ее изготовления, жесткости и фактуре поверхности. Для водосливных граней плотин, оголовков и водосливных носков наиболее целесообразна деревометаллическая опалубка из жесткой металлической рамы (несущей конструкции) и деревянной палубы, положение которой по отношению к несущей раме регулируется в определенном диапазоне специальными приспособлениями. Для выравнивания бетонной поверхности целесообразно покрывать палубу листовым конструкционным материалом, обладающим свойством адсорбировать из бетонной смеси лишнюю воду и воздух (например, древесноволокнистыми полутвердыми плитами или различного вида техническим картоном, не подверженным короблению при увлажнении). Для предотвращения срастания картона или древесноволокнистых плит с бетоном водосливной грани лицевую поверхность адсорбирующего слоя покрывают технической тканью.

Наибольшие неровности на водосливных поверхностях обычно образуются в местах стыковки отдельных опалубочных щитов, поэтому следует стремиться к увеличению их размеров. При высоких плотинах на каждый пролет целесообразно предусматривать отдельный скользящий щит. Для повышения точности установки опалубки следует применять специальные выверенные направляющие, размещаемые вне бетона водосливного пролета. Впервые такая опалубка была разработана и применена для бетонирования водосливной грани плотины Усть-Илимской ГЭС.

При конструировании плотины на водосливной грани необходимо предусматривать минимальное число постоянных и временных швов бетонной кладки. Дефекты бетонирования должны быть устранены (см. гл. 11).

Рис. 19.12. Поперечный разрез Волгоградской водосливной плотины



1 — каменно-щебеночная пригрузка; 2 — бетонные плиты; 3 — железобетонный анкерный понур с битумными матами поверху и слоем суглинки; 4 — рабочий затвор; 5 — водобой с гасителями энергии; 6 — рисберма; 7 — крепление откоса сопрягающего ковша; 8; 9 — обратный фильтр; 10 — разгрузочные скважины; 11 — металлический шпунт; 12 — песчано-алевролитовые породы

§ 99. ГЛУБИННЫЕ ВОДОСБРОСЫ

— Глубинные водосбросы выполняют в теле плотины в виде отверстий круглого или прямоугольного сечения. Размеры сечений назначают на основании гидравлических расчетов с учетом имеющихся указаний по стандартизации отверстий (см. гл. 10). Однако по условиям прочности плотины ширина водосброса не должна превышать 50% расстояния между постоянными межсекционными швами для плотин высотой более 70 м и 60% для плотин высотой менее 70 м.

Эксплуатационные высоко- и средненапорные глубинные водосбросы (особенно крупных гидроузлов), предназначенные для осуществления полезных попусков в нижний бьеф, часто рекомендуется выполнять в металлической облицовке на всей длине. Эксплуатационные водосбросы, предназначенные для аварийной сработки водохранилища или в дополнение к поверхностным водосливам при пропуске катастрофических паводков, можно выполнять в металлической облицовке только на входном и выходном участках. Глубинные водосбросы, предназначенные для пропуска строительных расходов в период наполнения водохранилища (в высоконапорных гидроузлах), можно устраивать без металлической облицовки.

В гидравлическом отношении наиболее целесообразна круглая форма сечения глубинного водосброса, однако она требует применения конусных или игольчатых затворов, допустимых только в потоке, не несущем крупных плавающих предметов, причем игольчатые затворы являются сложными и дорогими, а также металлической облицовки, так как выполнить с высокой точностью отверстие круглого сечения в деревянной опалубке затруднительно. В связи с этим чаще применяют глубинные отверстия прямоугольного сечения, особенно при больших их размерах.

Очертание входного участка глубинных водосбросов должно обеспечивать плавный вход воды без возникновения кавитации (см. гл. 11).

Размещение затворов и рациональные типы затворных камер водосбросов рассмотрены в гл. 30.

Сопряжение потока, сбрасываемого через глубинный водосброс, с нижним бьефом возможно по типу отброшенной струи и по типу донного режима. Конструкции сопрягающих сооружений в нижнем бьефе гидроузла во многом идентичны сопрягающим сооружениям, применяемым при пропуске воды через поверхностные водосливы. Они были детально рассмотрены в гл. 12.

ГЛАВА 20

АРОЧНЫЕ ПЛОТИНЫ

§ 100. КЛАССИФИКАЦИЯ

Арочная плотина представляет собой пространственную водоподпорную конструкцию в виде свода, передающего действующие на него нагрузки от гидростатического давления воды, от давления наносов, от сейсмических и других воздействий в основном на скальные берега ущелья (см. рис. 20.1).

Классифицируют арочные плотины по различным признакам.

По «коэффициенту стройности» — относительной толщине $\beta = b/h$, где b — толщина плотины понизу, h — наибольшая высота плотины (см. рис. 20.1), — арочные плотины делят на три типа: а) тонкие ($\beta < 0,2$); б) толстые ($\beta = 0,2 \dots 0,35$); в) арочно-гравитационные ($\beta = 0,35 \dots 0,65$) [287]. Иногда коэффициент стройности относят к «арочной части», исключая утолщенную нижнюю часть плотины — пробку

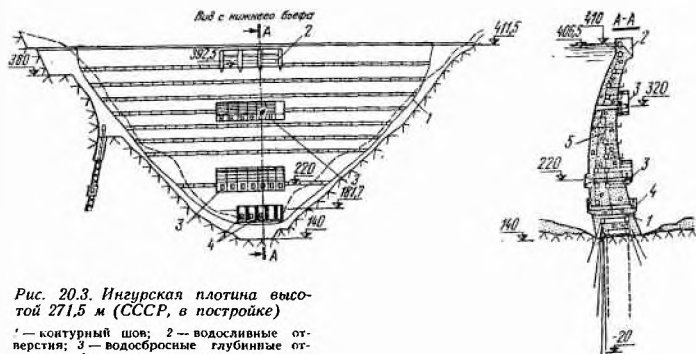


Рис. 20.3. Ингурская плотина высотой 271,5 м (СССР, в постройке)

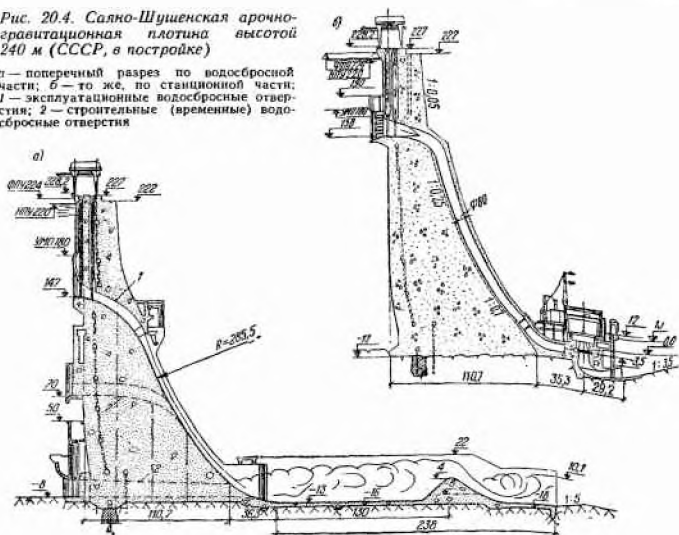
1 — контурный шов; 2 — водосливные отверстия; 3 — водосбросные глубинные отверстия; 4 — донные отверстия строительного периода; 5 — продольный шов

(см. рис. 20.2, д) или «седло» (см. рис. 20.2, а). В этом случае коэффициент стройности β' арочной части будет отношение b'/h' (см. рис. 20.2).

По очертанию (арочной части) различают такие типы арочных плотин: а) «с постоянным центральным углом» $2\alpha_0$ (рис. 20.1, а); б) «с постоянным радиусом» напорной поверхности r_n , или «цилиндрические» (рис. 20.1, б); в) двойкой кривизны, или купольные с $f/l \geq 0,05$ [21] (рис. 20.1, в). Плотины с постоянным центральным углом характерны для треугольных (или близких к ним) ушей. В действительности для них центральный угол $2\alpha_0$ обычно не остается совершенно постоянным по высоте, а несколько уменьшается книзу ($2\alpha'_0 > 2\alpha_0 > 2\alpha''_0$),

Рис. 20.4. Саяно-Шушенская арочно-гравитационная плотина высотой 240 м (СССР, в постройке)

а — поперечный разрез по водосбросной части; б — то же, по стационарной части; 1 — эксплуатационные водосбросные отверстия; 2 — строительные (временные) водосбросные отверстия



особенно для самых нижних арок (см. далее § 102). Плотины цилиндрические или с постоянным радиусом r_n наиболее характерны для ущельй прямоугольной или близкой к ней формы. Купольные плотины, получившие большое распространение за последнее время, применяют при различной форме ущелья.

По высоте нет установившегося деления арочных плотин. По этому признаку их можно подразделять в соответствии с указанием гл. 18.

По характеру сопряжения с основанием и берегами и конструктивным особенностям различают следующие типы арочных плотин: а) с упругой заделкой пят (см. рис. 20.1); б) с контурным, или периметральным швом (рис. 20.2, а); в) расчлененные швами на ряд отдельных арок (рис. 20.2, б); г) со швами-надрезами (рис. 20.2, в, г); д) с двух- или трехшарнирными арками (рис. 20.2, б); е) с пробкой (рис. 20.2, д) и без пробки (рис. 20.1); ж) с береговыми устоями (или устоем) (рис. 20.2, е) и без устоев; з) с «ныряющими» верхними арками (или с «ныряющим» гребнем, «с надрезами» гребня) (рис. 20.2, ж); и) с применением анкерных тяжей (рис. 20.2, з); к) со специальными стенками (рис. 20.2, и) или «столбами», расположенными в зоне слабой скалы и передающими реакции арок на более здоровую скалу. Кроме того, бывают комбинированные плотины, например с центральной арочной частью и береговыми контрфорсами (плотины Розеланд, Камбамба) [21].

По форме и относительной ширине ущельй, в которых возводят арочные плотины, их подразделяют на следующие типы: а) арочные плотины в V-образном ущелье, U-образном ущелье (или в примерно треугольном и примерно прямоугольном либо трапециевидном ущелье — см. рис. 20.1, а, б), Y-образном ущелье; б) арочные плотины в симметричном (см. рис. 20.1) и несимметричном (см. рис. 20.2, а, д, з) ущелье; в) арочные плотины в узком или широком ($L/h > 3...5$, где L — длина плотины по гребню)* ущелье.

По способу пропуска воды арочные плотины делят на два типа: а) глухие (см. рис. 20.1); б) водосбросные — водосливные (рис. 20.3, 20.5, а, б) и с глубинными отверстиями (рис. 20.3, 20.4, 20.5, в).

По материалу различают следующие типы арочных плотин: а) каменные; б) бетонные; в) железобетонные. В подавляющем большинстве случаев арочные плотины строят бетонными; железобетонные арочные плотины (или бетонные с довольно большим армированием) сооружают очень редко (пример — норвежская плотина Слеттедален), каменные в настоящее время не строят.

§ 101. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Первые арочные плотины были построены из каменной кладки еще в XVI в. в Испании (плотины Алманца и Эльхе) и Италии (плотина Понте Альто). Несколько позже (XIX в.) арочные плотины из каменной кладки были построены во Франции и в США [21].

С появлением и внедрением в строительстве бетона арочные плотины стали строить исключительно бетонными, иногда армированными, и с начала XX в. их строительство резко увеличилось.

Арочные плотины нашли применение во многих странах мира, природные условия которых (горная местность, наличие створов, подходящих для строительства арочных плотин по топографическим и геологическим условиям, — см. далее) позволяют строить такие плотины: во Франции, Италии, Швейцарии, Португалии, Испании, США, Японии, СССР, Румынии, Югославии, Австрии, Шотландии, ЮАР, Турции, Греции, Норвегии и других странах.

* Пользуются и отношением L_1/h , где L_1 — ширина ущелья по хорде на уровне гребня.

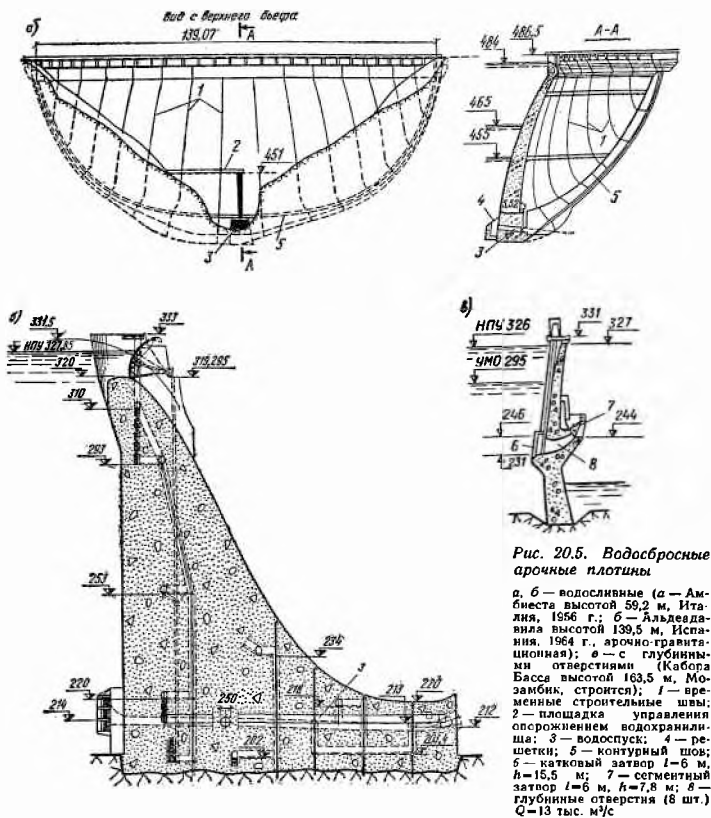


Рис. 20.5. Водосбросные арочные плотины

а, б — водосливные (а — Амбиеста высотой 59,2 м, Италия, 1956 г.; б — Альдеавиля высотой 139,5 м, Испания, 1964 г., арочно-гравитационная); в — с глубинными отверстиями (Кабора Басса высотой 163,5 м, Мозамбик, строится); 1 — временные строительные швы; 2 — площадка управления опорожнением водохранилища; 3 — водоспуск; 4 — решетки; 5 — контурный шов; 6 — катковый затвор $l=6$ м, $h=15,5$ м; 7 — сегментный затвор $l=6$ м, $h=7,8$ м; 8 — глубинные отверстия (8 шт.) $Q=13$ тыс. м³/с

В последние годы арочные плотины стали применять в Индии (плотина Идикки высотой 168 м), африканских странах (плотины Кароба, Пангола, Кабора Басса и др.). Самыми высокими из построенных арочных плотин является итальянская плотина Вайонт высотой 266 м (строительство закончено в 1960 г.), из строящихся — Ингурская плотина в СССР (см. рис. 20.3) высотой 271,5 м.

В СССР построены три арочные плотины: в районе Нового Афона на р. Псырха ($h=8,5$ м, 1882 г.), Гергебильская цилиндрическая на р. Кара-Койсу в Дагестане ($h=69,5$ м, 1937 г.) и Ладжанурская на р. Ладжанури в Грузии ($h=67$ м, 1960 г.). Строятся уже упомянутая Ингурская плотина, а также Чиркейская на р. Сулак в Дагестане ($h=236$ м) и арочно-гравитационная цилиндрическая Саяно-Шушенская на р. Енисее ($h=240$ м, см. рис. 20.4).

В начальном периоде строительства арочных плотин (начало XX в. и ранее) очень большое внимание уделялось простоте конструкции и обеспечению отсутствия несколько усложняющего производства работ

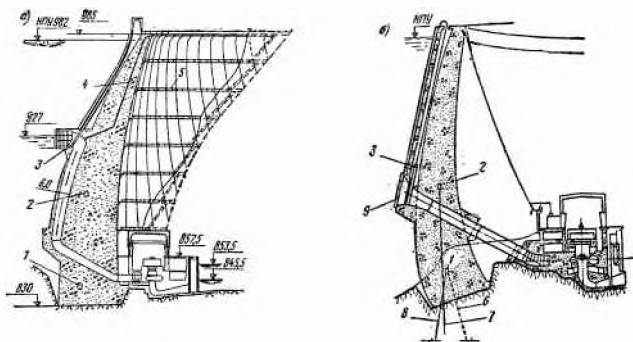


Рис. 20.6. Разрезы по водоприемникам гидроэлектростанций арочных плотин

a — Нагопада высотой 136 м (Япония, 1969 г.); *б* — Моссирок высотой 184,4 м (США, 1968 г.); 1 — цементационная галерея; 2 — смотровая галерея; 3 — плоский затвор; 4 — аэрационная труба; 5 — служебные мостики; 6 — дренаж; 7 — скважина для исследований; 8 — цементационная завеса; 9 — решетка

нависания искривленных консолей в сторону верхнего или нижнего бьефа или же в обе стороны, что свойственно современным купольным плотинам (см., например, рис. 20.5, *a* и 20.6, *a*). Вследствие этого часто применялись «цилиндрические» плотины с вертикальной верхней гранью (см. рис. 20.1, *б*). Такие или близкие к таким плотины применяются и в настоящее время — в условиях, когда они оказываются рациональными, например при достаточно широких створах (плотины Мулен Рибу при $L/h=10$; Гранжан при $L/h=3,51$), при размещении водоприемников гидроэлектростанций в теле плотины и прохождении трубопроводов по низовой грани (Саяно-Шушенская арочно-гравитационная плотина, см. рис. 20.4), а иногда и при сравнительно узких створах (французская плотина Тинь высотой 180 м при $L/h=1,63$, 1952 г.). Затем все большее распространение стали получать плотины «с постоянным центральным углом» (см. рис. 20.1, *a*), имеющие несколько более сложные очертания, но часто более экономичные, особенно в V-образных ущельях. Пример — плотина Пакоима ($h=116$ м, $\beta=0,258$, $L/h=2,58$, 1929 г.).

В дальнейшем в целях получения более благоприятного распределения напряжений и экономии материала все чаще стали сильнее искривлять консоли (см. рис. 20.1, *в*, 20.3 и 20.5, *a* в сравнении с 20.1, *a*, 20.2, *б*, 20.4), т. е. переходить к плотинам «купольным» или «двойной кривизны», которые в настоящее время применяются в большинстве случаев.

В 1939 г. в Италии была построена плотина Озилетта — первая плотина с *контурным швом* (см. рис. 20.2, *a*). Впоследствии такие плотины получили в Италии широкое распространение (плотины Борегар, Фрера, Валл-Галлина, Вайонт, Пьяве ди Кадоре и многие другие); подавляющее большинство плотин с контурным швом — купольные.

Контурный шов является геометрическим местом точек, не воспринимающих растягивающих напряжений, т. е. как бы «организованной трещиной». В месте его устройства снимаются, а вблизи него уменьшаются растягивающие напряжения (если они возникают при отсутствии шва). С помощью шва, таким образом, можно избежать возникновения неблагоприятных растягивающих напряжений у верхней грани плотины и при его расположении вблизи основания улучшить работу контакта плотины с противофильтрационной завесой.

Во многих плотинах, особенно толстых, как итальянских (Фрера и др.), так и швейцарских (Туль, Онгрэн), швы цементируют на значительном протяжении, за исключением участков около верховой грани (или вообще лишь в этой зоне устраивают шов), т. е. швы эксплуатационного периода проходят не всю толщину плотины и являются швами-надрезами, которые могут быть как контурными по всему периметру (поз. 5 на рис. 20.2, в) или по части его (поз. 7 на рис. 20.2, г; например, у швейцарских плотин Шиффенен, Туль), так и неконтурными (поз. 6 на рис. 20.2, в).

Иногда (например, у итальянских плотин Люмней и Борегар) в контурном шве устраивается битумная смазка (см. рис. 20.12, д).

В плотинах с контурным швом можно при проектировании регулировать напряжения на скалу путем изменения ширины «седла» (бетонной подушки под швом), причем при надлежащем армировании последнего на участках слабой скалы можно передавать в этой зоне нагрузку плотины на соседние, более жесткие пачки скалы (пример — плотина Амбиеста).

В СССР с контурным швом строится Ингурская плотина.

В связи с прогрессом в подборе состава бетона имеется определенная тенденция к повышению в современных плотинах допускаемых напряжений и, следовательно, марок бетона. Если раньше нередко сжимающие напряжения в арочных плотинах принимались равными 3,5—5 МПа (35—50 кгс/см²), то в настоящее время эти напряжения достигают 7—8 МПа, а в отдельных случаях их принимают и выше (в плотине Контра — 10,3 МПа от гидростатического давления, собственного веса и колебаний температуры и более 10,8 МПа при учете сейсма с ускорением 0,1 g, а в скале примерно до 7 МПа). Прогресс в выборе очертаний плотины и возможность использования бетона достаточно высоких марок (обычно 250—300—350 кгс/см², т. е. примерно 25—35 МПа) обусловили определенную тенденцию к сокращению применения арочно-гравитационных плотин. Обычно в благоприятных условиях объем бетона арочных плотин сокращается на 50—80% и более по сравнению с объемом бетона гравитационных плотин для тех же створов. В связи с этим уменьшается и стоимость строительства.

За последние годы довольно значительный прогресс можно отметить и в отношении расширения областей рационального и технического возможного применения арочных плотин: в широких створах с $L/h=4...10$ (плотины Мулен Рибу во Франции, $h=16,2$ м, $L/h=10$, $\beta \approx 0,11$; Ферворд в ЮАР, $h=86$ м, $L/h=8,83$, $\beta \approx 0,33$, 1972 г.; см. далее рис. 20.11, а), причем это, по-видимому, не предел; при сильнонесимметричных ущельях (плотина Гузана и др.); при значительных дефектах и неоднородности скалы с проведением необходимых конструктивных (для плотин) и укрепительных (для основания) мероприятий, иногда весьма значительных и трудоемких: цементации, анкеровки, устройства бетонных стенок и решеток, обжатия кладки плоскими домкратами с последующей цементацией и др. (см. далее, а также гл. 2 и [21, 174]). Строятся арочные плотины и на низко модульных (швейцарская плотина Шиффенен и др.) и разно модульных (японская плотина Ягисова и др.) основаниях.

На трещиноватых легкодеформируемых слюдястых сланцах с выраженными разрывными нарушениями: недавно построена во Франции плотина Ружанель ($h=56$ м). По данным полевых исследований, модуль деформации сланцев составлял всего от 2430 до 4760 МПа (а после цементации от 3860 до 6860 МПа), причем имела место анизотропия (перпендикулярно слоистости $E_{ск}$ меньше, чем параллельно слоистости, примерно в 1,3—1,7 раза).

Наряду с глухими плотинами получили распространение, особенно в последнее время, водосбросные арочные плотины — водосливные и с глубинными отверстиями (см. рис. 20.3—20.5), причем удельные расходы q в глубинных отверстиях иногда достигают больших значений (на-

пример, у плотины Кариба $q=176$ м³/с на 1 м), что оказывается допустимым вследствие большой длины отлета струи. На плотине Кабора Басса (см. рис. 20.5, в) длина отлета струи составит 150 м, что позволит обойтись без крепления нижнего бьефа. Водосливные арочные плотины обычно устраивают со струей, свободно падающей с расположенного на гребне небольшого оголовка (см. рис. 20.3, 20.5, а). Иногда, но редко, устраивают и развитую водосливную поверхность: при относительно небольших удельных расходах q и не слишком тонкой плотине, позволяющей вписать практический профиль (пример — арочно-гравитационная плотина Туритте), а в случае сравнительно больших расходов q при арочно-гравитационной конструкции достаточно полного профиля (пример — плотина Альдеадавила; см. рис. 20.5, б), или при устройстве специальной водосливной плиты либо в виде быстротока — трамплина, как у португальской плотины Пикоти, где $q=137,5$ м³/с на 1 м, либо над зданием ГЭС, как у швейцарской плотины Ова-Шпин [21]. Ряд арочно-гравитационных плотин (Шастан, Бор и Эгль во Франции, Каштелу ду Боди в Португалии) имеет водосбросы типа «лыжных трамплинов» [174]. Для Саяно-Шушенского гидроузла за основной принят вариант с водобойным колодцем; водосбросные отверстия запроектированы глубинными (см. рис. 20.4). При сбросе воды с оголовка плотины свободно падающей струей (см. рис. 20.3) обычно ограничивают удельный расход воды и напор над гребнем водослива H (часто $H<3,5-4$ м), учитывая небольшую длину отброса струи $L_{отбр}$ и концентрацию струй, сбрасываемых с криволинейного гребня. Во избежание вибрации свободно падающей струи на гребне устраивают разделители (бычки); при наличии мостового перехода разделителями струи служат его бычки. Иногда для увеличения $L_{отбр}$ и уменьшения вероятности подмыва плотины (а также и улучшения работы плотины при сейсме со стороны нижнего бьефа при сработке водохранилища или до его наполнения) гребень плотины смещают в сторону нижнего бьефа (см. рис. 20.5, а); в этом случае для получения благоприятного распределения напряжений в плотине при отсутствии значительных растягивающих напряжений в центральной консоли бывает целесообразным устройство контурного шва. В ряде случаев в нижнем бьефе устраивают крепление в виде бетонной водобойной плиты или водобойную стенку.

Довольно часто устраивают водосбросы вблизи береговых примыканий (пример — японская плотина Хитошусэ) или в устоях (примеры — плотины Мареж, Лано, Баундери, Санта-Евлалия и др.).

Различные решения применяют в отношении размещения водоприемников и напорных трубопроводов здания гидростанции при его расположении за арочной плотиной (см. рис. 20.4, б, 20.6). Здесь можно отметить схемы с заглубленными водоприемниками и трубопроводами, продолженными сначала по верховой грани, затем в нижней части тела плотины (примеры — болгарская плотина Кырджали и японские плотины Мидоно и Наговадо; см. рис. 20.6, а). В этом случае трубопроводы работают в благоприятных условиях, а плотина ослабляется отверстиями в нижней толстой, обычно менее напряженной части. Однако осмотр верхней части трубопровода затруднен. Может быть применена и более простая схема с коротким трубопроводом, как на плотинах Моссирок (см. рис. 20.6, б) и Вальдеканьяс (трубопровод в пробке). Недостаток этой схемы — значительное заглубление входа или (при несколько меньшем заглублении) прокладка трубопроводов в более напряженной средней части плотины, иногда высокие башни водоприемника (плотина Вальдеканьяс). На Саяно-Шушенской ГЭС принято расположение трубопроводов по нижней грани плотины (см. рис. 20.4, б), что создает удобство их монтажа и осмотра.

1. Предварительное определение основных параметров арочных плотин. На предварительных стадиях проектирования бывает необходимо приближенно, но без большой погрешности, наметить основные параметры плотины и подсчитать ее объем. С этой целью обычно пользуются методом аналогов или приближенными зависимостями, учитывающими опыт строительства арочных плотин [21].

При использовании метода Бюро мелиораций США [148] ориентировочный профиль арочной плотины в ключе можно принять по схеме, приведенной на рис. 20.7, причем толщина плотины по гребню b_g и по основанию b соответственно составляет:

$$b_g = 0,01 (h + 2L_1); \quad b = \sqrt[3]{0,0012 h L_1 L_2 (h/122)}, \quad (20.1)$$

где h — высота плотины; L_1 — длина хорды верхней арки; L_2 — длина хорды нижней арки, расположенной на высоте $0,05h$ от основания; все размеры даются в метрах.

Остальные размеры указаны на рис. 20.7.

Примерный объем бетона арочной плотины, m^3 , по этому методу

$$V = 0,000177 h^2 L_2 \frac{(h + 0,8 L_1)^2}{L_1 + L_2} + 0,0108 h L_1 (h + 1,1 L_1). \quad (20.2)$$

Зависимости (20.1) и (20.2) получены при $30 \text{ м} \leq H \leq 370 \text{ м}$, $30 \text{ м} \leq L_1 \leq 1825 \text{ м}$ и $4,5 \text{ м} \leq L_2 \leq 370 \text{ м}$.

2. Учет топографических условий. При размещении плотины в плане надо стремиться к тому, чтобы пята надежно опиралась на борта ущелья и не «подрезалась» вследствие резкого расширения ущелья в плане (рис. 20.8, а), наличия оврага (рис. 20.8, б) или резкого поворота ущелья (рис. 20.8, в). В подобных случаях, особенно если имеются опасения в отношении устойчивости того или иного берегового примыкания, следует располагать плотину не в самом узком створе перед расширением долины, а несколько выше по течению.

Необходимо выбирать по возможности симметричный участок ущелья, так как напряженное состояние симметричной плотины благоприятнее, чем несимметричной. В связи с этим при несимметричных ущельях обычно проводят ряд мероприятий, направленных на существенное уменьшение или исключение несимметрии. К таким мероприятиям относятся:

1) дополнительная выемка скалы, выравнивающая поперечное сечение ущелья в месте расположения плотины (см. рис. 20.3 и 20.5, а);

2) устройство в нижней узкой части ущелья «пробки» — бетонной конструкции, более толстой, чем плотина (а следовательно, более жесткой и значительно менее деформирующейся под нагрузкой), как бы «дополняющей» скальное основание (см. рис. 20.2, д);

3) устройство береговых гравитационных устоев (одного или двух), «дополняющих» скальные берега (см. рис. 20.2, е, 20.3);

4) устройство контурного шва, устраняющего или уменьшающего несимметричность собственно арочной части плотины (см. рис. 20.2, а).

Обычно разница между $\alpha_{лев}$ и $\alpha_{пр}$ (см. рис. 20.8, б) не превышает $7-10^\circ$.

Как при симметричном, так и при несимметричном ущелье на работу плотины и ее объем оказывает влияние форма поперечного сечения долины в створе плотины. При одинаковом отношении L/h в треугольном ущелье получается более экономичное решение — с меньшим объемом бетона, чем в ущелье прямоугольном, трапециевидальном или U-образном. В ущелье Y-образном пролеты арок уменьшаются к низу еще больше, чем в треугольном, однако в местах с выпуклостями в очертании каньона (в зонах А на рис. 20.1, в) происходит нежелательное местное увеличение напряжений. Вообще весьма неблагоприятны резкие изменения

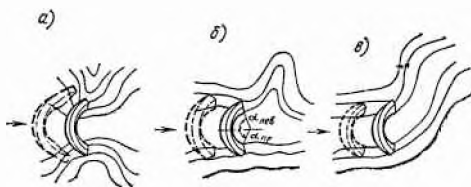
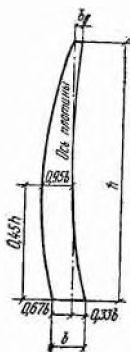


Рис. 20.8. Неблагоприятное расположение арочной плотины в плане

а — резкое расширение долины сразу за плотиной; б — овраг непосредственно около плотины в нижнем бьефе; в — резкий поворот ущелья за плотиной; пунктиром показано приемлемое расположение плотины

Рис. 20.7. Профиль центральной консоли плотины по методу Бюро мелиораций США

в профиле ущелья, у которых возникают местные напряжения, иногда значительные. Для предотвращения их здесь принимают меры, указанные при рассмотрении несимметричных ущелий.

3. Учет геологических условий, улучшение основания и берегов. Учет геологических условий имеет первостепенное значение при проектировании арочных плотин. От того, насколько полно и правильно этот учет произведен, в весьма значительной степени зависит надежность работы плотины.

Как уже указывалось в § 101, арочные плотины во многих случаях приходится строить на основаниях низко модульных и разно модульных, в том числе анизотропных. Расчеты швейцарской плотины Валь-Курнера ($h = 152$ м), проведенные при отношении n модуля упругости бетона $E_{пл}$ к модулю деформации скалы $E_{осн}$ от 2 до 20, показали, что деформации и напряжения плотины значительно увеличиваются по мере увеличения n лишь при $n > 4 \dots 5$.

Очень жесткие основания, при которых увеличивается неравномерность распределения напряжений, как и очень податливые, нельзя считать благоприятными в отношении их влияния на напряженное состояние плотины. Иногда считают, что наиболее желательно $n = 2 \dots 3$ (см. также рис. 8.2, в, г).

Существенное влияние на напряженное состояние плотины может оказать неоднородность упругих характеристик скалы по контуру плотины, причем «жесткие» слои служат как концентраторы напряжений, а наличие сильно податливых зон, не воспринимающих в большой мере нагрузку, ведет к перегрузке плотины в местах опирания на более жесткие породы и требует в соответствующих случаях для улучшения работы сооружения тех или иных мероприятий: устройства более широкой опорной части (подушки, седла) в зоне слабой породы, стенок или «столбов», проходящих через слабую породу (см. рис. 20.2, и; пример — плотина Кавамата в Японии), «ныряющей» верхней арки, формируемой швами-разрезами и отсутствием упора в скалу в верхней части плотины (см. рис. 20.2, ж), как это сделано на японской плотине Куробе-4 при $E_1 \approx 3$ ГПа (30 тс/см²) и $E_2 \approx 7 \dots 14$ ГПа (70—140 тс/см²), и пр.

В последние годы при проектировании плотин большое внимание уделяется анализу работы их береговых примыканий. При этом проводятся приближенные расчеты береговых примыканий (см. § 103), а в соответствующих случаях на моделях воспроизводятся основные трещины, ослабленные зоны, блочность скалы.

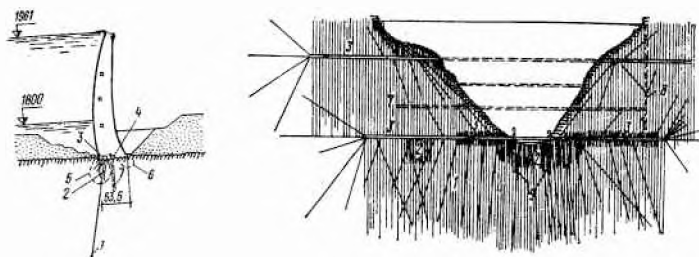


Рис. 20.9. Цементация и дренаж основания плотины Мовузейн

1 — основная завеса; 2 — дополнительная завеса; 3 — галереи для цементации; 4 — дренажные галереи; 5, 6 — укрепительная цементация из галерей; 7 — дренажные скважины под плотиной и галереи в береговых примыканиях; 8 — шахта с лифтом; 9 — контрольные шахты

Для предотвращения опасной фильтрации воды (а не вообще фильтрации, которая неизбежна) с вымывом заполнителя трещин и значительным увлажнением скальных массивов в нижнем бьефе непосредственно за плотиной, могущими привести в неблагоприятных условиях к недостаточной устойчивости береговых примыканий (вследствие понижения сдвиговых характеристик заполнителя трещин при увлажнении, взвешивания, давления воды в трещинах), — устраивают *противофильтрационные* и *дренажные завесы*, а для обеспечения прочности и устойчивости бортовых примыканий плотины и склонов устья применяют соответствующие *укрепительные мероприятия* (см. гл. 2).

Противофильтрационные завесы (обычно цементационные) выполняют чаще всего вертикальными или несколько наклоненными в сторону верхнего бьефа (см. рис. 20.6, б и 20.9). Последнее расположение, часто применяемое в современных плотинах, более рационально, так как при нем под плотиной и в берегах несколько увеличиваются зоны скалы с малыми фильтрационными градиентами. При назначении положения завесы надо учитывать и характер трещиноватости (следует стремиться пересечь завесой основные трещины). В ряде случаев цементационную завесу не устраивают, ограничивая роль цементации закупоркой лишь наиболее крупных трещин и пустот. Цементационную завесу важно продолжить *в глубь берегов* на необходимое расстояние исходя главным образом из того условия, чтобы обходная фильтрация не была опасной для устойчивости береговых примыканий плотины и склонов.

Дренажные завесы, или «дренажные экраны», как их иногда называют (см. рис. 20.9), — крайне важные элементы арочных плотин, служащие для создания благоприятных условий работы их береговых примыканий и склонов в нижнем бьефе. Они снимают или существенно уменьшают фильтрационные силы и насыщение породы водой. При назначении расположения дренажей относительно противофильтрационной завесы надо учитывать характер заполнителя трещин и направление последних. Необходимо, чтобы фильтрационные градиенты при выходе воды в дренаж не вызвали суффозии заполнителя трещин (см. гл. 4).

Применяемые укрепительные мероприятия рассмотрены в гл. 2 и в [21].

4. Очертание горизонтальных и вертикальных сечений арочных плотин. Раньше преимущественно применялись круговые арки, которые часто выполнялись постоянной толщины. В настоящее время все большее распространение получают арки с более сложным очертанием

осей: трехцентровые, очерченные по параболе, гиперболе, логарифмической спирали и др. При этом арки часто уширяют к пятам* исходя из стремления обеспечить наиболее благоприятное распределение напряжений в плотине (что приводит к определенной экономии) и *благоприятную работу скалы береговых примыканий* с учетом геологического строения створа (подробнее см. [21]).

Центральные углы арок $2\alpha_0$ (см. рис. 20.1) в современных плотинах составляют у гребня $90-130^\circ$, книзу постепенно уменьшаются до $65-85^\circ$, а иногда и до меньших углов (например, 34° у плотины Публико). Их назначают из условия получения минимально возможных объемов бетона и скальных выемок с учетом указанного выше стремления обеспечить благоприятную работу плотины и береговых примыканий.

Характерная форма вертикального ключевого сечения («центральной консоли») плотин «с постоянным центральным углом» показана на рис. 20.1, а — с толщиной поверху, меньшей, чем понизу, и с вертикальной или почти вертикальной низовой гранью на всей ее высоте, за исключением часто несколько утолщенной нижней части, в которой центральные углы существенно уменьшаются. Для *цилиндрических* плотин, особенно арочно-гравитационных, характерны сечения консолей с вертикальной верховой гранью и наклонной прямолинейной или слегка искривленной низовой гранью (см. рис. 20.1, б и 20.4). *Купольные* плотины имеют достаточно резко выраженные искривления консолей, обычно утолщающихся книзу (см. рис. 20.1, в, 20.3, 20.5, а, в и др.). Изменение толщины консолей по высоте принимается плавным, часто по тому или иному аналитическому закону, например по квадратичной параболе, по линейному закону, по экспоненте и др. При широких долинах с $L/h \geq 3,5 \dots 4$ в целях *уменьшения напряжений в консолях и надлежащей загрузки арок* нередко уменьшают жесткость консолей, принимая их постоянной или близкой к постоянной толщины — с утолщенным гребнем (купольные плотины Шиффенен, Кариба и др.). С той же целью устраивают (причем не только в широких створах) и швы-надрезы у основания (плотины Шиффенен, Ферворк; см. далее рис. 20.11, а) или горизонтальные швы-шарниры либо скользящие швы, расчленяющие плотину на отдельные пояса (цилиндрическая плотина Мулен Рибу с $L/h = 10$; см. схему на рис. 20.2, б).

При выборе очертаний искривленных консолей необходимо учитывать их работу в *строительных* условиях. Арочные плотины возводят отдельными столбами, разделенными временными усадочными швами I (рис. 20.10), которые после завершения усадки бетона (обычно через 6—8 мес) заделывают (цементируют или бетонируют) при относительно низких значениях положительной температуры (нередко около $3-5^\circ\text{C}$), а в ряде случаев при температуре, близкой к средней многолетней данной местности. Лишь после заделки этих швов плотина или ее часть (ярус) начинает работать как арка. «Нулем» расчетных температур является температура заделки швов. Понижение температуры обычно создает менее благоприятное напряженное состояние плотины, чем ее повышение (см. § 103 и табл. 21.1), поэтому швы и заделывают при относительно низких значениях положительной температуры.

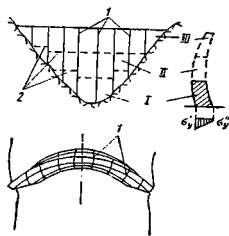


Рис. 20.10. Схема расположения временных вертикальных швов в арочной плотине и очередность их замоноличивания

I, II, III — ярусы заделки швов; I — временные швы; 2 — границы между ярусами заделки швов

* В современных плотинах $c_n/c_k = 1.1-1.5$ (наиболее часто $1.2-1.3$), где c_n и c_k — толщина арочных колец соответственно в пяте и ключе.

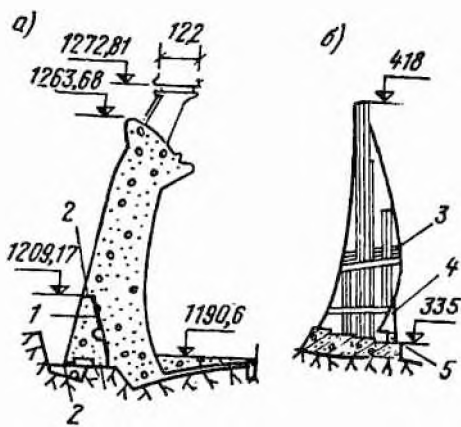


Рис. 20.11. Устройство у искривленных консолей специальных приливов для улучшения работы плотины в строительный период

а — плотина Ферворд высотой 86 м (ЮАР, 1972 г.); б — плотина Марез высотой 90 м (Франция, 1935 г.); 1 — шов вдоль напорной грани; 2 — горизонтальные швы; 3 — штрабы в усадочном шве; 4 — опора-контрфорс; 5 — подушки

Сильно искривленные консоли невозможно возвести сразу на всю высоту без заделки швов по ярусам, так как значительные эксцентриситеты приложения нагрузки от собственного веса создают недопустимые растягивающие напряжения в основании и в других сечениях. Во избежание их появления такие консоли приходится возводить ярусами, заделывая временные швы до перехода к бетонированию следующего яруса консоли (см. рис. 20.10). Высоту яруса при этом устанавливают из условия отсутствия или ограничения растягивающих напряжений σ_y в нижнем сечении данного яруса консоли от собственного веса и других сил (например, сейсмических), действующих в период строительства.

Иногда, чтобы избежать в определенной мере указанных ограничений и обеспечить надежную работу искривленных консолей до замоноличивания вертикальных временных швов, устраивают соответствующие приливы со швами (рис. 20.11, а) или опоры-контрфорсы (поддерживающие в строительный период искривленные столбы; рис. 20.11, б), отделенные от опорных подушек швами. В эксплуатационный период плотина работает искривленным расчетным профилем.

5. Конструкции основных элементов арочных плотин. Гребень плотины. Гребень арочной плотины конструктивно обычно оформляется аналогично гребню гравитационных плотин (см. гл. 18, 19).

Швы. Временные радиальные усадочные швы, о назначении и времени заделки которых сказано в п. 4 данного параграфа, бывают трех типов: *цементируемые* (рис. 20.12, а), *бетонируемые* (рис. 20.12, б) и *комбинированные* (рис. 20.12, в, 20.11, б). В настоящее время в плотинах в большинстве случаев применяют цементируемые швы (шириной несколько миллиметров, образующиеся при усадке и остывании бетонных блоков, бетонируемых враспор), как наиболее простые и в то же время достаточно надежные при современных способах цементации швов и надлежащем качестве ее выполнения [21, 174]. Менее удобные в производственном отношении бетонируемые широкие (шириной 0,7—1,5 м) и комбинированные временные швы применяют в последнее время редко.

Иногда во временных швах устанавливают плоские домкраты для обжатия бетона с целью уменьшения растягивающих напряжений до допустимой величины (плотина Болесар [21]; Нембе Фоллс, $h=42$ м, $\beta=0,11$, 1976 г.)*. Так, в плотине Нембе Фоллс в центральном температурно-усадочном шве были установлены 14 прямоугольных домкратов размером $1,3 \times 1,83$ и $1,45 \times 1,83$ м; предельное обжатие составляло 2,7 МПа (27,6 кгс/см²).

Расстояние между радиальными усадочными швами обычно принимают в пределах 9,5—18 м, чаще 10—15 м.

Схемы контурных швов приведены на рис. 20.12, г, д. Конструкции

* См. экспресс-информацию «Гидроэнергетика», 1976, № 9 и 18.



Рис. 20.12. Швы в арочных плотинах

а—в — временные усадочные (а — цементруемый; б — бетонируемый плотины Сарран; в — комбинированный плотины Мареж); г, д — контуры (г — с зацементированной частью, криволинейный — «люлечного» типа; д — с битумной смазкой, плоский); 1 — металлическое уплотнение; 2 — асфальтовое уплотнение; 3 — цементационные трубы; 4 — железобетонная пробка (наружное уплотнение); 5 — битумная уплотняющая масса; 6 — шов, бетонируемый в холодное время при небольшом значении (близком к 0—3°С) положительной температуры; 7 — клапаны цементационной системы; 8 — битумная смазка; 9 — внутреннее уплотнение; 10 — зацементированная часть шва

этих швов, а также швов-надразов, продольных швов (см. рис. 20.3), швов-разрезов (поз. 12 на рис. 20.2, ж) и горизонтальных швов, расчленяющих плотину на пояса (поз. 4 на рис. 20.2, б), приведены в [21]. Следует отметить, что продольные швы могут применяться в следующих случаях: а) при большой толщине плотины как временные замоноличиваемые температурно-усадочные швы, аналогичные швам гравитационных и контрфорсных плотин при «столбчатой» разрезке; б) при строительстве плотины в несколько очередей; в) в качестве конструктивного мероприятия, направленного на улучшение напряженного состояния плотины (расчленение конструкции на ряд более тонких арок улучшает распределение напряжений [21]).

Дренаж тела плотины предусматривают с целью организованного отвода воды, фильтрующейся через тело плотины, чтобы предотвратить ее выход на низовую поверхность и более быстрое (вследствие ее замерзания зимой) выветривание бетона у низовой грани. Устраивают его аналогично дренажу в гравитационных плотинах (см. гл. 18) в виде труб диаметром 7,5—30 см, располагаемых с шагом 1,5—4 м. Средние градиенты для низа дренажа принимают обычно в пределах 10—15, а иногда и выше (например, у плотины Фрера около 26). Многие арочные плотины, особенно тонкие, выполнены без дренажа их тела. По-видимому, устройство дренажа следует считать целесообразным, если плотина расположена не в мягком климате и если не приняты меры по тепловой защите низовой грани от действия значительных колебаний температур и промерзания.

Гидроизоляция и облицовка граней, теплоизоляция. В современных плотинах при укладке у напорной грани высококачественного бетона требуемой марки по прочности, водонепроницаемости и морозостойкости специальная гидроизоляция этой грани обычно не устраивается. Иногда в целях повышения водонепроницаемости бетона напорная грань все же покрывается гидроизоляцией — битумной или в виде горячей асфальтовой штукатурки, или в виде слоя торкрет-бетона на металлической сетке. Перспективным представляется использование для гидроизоляции напорной грани каменноугольно-эпоксидных покрытий, армированных стеклотканью [184]. Гидроизоляция препятствует набуханию бетона (обычно благоприятно влияющему на напряжения в плотине — см. § 36), что является ее недостатком.

Если к покрытию предъявляется и требование обеспечения теплоизоляции конструкции, что возможно в зоне переменного уровня в верхнем бьефе, видимо, может быть целесообразным применение пеноэпоксидных составов [230].

Низовые грани арочных плотин в большинстве случаев не имеют каких-либо защитных покрытий. В суровых зимних условиях для тонких плотин применяют иногда специальные теплозащитные стенки; в таких условиях, видимо, смогут найти применение и соответствующие теплоизоляционные покрытия, например пеноэпоксидные.

Армирование. Как уже указывалось, железобетонные и относительно сильно армированные бетонные арочные плотины строят редко. Арматуру обычно ставят лишь в местах, где могут возникнуть местные напряжения (у смотровых, водосбросных и других отверстий и галерей в теле плотины, в устьях несквозных швов и пр.); у наружных поверхностей плотины для ограничения размеров температурных трещин (в виде сетки, например, $2\text{Ø}20$ мм или $3\text{Ø}16$ мм на 1 м длины); в ряде случаев у поверхностей конструктивных швов, например контурных; в верхних арках плотины для восприятия напряжений при сейсме и у подошвы плотины в целях предотвращения образования трещин вследствие концентрации напряжений на отдельных участках в связи с неоднородностью основания и т. п. Расход арматуры в арочных плотинах обычно не превышает 4—6 кг на 1 м³ бетона, иногда достигает 10—14 кг/м³, редко бывает больше.

Сопряжение со скалой. В практике строительства арочных плотин применяют различные формы сопряжения арок с берегами (рис. 20.13). «Радиальные» пяты (рис. 20.13, а, б) хорошо соответствуют исходной расчетной схеме арок и, видимо, в наибольшей мере вовлекают в работу «на глубинный сдвиг» скалу береговых примыканий. Однако в случае горизонталей, примерно параллельных оси долины, при радиальных пятах получают значительные врезки (рис. 20.13, а), что нежелательно. С целью уменьшения врезок в скалу в указанном случае применяют иные формы пят, характеризующиеся меньшими врезками (рис. 20.13, в—д). При ступенчатой врезке пяты в скалу (рис. 20.13, в) для восприятия местных напряжений в пяте ставят арматуру. Довольно распространены относительно простые полигональные пяты, показанные на рис. 20.13, г — с достаточно большой опорной площадкой *аб*. Близким к последним, но более плавным и создающим еще меньшие концентрации напряжений является «ложкообразное» (в частном случае круговое) очертание пяты (рис. 20.13, д). Такое сопряжение арки со скалой применяют довольно часто. Многие инженеры считают его весьма удачным [174]. Иногда, например, если стремятся уменьшить давление на скалу, в пятах устраивают соответствующие уширения — приливы (*А* на рис. 20.13, е).

Характер оформления пят арок существенно зависит от местных условий (топографических, геологических, очертания плотины и др.). Характер сопряжения со скалой консолей зависит от формы сопряжения арок с берегами. Обычно избегают значительного общего наклона подошв консолей в сторону нижнего бьефа. В разрезе поперек течения реки сопряжение со скалой целесообразно выполнять по плавной линии (см. рис. 20.5, а), без резких перегибов и уступов.

Устой и береговые открылки. Устой бывают двух основных видов: *прямые* в виде гравитационных стенок, воспринимающих как нагрузку от усилий в пятах верхних колец плотины, так и давление воды непосредственно на верховую грань устоя (рис. 20.2, е, левобережный устой), и с *гравитационными открылками*, которые дают возможность разгрузить устой от давления воды на его верховую грань и противодействия в основании (пространство между устоем и открылком дренируется), что улучшает работу собственно устоя (рис. 20.2, е, правобережный устой). При этом открылок отрезается от устоя швом. В последнее время устои с такими открылками стали применять довольно часто. Иногда для обеспечения необходимой устойчивости на сдвиг при небольшом объеме бетона устой анкеруется в скалу арматурой или

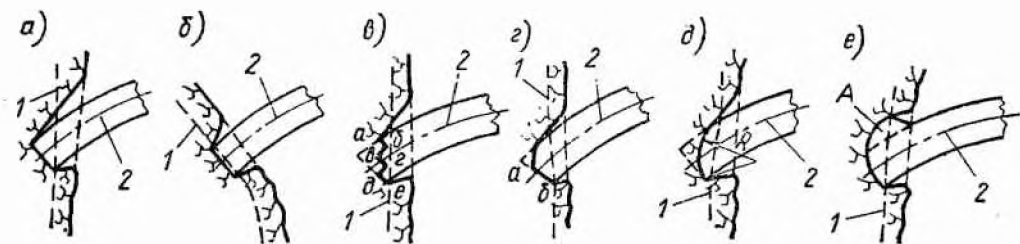


Рис. 20.13. Очертания пят арок (врезка в берега)

а, б — радиальные; в — ступенчатое; г — со срезкой верхнего угла (полигональное); д, е — криволинейные (ложкообразное, круглое); 1 — граница здоровой скалы; 2 — ось арки

предварительно натянутыми тяжами (рис. 20.2, з), как это выполнено, например, на плотинах Мареж, Гаж и др.

Эксплуатационные коммуникации. Для возможности нормальной эксплуатации плотины — проведения систематического осмотра, инструментальных наблюдений за ее работой (за фильтрацией, деформациями, температурой кладки и пр.) и ремонта — устраивают подъездные пути к ней (используемые и при строительстве плотины), а также различные эксплуатационные коммуникации в самой плотине, основании и берегах: *смотровые галереи* (потерны) в теле плотины и в берегах (через 17—45 м по высоте; см. рис. 20.3, 20.4), *шахты* для контрольно-измерительной аппаратуры (КИА) и лифтов (см. рис. 20.9), *консольные служебные мостики* на низовой грани (через 12—42 м по высоте; см. рис. 20.3) и др. Смотровые галереи, обычно совмещаемые с дренажными галереями, нередко заходят в берега (см. рис. 20.9). Используются в качестве смотровых галерей и цементационные галереи и штольни.

§ 103. ОСНОВЫ РАСЧЕТОВ ПРОЧНОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ

1. Расчеты прочности арочных плотин. Арочная плотина представляет собой сооружение сложных очертаний, нередко несколько несимметричное, расположенное на деформируемом, часто неоднородном, основании. Точный расчет прочности такого сооружения естественно связан с большими трудностями, и поэтому расчету, по существу, подвергается некоторая упрощенная, схематизированная «расчетная модель» сооружения. Ввиду сложности проведения точных расчетов с учетом разнообразных тектонических нарушений основания сооружения широкое применение получили *модельные* исследования комплекса арочная плотина — основание (см. гл. 46).

Существует много методов расчета прочности арочных плотин [21], различающихся как степенью сложности и приближения к действитель-

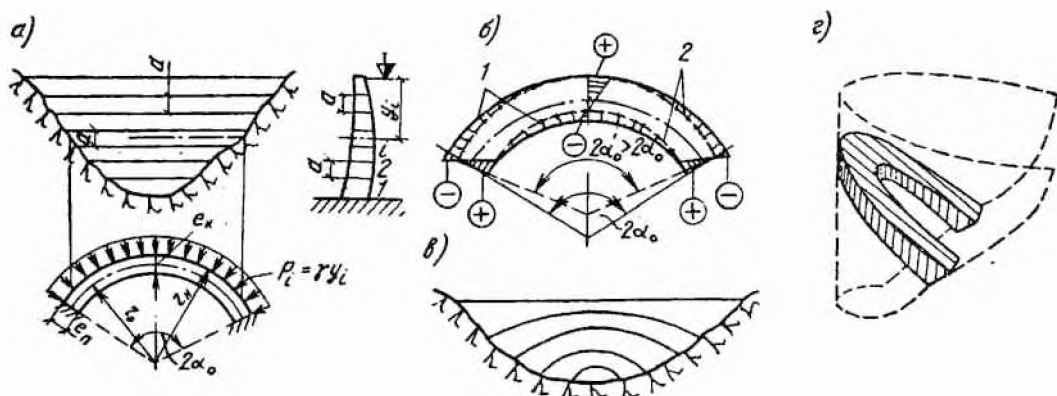


Рис. 20.14. Схемы к расчету арочной плотины методом «независимых арок»

а — схема расчетных арочных колец; б — образование «активной» («вторичной») арки; в — траектории наибольших главных нормальных напряжений на низовой грани; г — форма «ныряющей» арки; 1 — трещины; 2 — «активная» арка; плюс — сжатие; минус — растяжение

ности основной «расчетной модели», так и способом выполнения самого расчета. В настоящее время для стадий технического проекта и рабочих чертежей применяют достаточно точные расчеты (с широким использованием ЭВМ), довольно полно учитывающие пространственность работы сооружения; для прикидочных расчетов и предварительных стадий проектирования применяют более простые, но менее точные расчеты.

а. Методы «независимых» («чистых») арок. В этих методах, наиболее простых и обычно грубо приближенных, плотину мысленно разбивают на ряд независимых друг от друга колец (арок), обычно горизонтальных, высотой $a=1$ м (рис. 20.14, а). Затем эти независимые арки рассчитывают на действующие на них нагрузки, причем гидростатическое давление воды определяют в соответствии с заглублением y_i данного сечения под уровень воды, т. е. $p_i = \gamma y_i$ (при $a=1$ м).

Такие «независимые» арки можно рассчитать разными способами (в разных предположениях). Наименее точен расчет арки по формуле тонкого жесткого кольца постоянной толщины e — по «котельной» формуле

$$\sigma = pr_H/e, \quad (20.3)$$

при использовании которой во всех сечениях арки напряжения σ получаются одинаковыми и сжимающими. По этой формуле рассчитывали первые арочные плотины. Имеются и более совершенные расчеты, а именно: *методами строительной механики стержневых систем* — тонких (с $r_0/e > 3 \dots 5$; рис. 20.14, а) круговых, жестко заделанных в пятах арок постоянной толщины [82]; таких же арок, но толстых ($r_0/e \leq 3 \dots 5$), с учетом поперечных сил (метод Кэйна, по которому Фаулером построены удобные графики [40]); арок переменной толщины [21, 40]; с учетом упругости заделки пят при разных предположениях [14, 21, 151]; *на основе решения дифференциального уравнения изгиба кривого бруса* [289]; *методами плоской задачи теории упругости*, причем Н. Т. Мелещенко и А. Л. Можевитиновым даны для круговых, жестко заделанных в пятах арок удобные графики (расчет на гидростатическое давление воды и температуру) [104]. Расчет «независимых» арок на сейсмические нагрузки может быть проведен по методу Ш. Г. Напетваридзе [121].

Имеются методы, в которых предполагается образование внутри арки так называемой «вторичной», или «активной» арки [21, 151], т. е. принимается, что бетон не работает на растяжение, в связи с чем растянутые зоны выключаются из расчета (рис. 20.14, б). По-видимому, растянутые зоны можно выключать из расчета и не полностью, а лишь те их части, в которых из-за большого растяжения не будет обеспечена прочность бетона (см. гл. 8). Это принципиально правильнее. Расчеты с учетом образования «активных» арок показывают, что и при выходе из работы растянутых зон происходит еще не разрушение арки, а *перераспределение в ней напряжений*, эпюра которых становится более равномерной. Приближая очертания действительных арок к очертанию «активных», можно улучшить напряженное состояние плотины.

Указанные методы расчета «независимых» арок как самостоятельные в настоящее время применяют обычно лишь для прикидочных расчетов арочных плотин на самых предварительных стадиях проектирования.

Иногда «независимые» арки выделяют примерно в соответствии с направлениями траекторий наибольших главных нормальных напряжений (рис. 20.14, в, г), что усложняет расчет, но позволяет несколько лучше учесть пространственность работы конструкции. Это так называемый метод «ныряющих» арок [21], разработанный А. Коином.

б. Методы расчета арочных плотин как пространственных систем. Для предварительных стадий проектирования

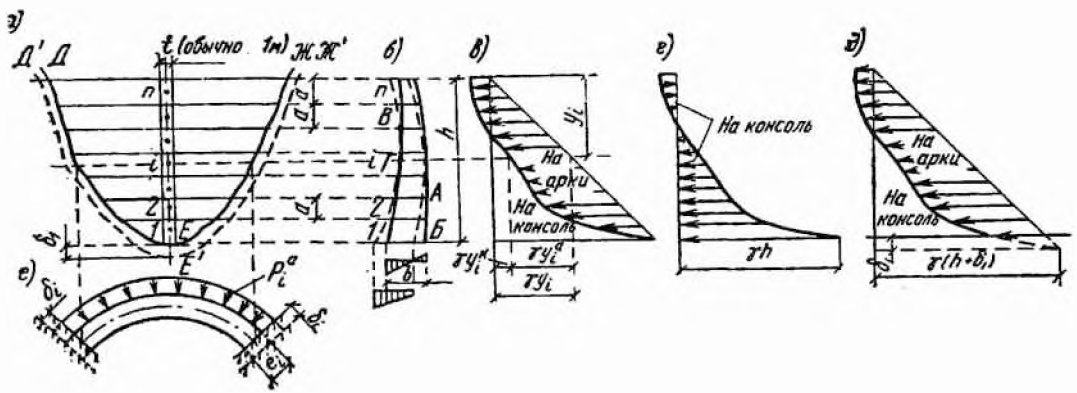


Рис. 20.15. Схемы к расчету арок плотин методом «арок — центральной консоли»

а — выделение арок и центральной консоли; б — поперечное сечение плотины в ключе (центральная консоль); в — распределение гидростатической нагрузки на арки и консоль; г — эпюра нагрузки на центральную консоль; д — распределение гидростатической нагрузки на арки и консоль при учете упругости заделки по методу Фогта — Тельке; е — нагрузка от воды на i -ю арку

(в том числе при сравнении вариантов) находит применение метод «арок — центральной консоли», приближенно учитывающий пространственность работы конструкции. В этом методе плотину рассматривают как систему не связанных друг с другом горизонтальных арок и центральной «консоли» или «стенки», мысленно вырезаемой двумя вертикальными плоскостями (рис. 20.15). Очевидно, что выделенные арки в ключе должны иметь перемещения, одинаковые с перемещением консоли в тех же точках. Из условия равенства этих перемещений для арок и консоли отыскивают распределение нагрузки (например, гидростатического давления воды) между арками и консолями. Чаще всего приравнивают только радиальные перемещения (прогибы); в более точных расчетах учитывают и кручение, т. е. приравнивают углы закручивания арок и поворот консолей.

Существует много разновидностей этого метода. Так, в способе Г. Риттера — В. П. Скрыльникова [48, 198] при рассмотрении гидростатического давления воды на плотину отыскивают распределение нагрузки на арки и консоль (рис. 20.15, в) из условия равенства радиальных перемещений для каждой арки в ключе f^a и соответствующей точки центральной консоли f^k , т. е.

$$f_1^a = f_1^k; f_2^a = f_2^k; \dots; f_i^a = f_i^k; \dots; f_n^a = f_n^k, \quad (20.4)$$

причем прогибы арок могут быть определены, например, по формуле Кэйна, а прогибы консоли — по методике В. П. Скрыльникова с использованием известной зависимости Мора для определения перемещений. На каждый выделенный пояс будут действовать погонные нагрузки $p_1, p_2, \dots, p_i, \dots, p_n$, причем $p_i = \gamma y_i a$ (см. рис. 20.15, а—в).

Считая, что часть общей нагрузки воспринимается арками, а часть — консолью, можно написать $p_i = p_i^a + p_i^k$ или

$$p_i^k = p_i - p_i^a. \quad (20.5)$$

Очевидно, что прогиб арки i -го пояса

$$f_i^a = \varphi(p_i^a), \quad (20.6)$$

а прогиб консоли

$$f_i^k = \psi_i(p_1^k, p_2^k, \dots, p_i^k, \dots, p_n^k) = \psi_i[(p_1 - p_1^a), (p_2 - p_2^a), \dots, (p_i - p_i^a), \dots, (p_n - p_n^a)]. \quad (20.7)$$

Учитывая условия (20.4), можно записать:

$$\left. \begin{aligned} \varphi(p_1^a) &= \psi_1[(p_1 - p_1^a), (p_2 - p_2^a), \dots, (p_i - p_i^a), \dots, (p_n - p_n^a)]; \\ \varphi(p_i^a) &= \psi_i[(p_1 - p_1^a), (p_2 - p_2^a), \dots, (p_i - p_i^a), \dots, (p_n - p_n^a)]; \\ \varphi(p_n^a) &= \psi_n[(p_1 - p_1^a), (p_2 - p_2^a), \dots, (p_i - p_i^a), \dots, (p_n - p_n^a)]. \end{aligned} \right\} (20.8)$$

Из решения этой системы определяют значения p_1^a, \dots, p_n^a , на которые и рассчитывают арки уже как независимые (рис. 20.15, *e*). После этого по выражению (20.5) легко определить и нагрузки на консоль p_i^k , а также $\gamma y_i^k = p_i^k/a$ и т. д. (для всех точек $1, \dots, n$). Как видно из рис. 20.15, *в*, происходит некоторое перераспределение нагрузок между арками и консолью — верхние арки перегружены (по сравнению с гидростатической нагрузкой), консоль для уравнивания прогибов получает сверху как бы разгружающую нагрузку обратного направления (рис. 20.15, *г*). Напряжения в сечениях центральной консоли определяют по обычной формуле внецентренного сжатия (18.10) от действия горизонтального давления воды в соответствии с полученной указанным способом эпюрой (рис. 20.15, *г*), собственного веса консоли и вертикального давления воды (если верховая грань консоли отличается от вертикальной). Если в консоли получаются чрезмерно большие растягивающие напряжения, возможные в нижней части плотины на верховой грани и в верхней и средней ее частях на низовой грани (зоны *АВ* и *ВГ* на рис. 20.15, *б* для профиля, вычерченного сплошными линиями), изменяют очертание консоли примерно так, как указано пунктиром на рис. 20.15, *б*; можно изменить, очевидно, и толщины сооружения.

Метод Г. Риттера — В. П. Скрыльникова был затем развит С. В. Соколовским (учет колебаний температуры, упругости заделки пят, шарниров в пятах и пр.) [14, 198, 199].

Х. Г. Ганев [41] предложил способ расчета, в котором центральную консоль рассматривают как балку на упругом основании в виде арок, причем можно учесть и кручение; для решения задачи успешно можно использовать вариационные методы (см. работы К. М. Хуберяна, К. И. Дзюба и др.) [14, 21, 94].

Расчеты французских инженеров показали, что метод центральной консоли дает для ключевых сечений арок заниженные результаты, а для пятовых — завышенные по сравнению с более точным методом «пробных нагрузок» [174].

Более совершенен метод «арок — консолей», при котором рассматривают не одну, а несколько консолей (пять — семь и более) (рис. 20.16), причем существует много разновидностей этого метода (см., например, [21]). Одной из них является так называемый метод «пробных нагрузок», широко применяемый в практике проектирования и дающий достаточно точные результаты, удовлетворяющие данным модельных исследований; пригоден он и для арочно-гравитационных плотин, которые не подходят под категорию тонких оболочек.

В этом методе для соответствующих точек арок и консолей проводят ряд «подгонок» (проб) только радиальных перемещений (сокращенный метод пробных нагрузок) или не только

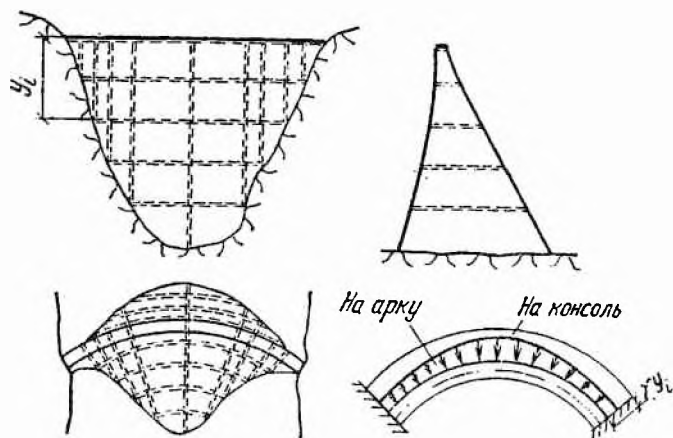


Рис. 20.16. Схемы к расчету арочных плотин методом «арок — консолей»

радиальных, но и тангенциальных перемещений, а иногда и углов поворота (полный метод пробных нагрузок). В результате добиваются достаточно близкого совпадения этих перемещений (или углов поворота) для точек арок и консолей (с расхождением не более 3—5, иногда 10%). Распределением нагрузок между арками и консолями (см. рис. 20.16) предварительно задаются для всех сечений на основе опыта проектирования. Эпюры давления воды на арки при этом, естественно, получаются с переменной по длине арки интенсивностью, зависящей от формы ущелья (короткие береговые более жесткие консоли воспринимают относительно большую нагрузку, чем ключевая консоль). Этот метод был очень трудоемким до использования ЭВМ. В настоящее время существует ряд программ на ЭВМ, облегчающих его применение для расчета арочных и арочно-гравитационных плотин на различные нагрузки и воздействия (в том числе температурные и сейсмические) с учетом деформации скалы основания, последовательности замоноличивания швов и пр.

В методе «арок — консолей» может быть использован и подход метода Г. Риттера — В. П. Скрыльникова, который был изложен выше применительно к методу «арок — центральной консоли», — с составлением и решением системы линейных алгебраических уравнений; используются и вариационные способы, а также метод конечных элементов.

В настоящее время имеется также ряд решений для определения напряженного состояния плотин на основе теории оболочек — при численном решении уравнений теории оболочек с сохранением элементов арочно-консольных расчетных схем (метод применен Ленгидропроектом при расчетах Саяно-Шушенской и Чиркейской плотин, разработана программа ТОРМАК-2 [221]), при использовании технической теории оболочек В. З. Власова (работы НИСа Гидропроекта [222, 223], разработаны программы на ЭВМ) и др. Существуют методы определения напряженно-деформированного состояния арочных плотин с использованием уравнений трехмерной задачи теории упругости (см. например, [285]). Такие методы должны давать наиболее полное представление о напряженно-деформированном состоянии плотины, однако практическое их применение затруднительно, так как требует весьма быстродействующих ЭВМ с большим объемом памяти.

Для учета податливости основания в современных расчетах арочных плотин обычно используют приближенный прием Фогта, состоящий в определении перемещений скального основания в точках контакта плотины со скалой как для упругого полупространства с применением известного решения Буссинеска. Существуют и другие способы [151, 289], в частности способ Фогта — Тельке, по которому фактический опорный контур ДЭЖ (см. рис. 20.15, а) заменяют более длинным фиктивным контуром Д'Е'Ж', вследствие чего длины расчетных консолей и осей арочных колец увеличиваются на некоторую величину δ , переменную для разных сечений. Приблизительно при $E_{пл} = E_{осн}$ принимают $\delta = (0,45 \dots 0,5)e$, где e — толщина плотины по опорному контуру. На

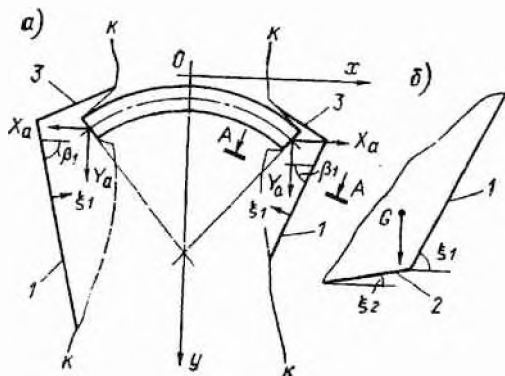


Рис. 20.17. Схемы к расчету устойчивости береговых упоров при сдвиге массива вдоль граней двугранного угла с показом действующих сил и очертания расчетного массива

а — горизонтальный план-срез на К-й отметке; б — вертикальный разрез по А-А; 1—3 — расчетные плоскости, выделяющие скальный массив, устойчивость которого определяется

рис. 20.15 для центральной консоли $\delta = \delta_1 = (0,45 \dots 0,5)b$ (см. рис. 20.15, *д*), а для i -й арки $\delta = \delta_i = (0,45 \dots 0,5)e_i$ (см. рис. 20.15, *е*).

В расчетах арочных плотин как пространственных систем можно учесть и образование в плотине «вторичной» системы (вторичных арок и консолей), т. е. выход из работы растянутой зоны полностью или частично аналогично тому, как это было указано при рассмотрении «независимых» арок. В некоторых способах такие расчеты приведены.

2. Расчеты устойчивости береговых упоров арочных плотин. Существует несколько методов расчета устойчивости береговых упоров арочных плотин (подробнее см. [21, 213]). Обычно применяют методы, основанные на рассмотрении предельного состояния (устойчивости) мысленно выделяемых плоскостями или поверхностями скальных массивов под нагрузкой от арочной плотины, собственного веса массивов, действующих на них фильтрационных, взвешивающих и сейсмических (в случае их наличия) сил. В принципе эти расчеты аналогичны расчетам устойчивости откосов плотин из грунтовых материалов (используют зависимость Кулона $\tau_0 = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$ для определения предельных касательных напряжений на поверхности сдвига, отыскивают такие поверхности или плоскости, «вырезающие» рассматриваемый скальный массив, при которых коэффициент запаса устойчивости на сдвиг будет минимальным). Определенное распространение получил, в частности, метод, в котором рассматривают сдвиг массива вдоль граней двугранного угла (рис. 20.17). При этом устойчивость упорных массивов правого и левого берегов рассматривают независимо, а нагрузки от плотины и направление их действия принимают из расчета сооружения в упругой стадии, хотя в условиях предельного состояния направление этих нагрузок изменяется. Это является допущениями метода.

При проектировании арочно-гравитационной плотины Саяно-Шушенской ГЭС в широком створе ($L/h = 4,56$) устойчивость береговых упоров была подсчитана в предположении поворота части скального массива вместе с плотиной или ее частью относительно некоторой вертикальной оси (рассматривалось несколько положений этой оси).

Коэффициенты запаса при расчетах устойчивости береговых упоров принимают обычно для основного сочетания нагрузок не меньше 1,6—2 (в зависимости от класса капитальности сооружения), а для особого сочетания не меньше 1,25—1,5.

При наличии резко выраженных ослабленных зон в скале (крупных тектонических трещин с заполнителем, имеющим пониженные сдвиговые характеристики, и пр.) расчетные поверхности сдвига принимают проходящими по этим зонам.

Существующие методы расчета устойчивости береговых примыканий весьма приблизительны и *требуют дальнейшего совершенствования* с учетом результатов модельных исследований. Многие модельные исследования (в частности, проведенные в МГМИ) показали, например, что при достаточно однородных упорах без резко фиксированных ослабленных зон «глубинного сдвига» упоров не происходит, а разрушается (сминается) контактный слой береговых примыканий. По-видимому, как правило, сдвиг скальных массивов надо рассматривать *совместно* с плотиной или ее частью.

Для оценки надежности береговых упоров иногда применяют и другую методику — расчет по напряжениям, определяемым в скальных упорах [224]. В расчетах при этом используют метод конечных элементов.

КОНТРОРСНЫЕ ПЛОТИНЫ

§ 104. ПРИНЦИПИАЛЬНЫЕ СХЕМЫ КОНТРОРСНЫХ ПЛОТИН И ИДЕЯ, ПОЛОЖЕННАЯ В ОСНОВУ ИХ КОНСТРУКЦИЙ

Как было указано в гл. 18, бетон в теле гравитационной плотины недонапряжен, а напряжения распределены в сечениях весьма неравномерно, причем у верховой грани они малы (рис. 21.1, а) и требуется принимать соответствующие меры, чтобы они не оказались растягивающими, особенно у основания в зоне расположения противофильтрационной завесы. При этом такой дорогой материал, как бетон, в значительной степени используется в качестве балласта, увеличивающего вертикальные нагрузки, необходимые для обеспечения устойчивости плотины на сдвиг, а придание напорной грани значительного наклона с целью получения дополнительной пригрузки плотины водой при скальном основании обычно не приводит к экономии бетона, и поэтому, как правило, нецелесообразно.

Стремление устранить эти недостатки гравитационных плотин и получить при этом экономию бетона привело к созданию различных облегченных конструкций плотин: *контрфорсных*, рассматриваемых в данной главе, и *ячеистых* (см. гл. 22).

Контрфорсная плотина представляет собой ряд расположенных на некотором расстоянии друг от друга *контрфорсов* (стенок, форма которых в поперечном сечении обычно близка к трапеции; рис. 21.1, б) с *напорными перекрытиями* (в виде плит, арок, консольных утолщений контрфорсов и др.; см. далее). Давление воды и наносов, а также другие нагрузки, действующие на напорные перекрытия, передаются ими на контрфорсы, которые в свою очередь передают указанные нагрузки основанию: при прочных скальных грунтах непосредственно (рис. 21.1, б и 21.2, а—г), а при слабых скальных, полускальных и не-скальных грунтах через *фундаментную плиту* — сплошную (рис. 21.2, д, е) или частичную (см. далее рис. 21.6 и 21.11 — при скале), что уменьшает напряжения на грунт.

При скальных основаниях и отсутствии сплошной фундаментной плиты переход от гравитационной плотины к контрфорсной (см. рис. 21.1) дает возможность уменьшить объем бетона на 20—50% (а иногда и больше) как вследствие уменьшения фильтрационного давления ($W'_\phi < W_\phi$), главным образом ввиду того, что фильтрующаяся вода легко выходит в полости между контрфорсами (см. рис. 21.1, б), так и вследствие *придания напорной грани плотины наклона* и получения при этом вертикальной пригружающей плотину силы W_1 , что позволяет уменьшить вес плотины, а следовательно, и объем бетона *при обеспечении требуемого коэффициента устойчивости плотины на сдвиг* (см. гл. 7).

При этом распределение напряжений в бетоне будет более равномерным, прочность его будет использована лучше (особенно если $d_b < d_n$, как это обычно и устраивается; см. рис. 21.1, б), а эпюра напряжений на грунт может быть получена более равномерной, чем при гравитационной плотине (см. рис. 21.1), причем напряжения у верховой грани (σ'_y) в зоне противофильтрационной завесы могут быть существенно больше нуля, что является благоприятным в отношении надежной работы контакта плотины с завесой.

При хорошем скальном основании с достаточно большим удельным сцеплением c и при *относительно небольшой высоте* гравитационной плотины коэффициент устойчивости ее на сдвиг K_c оказывается существенно больше нормативного, и профиль плотины, а следовательно, и ее объем определяется условием недопущения растягивающих напря-

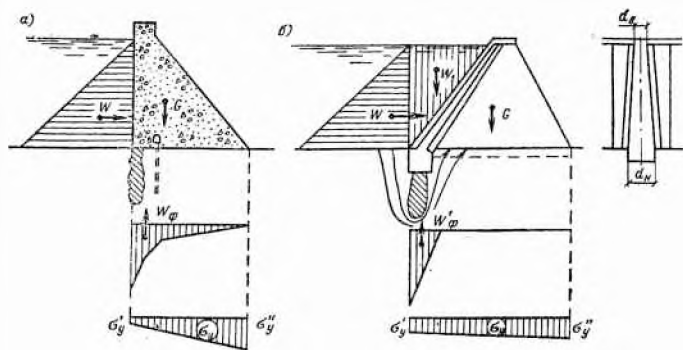


Рис. 21.1. Составление схем гравитационной (а) и контрфорсной (б) плотин на скальном основании

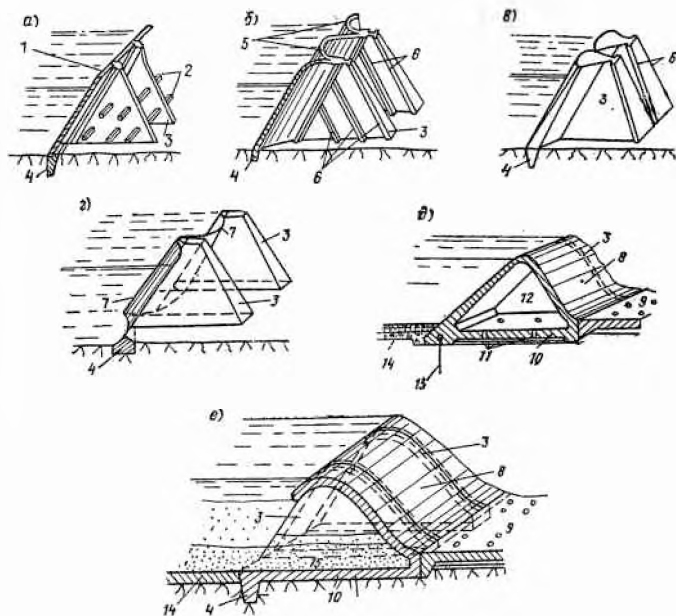


Рис. 21.2. Схемы контрфорсных плотин
а—г— без фундаментной плиты (а— с плоскими напорными перекрытиями; б— многоарочная; в— массивно-контрфорсная; г— с гибкими напорными перекрытиями— «парусно-контрфорсная»); д, е— с фундаментной плитой (д— с плоскими напорными перекрытиями и водосливной плитой; е— реверсивная с водосливными плитами); 1— напорные плиты; 2— балки жесткости; 3— контрфорсы; 4— зуб; 5— арки; 6— ребра жесткости контрфорсов; 7— гибкая оболочка (из стали или синтетических материалов); 8— водосливная плита; 9— водобой; 10— фундаментная плита; 11— дренаж; 12— полость (может быть частично или полностью заполнена грунтом); 13— шпунт; 14— понур; 15— засыпка грунтом

жений на верховой грани (см. гл. 18). В этом случае при переходе к контрфорсной плотине с не слишком тонкостенными элементами, удобными по производственным и другим условиям (см. далее), устойчивость плотины (соблюдение нормативного значения K_c) может быть обеспечена при вертикальной или круто наклоненной верховой грани, т. е. при силе W_1 , равной нулю или малой, а экономия бетона получается все же значительной по отношению к гравитационной плотине.

При наличии сплошной фундаментной плиты фильтрационное давление не уменьшается по сравнению со случаем гравитационной плотины; для его уменьшения применяют методы, аналогичные применяемым для гравитационных плотин (дренажи и др.; см. гл. 3, 4, 18, 19). Экономия бетона в этом случае обычно несколько меньше. Она получается преимущественно благодаря пригрузке фундаментной плиты сверху (см. рис. 21.2, е). Пригрузка может и отсутствовать (см. рис. 21.2, д), однако в этом случае для обеспечения устойчивости плотины при существенной экономии бетона может потребоваться значительное уплачивание напорной грани, обычно приводящее к недостаточно конструктивному решению.

§ 105. ОСНОВНЫЕ ТИПЫ И КОНСТРУКЦИИ

1. Классификация. Контрфорсные плотины классифицируют по ряду признаков. По типу напорных перекрытий (основной признак классификации) различают контрфорсные плотины:

а) с плоскими перекрытиями (рис. 21.2, а, д, е и 21.3), причем, если напорные перекрытия расположены по низовым граням контрфорсов, плотину называют *реверсивной* (рис. 21.2, е);

б) с массивными консольными оголовками, или *массивно-контрфорсные* (рис. 21.2, в, 21.4 и др.), причем иногда такие плотины относят к облегченным гравитационным плотинам с расширенными швами (см. рис. 22.1) — общепринятого критерия, разграничивающего эти типы плотин, нет. В [21] предлагается массивно-контрфорсными считать плотины с $d/l \leq 0,4$ (см. рис. 21.12), а облегченными гравитационными — плотины с $d/l > 0,4$; в [202] соответственно с $d/l < 0,5$ и $d/l \geq 0,5$;

в) *многоарочные* или *арочно-контрфорсные* (рис. 21.2, б, 21.5, 21.7 и др.);

г) с выпуклыми перекрытиями двойкой кривизны — *многоарочные с переменным наклоном верховой грани* (рис. 21.5) и *многокупольные*, у которых на верховые грани контрфорсов опираются куполы;

д) с вогнутыми (гибкими) напорными перекрытиями, или *парусно-контрфорсные* (см. рис. 21.2, г), пока еще не осуществленные.

По способу пропуска воды контрфорсные плотины как и плотины других типов бывают *глухие* (см. рис. 21.2, а—г) и *водосбросные* (водосливные — см. рис. 21.2, д, е и с глубинными отверстиями — см. рис. 21.6; см. гл. 10), причем применяют плотины как с носками-трамплинами, отбрасывающими в нижний бьеф свободнопадающую струю (см. рис. 21.10), так и с гашением энергии на водобое (рис. 21.6).

По конструкции контрфорсов различают контрфорсные плотины *со сплошными контрфорсами* — массивными или тонкими (рис. 21.2, 21.3 и др.), в том числе полыми (рис. 21.7), сдвоенными (или парными) (см. рис. 21.4, б); *со сквозными контрфорсами* в виде наклонных колонн со связями жесткости и пр. [21], их применяют очень редко; *без фундаментной плиты* (см. рис. 21.2, а—г) при прочных основаниях и с *фундаментной плитой* (сплошной — см. рис. 21.2, д, е или частичной — см. рис. 21.6, б и 21.11) при относительно слабых основаниях, особенно неоднородных, и при сейсме.

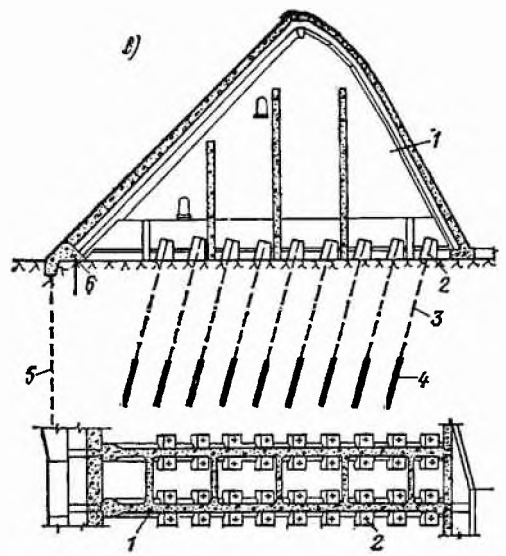
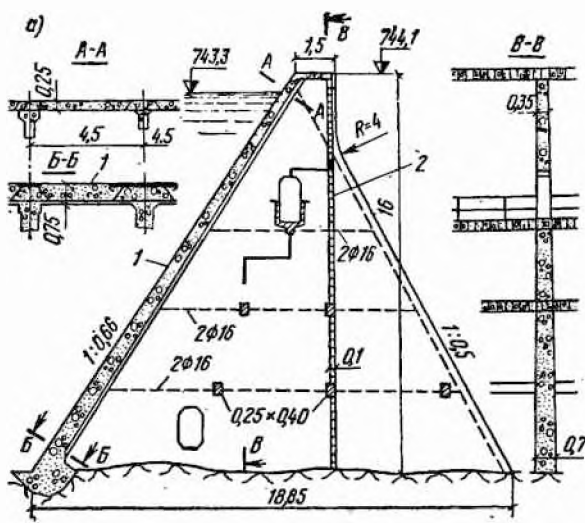


Рис. 21.3. Плотины с плоскими напорными перекрытиями

а — тонкостенная плотина Холмеванн с неразрезными напорными перекрытиями 1 и теплоизоляционной стенкой 2 (Норвегия); б — разрезные напорные перекрытия плотины Эскаба; в — плотина Мада: 1 — контрфорсы; 2 — анкерный блок; 3 — трос; 4 — анкерка в скале; 5 — цементационная завеса; 6 — дрена

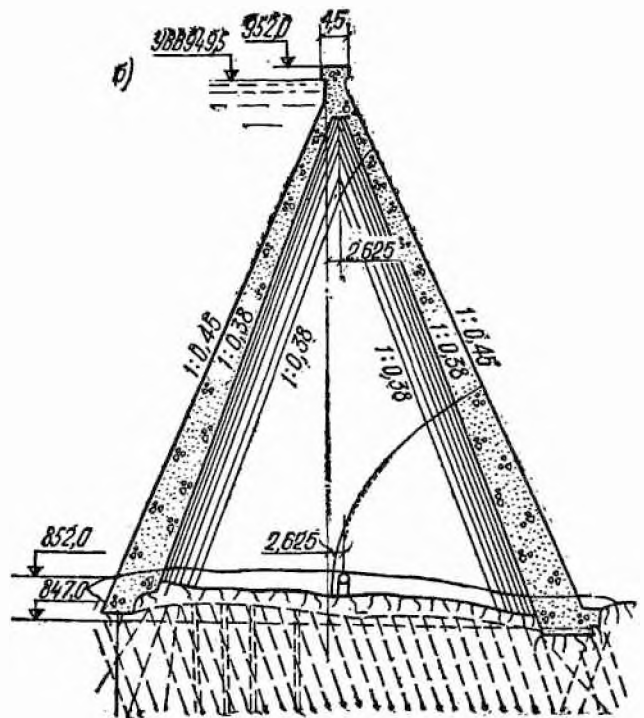
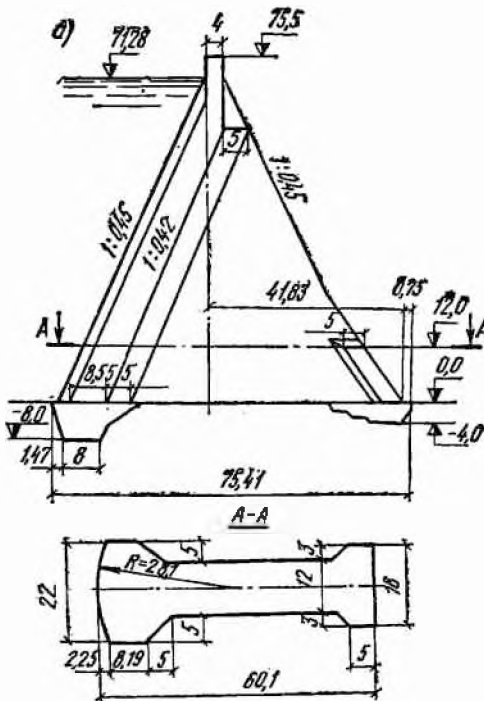
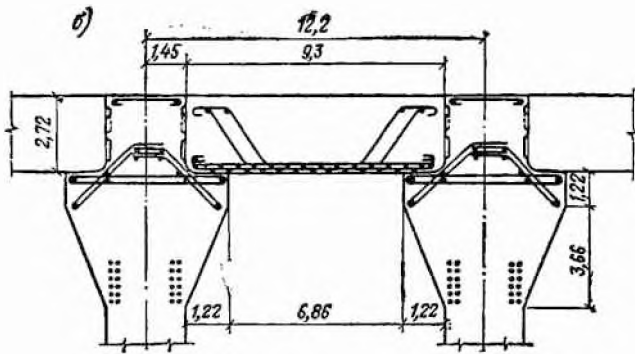
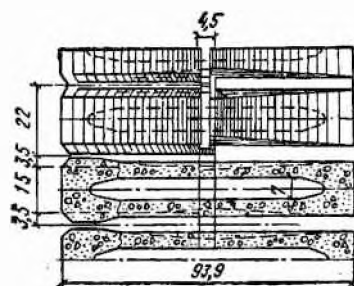


Рис. 21.4. Массивно-контрфорсные плотины

а — Кировская высотой 83 м на р. Талас с одиночными контрфорсами; б — Анчипа высотой 111,5 м со двоянными контрфорсами (Италия)



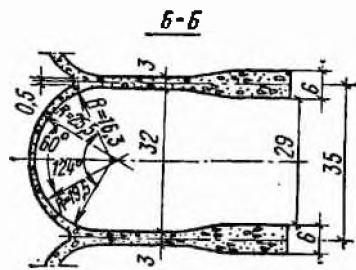
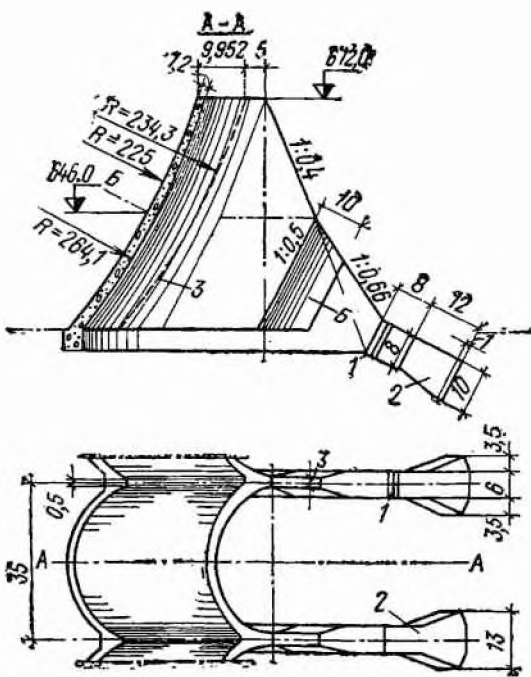
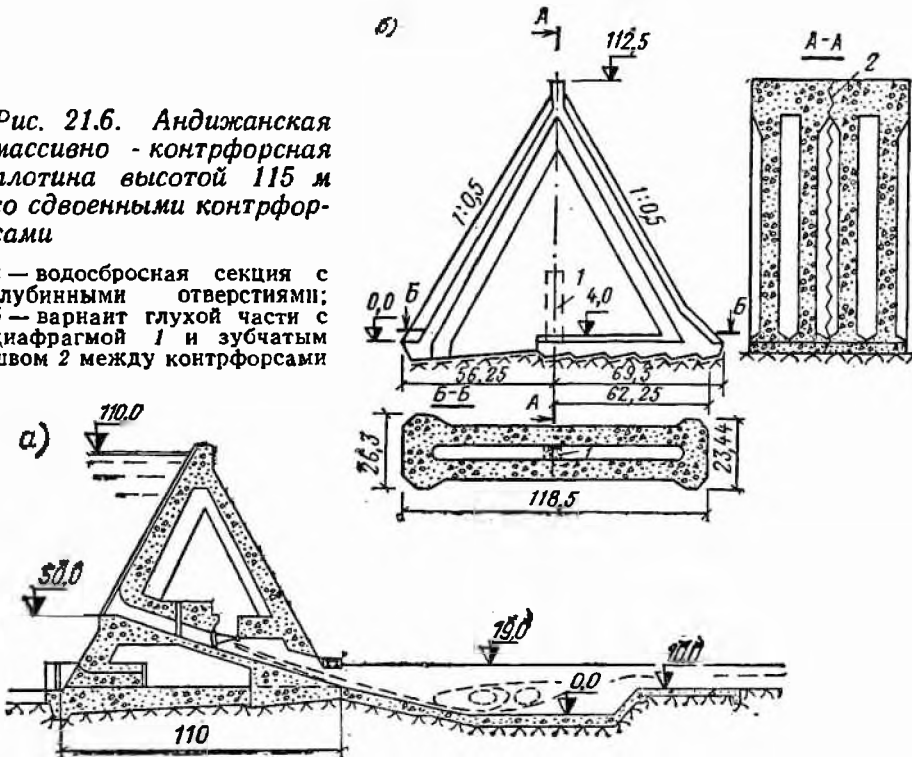


Рис. 21.5. Многоарочная плотина Эрраген высотой 80 м с переменным наклоном верховой грани и активным швом (Алжир)

1 — «активный шов» с плоскими домкратами; 2 — упорный массив; 3 — напряженные тросы на усилии 1,4 МН (140 тс)

Рис. 21.6. Андижанская массивно - контрфорсная плотина высотой 115 м со сдвоенными контрфорсами

а — водосбросная секция с глубинными отверстиями; б — варнаит глухой части с диафрагмой 1 и зубчатым швом 2 между контрфорсами



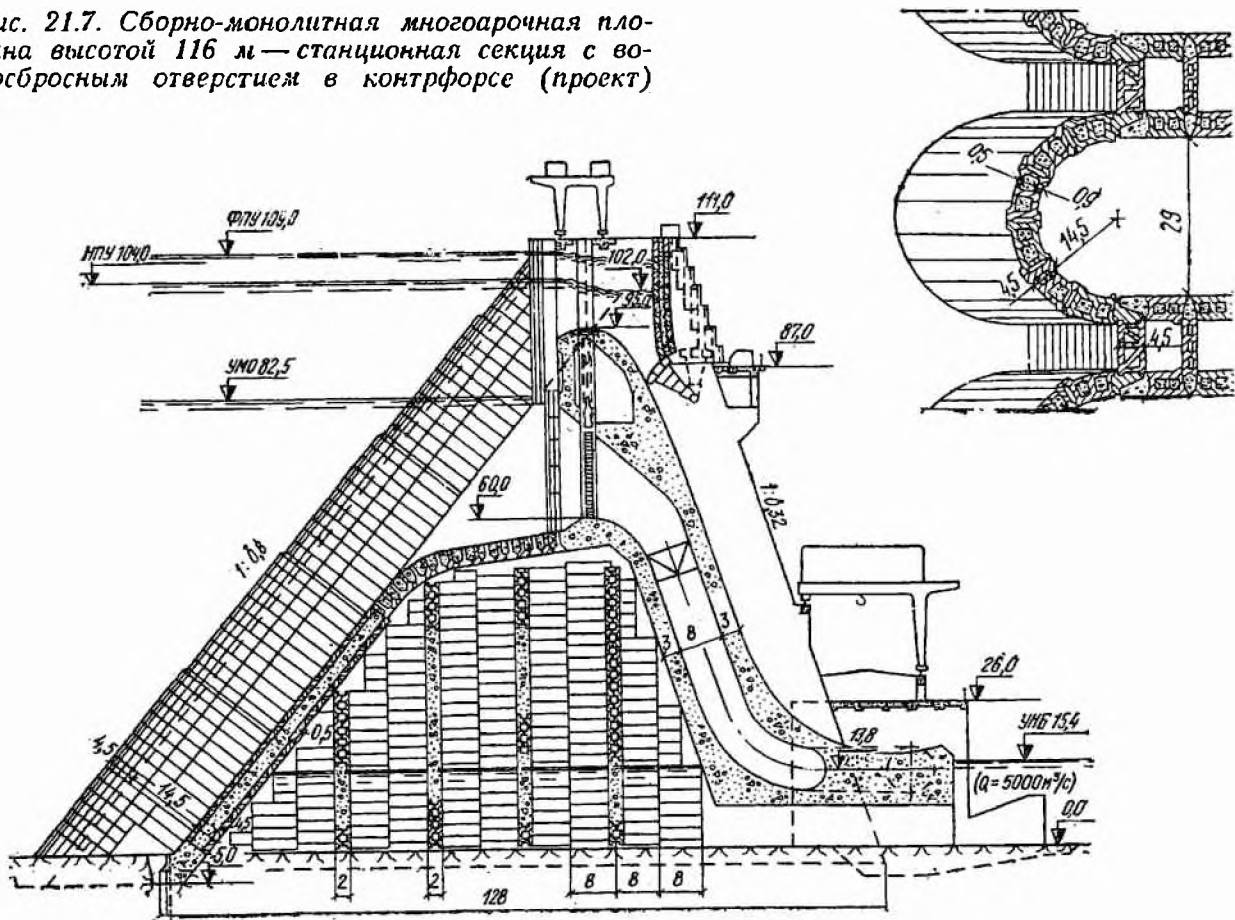
В отдельных случаях нашли применение заанкеренные и напряженно-армированные контрфорсные плотины, а также плотины с «активным швом» (см. рис. 21.5 и 21.17, а).

По материалу различают контрфорсные плотины бетонные и железобетонные, стальные, из каменной кладки и комбинированные (рис. 21.2, г). В подавляющем большинстве случаев контрфорсные плотины выполняют бетонными и железобетонными.

По высоте контрфорсные плотины разделяют на низкие, средней высоты и высокие так же, как и гравитационные (см. гл. 18) [202].

2. Общие сведения о применении контрфорсных плотин. Известны случаи постройки контрфорсных плотин сравнительно небольшой высоты в XVI—XIX вв. [21, 40, 168]. Они имели вертикальные напорные грани и выполнялись из каменной кладки на растворе. Более интенсивно

Рис. 21.7. Сборно-монолитная многоарочная плотина высотой 116 м — станционная секция с водобросным отверстием в контрфорсе (проект)



контрфорсные плотины стали строить в конце прошлого века, что было связано с началом применения в это время в строительстве бетона и железобетона как материала и с осознанием положительных качеств контрфорсных плотин, указанных в § 104. В начале XX в. (включая 20—30-е годы) контрфорсные плотины строили главным образом двух типов — с плоскими напорными перекрытиями (см. рис. 21.2, а) и многоарочные (см. рис. 21.2, б). При этом плотины обычно были железобетонными тонкостенными (толщина элементов 0,15—3 м); высота плотин была сравнительно невелика — 10—30 м, иногда несколько больше. В последующие десятилетия строительство плотин с плоскими напорными перекрытиями значительно сократилось, многоарочные плотины продолжали строить в ряде стран (особенно по проектам французских инженеров), но в относительно небольшом количестве, конструкции их получили дальнейшее развитие (увеличение пролетов и высоты с применением достаточно массивных элементов, использование предварительного напряжения материала, заанкеривания и пр. — см. далее). В 1929 г. была построена первая массивно-контрфорсная плотина с одиночными контрфорсами — Дон Мартин в США ($h=39$ м), после чего массивно-контрфорсные плотины начали все шире распространяться во многих странах мира (Италии, Швеции, Шотландии, Японии, СССР, Народной Республике Болгарии, Социалистической Республике Румынии, Иране, Марокко, Уругвае и др.), получив к настоящему времени наиболее широкое применение по сравнению с другими типами контрфорсных плотин. Это обусловлено сравнительной простотой их строительства, малым расходом металла, достаточной долговечностью, возможностью сооружения в суровых климатических условиях, сейсмостойкостью, применимостью при довольно слабых основаниях, основаниях с существенными дефектами и т. д. В настоящее время кроме указанного первоначального типа плотины, предложенного инж. Ф. Нётцли,

существует еще несколько типов массивно - контрфорсных плотин: со сдвоенными контрфорсами (такие плотины, начиная с 40-х годов, получили; по предложению инж. К. Марчелло, широкое применение в Италии, см. рис. 21.4, б), шотландского типа (см. далее рис. 21.12, ж), шведского типа (см. далее рис. 21.12, г, д).

В подавляющем большинстве случаев контрфорсные плотины строят на скальных основаниях, причем многоарочные плотины — практически только на скале (за исключением единичных и нехарактерных случаев).

Высокая сейсмичность района не является противопоказанием для строительства контрфорсных плотин. Самая высокая контрфорсная плотина — многоарочная плотина Даниель Джонсон высотой 215 м, построенная в Канаде в 1970 г. (рис. 21.8).

В СССР построено несколько контрфорсных плотин. Следует отметить реверсивную плотину Шаульдер высотой 6,3 м с плоскими плитами (на не скальном основании), построенную на р. Арысь в 1939 г.; массивно-контрфорсные плотины Янискоски высотой около 20 м с пролетами 5,5—8,03 м, Борисоглебской ГЭС высотой 19,5 м и Кировскую высотой 83 м с пролетами 22 м на р. Талас (см. рис. 21.4, а) *. Строятся две высокие массивно-контрфорсные плотины: Андижанская высотой 115 м с пролетами около 26,3 м на р. Карадарья (см. рис. 21.6) и Зейская высотой 111 м с пролетами 15 м (см. рис. 21.10).

Выполняют контрфорсные плотины, как правило, из монолитного бетона. Конструкции плотин полностью из сборных элементов применяют крайне редко (пример — алжирская многоарочная плотина Меффруш [21], $h=25$ м, $l=25$ м, 1953 г.). Это обусловлено тем, что обычно неэкономично применять сборный бетон и железобетон для «индивидуальных» немассовых конструкций. Разработаны были и сборно-монолитные конструкции контрфорсных плотин (см., например, рис. 21.7).

Отдельные сборные элементы, облегчающие производство работ (плиты железобетонной опалубки, пазовые конструкции, парапеты, балки мостов и др.; см. также гл. 18, 19 и 22), находят применение при строительстве контрфорсных плотин. Так, на строительстве Андижанской плотины применяют постоянную опалубку в виде железобетонных плит.

Был предложен ряд интересных конструкций контрфорсных плотин, не нашедших пока применения на практике, но могущих быть использованными в будущем: парусно-контрфорсные (с гибкими напорными перекрытиями из стали или синтетических материалов; см. рис. 21.2, г), многоарочные с вертикальной массивной стенкой, служащей для размещения напорных трубопроводов гидроэлектростанции, и др. (см. [21, 168]). В ближайшее время в связи с широким развитием синтетических материалов, по-видимому, могут оказаться целесообразными парусно-контрфорсные плотины с гибкими напорными перекрытиями из таких материалов (при умеренной высоте).

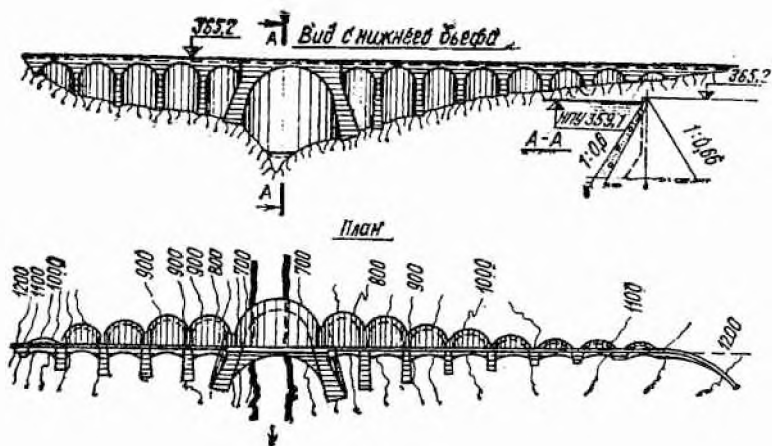


Рис. 21.8. Многоарочная плотина Даниель Джонсон (Маникуаган-5) высотой 215 м (Канада, 1970 г.)

* Точнее, она гравитационная с расширенными швами.

3. Плотины с плоскими напорными перекрытиями. Плотины этого типа в последнее время применяют довольно редко и преимущественно сравнительно небольшой высоты (из новых плотин можно отметить водосливные плотины Мада высотой 32 м, построенную в Малазии в 1970 г., и Кордова высотой 27,4 м с пролетами 12,5 м и с промежуточными контрфорсами в пролетах, построенную в США). Это в определенной мере связано с тем, что при ограниченных размерах перекрываемых пролетов (обычно до 12,2—12,5 м) конструкция получается относительно тонкостенной — не всегда целесообразной по условиям производства работ и иногда вызывающей сомнения в отношении долговечности сооружения, а перекрывать значительные пролеты перекрытиями в виде плит обычно оказывается нецелесообразным. К тому же требуется довольно значительное армирование конструкции (расход арматуры до 20—40 кг/м³ и выше). Высота таких плотин обычно невелика — 15—35 м; лишь некоторые плотины имеют большую высоту. Из высоких плотин такого типа можно отметить плотины Родригес в Мексике ($h = 73$ м; $l = 6,7$ м, 1935 г.) и Поссем Кингдом в США ($h = 57,8$ м, $l = 12,2$ м, 1941 г.).

Для обеспечения устойчивости тонких контрфорсов на продольный изгиб между ними располагают элементы жесткости. В плотинах с плоскими плитами (ввиду малых пролетов l) такими элементами обычно являются балки жесткости (см. рис. 21.2, *а*, 21.3, *а*), иногда (в более поздних конструкциях) применяют и стенки жесткости, соединяющие сдвоенные контрфорсы (пример — плотина Мада; см. рис. 21.3, *в*). Плотина Мада интересна и тем, что при ее строительстве основание (кварциты с прослойками слабых аргиллитов) было укреплено анкерной с целью обеспечения надлежащей устойчивости сооружений [21].

При строительстве относительно тонкостенных плотин с плоскими плитами в суровых климатических условиях иногда устраивают теплозащитные стенки (примеры — норвежские плотины; см. рис. 21.3, *а*). Экономия бетона (по сравнению с гравитационной плотиной) при применении таких плотин (на скальном основании) составляет 25—45% и более.

Напорные плиты обычно выполняют разрезными (см. рис. 21.3, *б*, *в*), свободно опирающимися на консольные утолщения контрфорсов; реже их выполняют неразрезными, жестко соединенными с контрфорсами, устраивая в них температурные швы через несколько пролетов (скандинавские плотины; см. рис. 21.3, *а*). При жестком соединении плит с контрфорсами у напорной грани появляются растягивающие напряжения и конструкция становится более чувствительной к температурным воздействиям, а также к неравномерным осадкам контрфорсов (при отсутствии фундаментной плиты и слабом основании). Устройство напорных плит неразрезными в ряде случаев может быть признано целесообразным для плотин с фундаментной плитой, разделенных осадочными швами на отдельные коробчатые секции, в частности для реверсивных плотин (см. рис. 21.2, *е*). При разрезных плитах шов между контрфорсом и плитой для лучшей водонепроницаемости обычно устраивают со штрабами (см. рис. 21.3, *б*) и заполняют битумом, асфальтом или каким-либо другим гидроизоляционным материалом (например, промасленной парусиной). Гидроизоляцией (например, битумной мастикой) покрывают и опорную поверхность утолщенной головной части контрфорса.

Контрфорсные плотины с фундаментной плитой разделяют на отдельные секции (длиной L) швами, являющимися осадочными и температурными. Обычно $L \approx 15... 25$ м, иногда более [21].

Конструкция плотин с плоскими перекрытиями относительно проста и позволяет при целесообразности довольно широко использовать сборные элементы. Однако плоти-

ны со сборными элементами не получили распространения, хотя они и разрабатывались неоднократно.

4. Многоарочные и многокупольные плотины. Многоарочные плотины, как правило, применяют при достаточно хороших скальных основаниях, не требующих устройства фундаментной плиты. Обычно многоарочные плотины применяют в условиях не очень сурового климата, однако суровый климат вообще не является препятствием к их применению при наличии достаточно массивных элементов (примеры — плотины Жиротт и Даниель Джонсон; см. рис. 21.8) и устройстве в случае необходимости теплоизоляции со стороны нижнего бьефа.

Ценным качеством многоарочных плотин является возможность применения больших расстояний между контрфорсами, что приводит к уменьшению объема скальных работ и позволяет при необходимости разместить между контрфорсами агрегаты гидроэлектростанции. В современных многоарочных плотинах расстояния между контрфорсами составляют 35—50 м (у плотины Эрраген $l=35$ м, у плотин Гранваль и Меллег $l=50$ м) и более. Самая высокая многоарочная плотина — недавно построенная плотина Даниель Джонсон (Канада, 1970 г.) высотой 215 м с объемом 2,23 млн. м³ — имеет центральную арку с пролетом между осями контрфорсов $l=161,5$ м и 13 арок с $l=76,2$ м (см. рис. 21.8).

При устройстве многоарочных плотин экономия бетона по сравнению с гравитационными плотинами получается обычно несколько больше, чем при устройстве контрфорсных плотин других типов (30—60% и более), однако многоарочные плотины часто требуют большего армирования (расход арматуры иногда составляет 30—50 кг/м³ и более); кроме того, они несколько сложнее в выполнении — это, по-видимому, и объясняет довольно редкое строительство их в настоящее время. Перспективными являются конструкции достаточно толстостенные, слабоармированные.

Применение предварительно-напряженного армирования и обжатия кладки домкратами в «активных швах», по данным французских инженеров, приводит к дополнительной экономии бетона и снижению стоимости. Так, для плотины Эрраген (см. рис. 21.5) применение этих мероприятий позволило получить экономию бетона в 43% по сравнению с «обычной» конструкцией при снижении стоимости на 30%. Создаваемые домкратами и тяжами усилия улучшают напряженное состояние плотины и позволяют принять для нее более обжатый профиль, не допустив, однако, возникновения растяжения у верховой грани; при этом в работу на сдвиг вовлекаются глубинные слои более надежной скалы (см. § 107).

Был составлен ряд проектов многоарочных плотин, в том числе высоких, сборно-монолитных конструкций (см. рис. 21.7). Осуществления они не получили.

Некоторые трудности встречаются при проектировании водосбросных многоарочных плотин, так как перелив воды непосредственно через арки может привести к неблагоприятным подмывам контрфорсов (особенно если удельные расходы q не очень малы) или к необходимости устройства надлежащего крепления русла в нижнем бьефе в месте падения струи и ниже по течению, а расположение водосливной плиты между контрфорсами при больших пролетах l является довольно неконструктивным тяжелым решением, хотя оно иногда предлагается и может быть в определенной мере оправдано (при небольших l и q возможно относительно простое решение, приведенное на рис. 21.9, а). В связи с этим многоарочные плотины часто устраивали глухими с береговыми водосбросами. В последнее время стали располагать водопропускные отверстия в *контрфорсах* многоарочных пло-

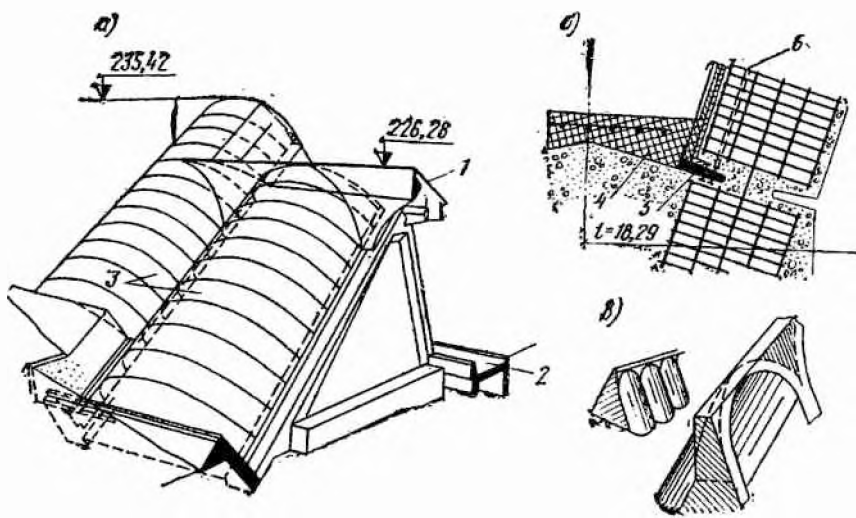


Рис. 21.9. Некоторые элементы многоарочных плотин

а — водосливной гребень при относительно небольших пролетах l (плотина Джулуус, $h = 35,8$ м; $l = 18,29$ м); б — деталь сопряжения арки с контрфорсом плотины Джулуус; в — видоизмененная конструкция верхней части многоарочной плотины, позволяющая удобно устроить мостовой переход; 1 — водосливная плита оголовка; 2 — гаситель энергии; 3 — арки; 4 — бетон между арками; 5 — битум; 6 — уплотнение между арочными кольцами

тин (плотины Гранваль, Меффруш и др.), проектируя их в этих случаях расширенными, полыми (см. рис. 21.7).

В контрфорсах с успехом можно располагать не только водосбросные отверстия (поверхностные или глубинные), но также водозаборные отверстия и трубопроводы гидроэлектростанции (см. рис. 21.7); иногда трубопроводы могут проходить и между контрфорсами.

При обычных конструкциях многоарочных плотин (см. рис. 21.2, б и др.) некоторые затруднения возникают в устройстве мостового перехода, особенно при перекрытии мостом больших пролетов. Для устранения этих затруднений французскими инженерами была предложена и осуществлена на плотине Гранваль конструкция, приведенная на рис. 21.9, в.

Арочные перекрытия многоарочных плотин преимущественно устраивают бесшарнирными, жестко соединенными с контрфорсами. Имеются также конструкции, в которых арки отделены от контрфорсов швом и опираются на контрфорсы или непосредственно или через специальную соединительную плиту. Такие конструкции имеют ряд положительных качеств: выполнение арок независимо от контрфорсов после частичного или полного их возведения, что весьма удобно для производства работ; уменьшение влияния неравномерной осадки контрфорсов на работу арок, т. е. возможность применять такую конструкцию на дефектных скальных основаниях; более равномерное распределение напряжений в арках; большая определенность в расчете контрфорсов, чем в случае жестко соединенных с ними арок и т. д. (подробнее см. [21, 168]).

Иногда применяют арки с шарнирами [21], которые уменьшают чувствительность конструкции к температурным колебаниям и неравномерным осадкам, улучшают напряженное состояние арок. На рис. 21.9, б приведена схема шарнира двухшарнирных арок недавно построенной австралийской плотины Джулуус (см. «Water Power and Dam Construction», 1976, 28, № 1). Конструкция шарнира близка к конструкции, разработанной ранее во ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева [21]. Заслуживает внимания и предложение В. А. Корнеева устраивать шарниры с податливыми прокладками [21].

В большинстве случаев арки устраивают круговыми с постоянной толщиной в каждом сечении, перпендикулярном к образующей свода, что связано главным образом со стремлением упрощения производства работ. От сечения к сечению толщина арок изменяется, увеличиваясь к низу плотины, что соответствует увеличению нагрузки от давления воды.

Как указано далее в § 107, на наклонные арки действует неравномерное давление воды (см. далее рис. 21.13, б, эпюра АБВГБЖ), кото-

рое вызывает неблагоприятное распределение напряжений в арках (в пятах у верховой грани возникают растягивающие напряжения). Одна из эффективных мер борьбы с этим явлением (другая мера — соответствующее армирование) состоит в устройстве напорной грани плотины в верхней части с переменным наклоном при увеличении крутизны грани к верху плотины (иногда вплоть до вертикали) (см. рис. 21.5). Это уменьшает (а при вертикальной грани исключает) неравномерное давление воды в верхней части, где равномерное давление невелико или отсутствует. Последнее обычно в значительной степени компенсирует неблагоприятное проявление неравномерного давления воды.

В осуществленных плотинах центральный угол арок $2\alpha_0$ (см. далее рис. 21.13, б) находится в пределах от $93^{\circ}40'$ до 180° , в современных плотинах обычно принимается большой центральный угол $2\alpha_0$, равный 180° или близкий к 180° , и редко меньший, что обеспечивает достаточно благоприятное напряженное состояние арки (см. § 107).

Разновидностью многоарочных плотин являются многокупольные плотины; применяются они очень редко [21]. Недостатком их конструкции является сложность опалубки, достоинством — возможность перекрытия больших пролетов, что характерно для многоарочных плотин вообще.

5. Массивно-контрфорсные плотины. Высота таких плотин достигает 100—125 м (наиболее высокая массивно-контрфорсная плотина — японская плотина Хатанаги-1 высотой 125 м); расстояние между осями одиночных контрфорсов l обычно составляет до 15—18 м (см. далее рис. 21.12), редко больше (см. рис. 21.4, а), размеры секций при сдвоенных контрфорсах находятся в пределах 22—26 м (см. рис. 21.4, б, 21.6).

На Кировской плотине, строительство которой закончено в 1975 г., перешли от первоначально принятых сдвоенных контрфорсов к одиночным, сохранив при этом $l=22$ м. Это сделано с целью получения более толстых контрфорсов для возможности применения токтогульского метода послыной укладки бетона (см. гл. 23).

Применяют массивно-контрфорсные плотины в различных климатических условиях (в том числе и суровых), нередко при значительном сейсме (8—9 баллов и даже выше) и в сложных геологических условиях. Зейская плотина высотой 111 м (рис. 21.10) строится в СССР в районе с амплитудой колебаний температур до 85°C и с зимними температурами, достигающими минус 52°C . В сильносейсмических районах (8—9 баллов и выше) построены японские плотины Хатанаги-1, Икава, Омorigава, Цао и др., югославская плотина Байна Башта, строится Андижанская плотина в СССР.

На весьма неоднородной скале с разной деформативностью и тектоническими нарушениями построены высокие иранские плотины Менжилъ и Фарахнац Пехлеви, югославская плотина Байна Башта (значительно сжимаемые палеозойские сланцы с модулем деформации $E_{\text{осн}} \approx 400$ МПа, т. е. примерно 4 тс/см²) и многие другие. В сложных геологических условиях (сильно нарушенные хлоритовые сланцы со значительными зонами тектонических нарушений, особенно у левого берега) строится в настоящее время высокая Андижанская плотина на Карадарье.

Разрезная конструкция массивно-контрфорсной плотины в определенной мере способствует удовлетворительной работе ее при неоднородных основаниях и колебаниях температуры. Эпюра напряжений в основании таких плотин может быть достаточно равномерной (как, впрочем, и у контрфорсных плотин других типов), что в ряде случаев при сложных основаниях явилось одной из причин их принятия. Обычно массивно-контрфорсные плотины применяют на скальных основаниях, не требующих устройства фундаментной плиты (см. рис. 21.4), но в ряде случаев их строят также на относительно слабых и неоднородных ос-

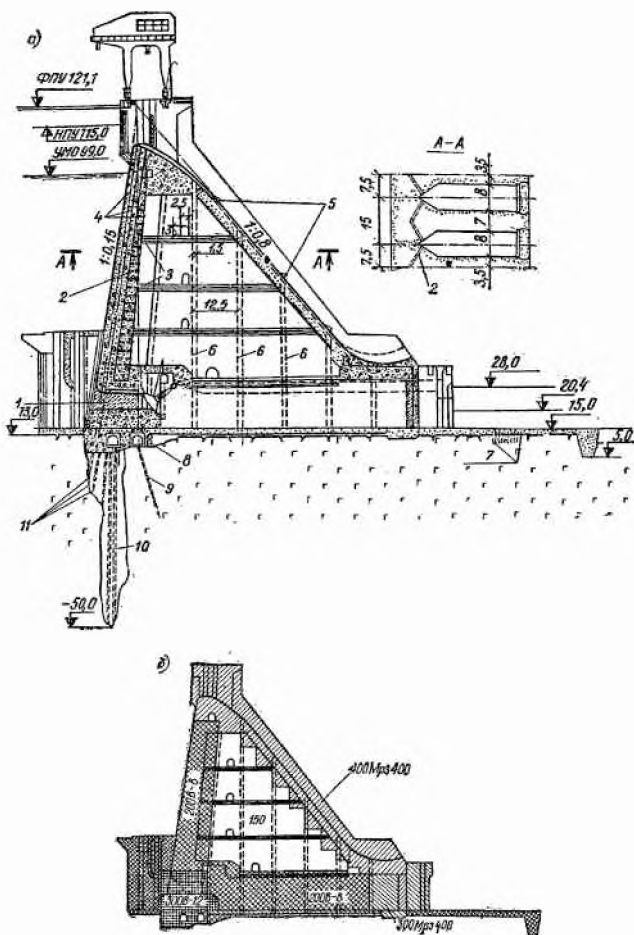


Рис. 21.10. Массивно-контрфорсная Зейская плотина высотой 111 м (многоводная река, суровые климатические условия)

a — поперечное сечение по водосливу в месте расположения строительных отверстий; *b* — зональное распределение марок бетона; 1 — временные строительные отверстия; 2 — дренажные трубы диаметром 20 см через 3 м; 3 — перекрытия полостей; 4 — уплотнение; 5 — трамплины-аэраторы; 6 — широкие временные усадочные швы шириной 1,5 м; 7 — анкеры; 8 — трубы для соединения полостей; 9 — дренажные скважины; 10 — цементационная завеса; 11 — сопрягающая цементация, шаг 3 м

нованиях, требующих устройства частичной или сплошной фундаментной плиты (см. рис. 21.6, 21.11).

Устройство фундаментной плиты у высокой ($h=71$ м) плотины Бен-Метир, построенной в 1953 г. в Тунисе на слабом основании из песчаников и глинистых пород с преобладанием последних, имеющих значения $\text{tg } \varphi = 0,465$ и $c \approx 30$ кПа ($0,3$ кгс/см²), позволило получить небольшие напряжения на грунт ($780-830$ кПа), причем весьма равномерное их распределение было достигнуто благодаря уположиванию низовой грани каждого контрфорса в нижней части. Для обеспечения надежной устойчивости плотины на свдиг при указанных низких геотехнических характеристиках основания оказалось рациональным придать подошве плотины наклон в сторону верхнего бьефа [см. формулу (7.12)]. В несколько меньшей мере указанные конструктивные особенности нашли применение и в проекте Андрижанской плотины (см. рис. 21.6), для которой, однако достаточно было устроить частичную фундаментную плиту у низовой части плотины.

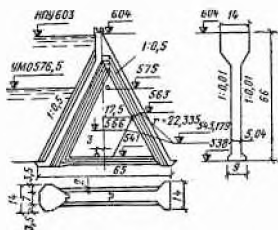


Рис. 21.11. Массивно-контрфорсная плита Цао высотой 66 м (Япония, 1969 г.)

Следует отметить, что в некоторых массивно-контрфорсных плотинах были применены «активные швы» и предварительно напряженная арматура. С «активными швами» выполнена высокая иранская плотина Менжиль ($h=101$ м). Применение «активных швов» с домкратами позволило сделать более равномерной эпюру напряжений в основании и в определенной мере управлять осадками сооружения [21]. Через некоторое время после наполнения водохранилища «активные швы» зацементировали.

В Шотландии нашли применение массивно-контрфорсные плотины, имеющие одиночные контрфорсы с почти вертикальной плоской верховой гранью (заложение $0,25-0,167$): плотина Лох Слоу ($h=55,4$ м) и др. При таком очертании верховой грани упрощается производство работ. Для возможности получения довольно больших пролетов ($10-15$ м) при плоской напорной грани и тонких оголовках в плотинах шотландского типа были применены временные усадочные швы А (см. далее рис. 21.12, ж), заполняемые бетоном не ранее чем через три месяца после бетонирования соседних контрфорсов и при возможно низкой (но положительной) температуре. По мнению авторов проектов этих плотин, при таком выполнении напорного перекрытия после его набухания при наполнении водохранилища произойдет обжатие и вдоль напорной грани не будут возникать растягивающие напряжения с недопустимыми значениями. Это положение является спорным, а в случае устройства гидроизоляции на напорной грани с целью уменьшения водопроницаемости напорного перекрытия возможность учета набухания бетона вообще, по-видимому, исключается.

Плоскую напорную грань имеют также плотины шведского типа. Существует две разновидности таких плотин: массивные с толстыми контрфорсами, являющиеся, по существу, гравитационными плотинами с расширенными швами (см. гл. 22) и с верховой гранью, близкой к вертикальной (см. рис. 21.12, з), и с тонкими контрфорсами (см. рис. 21.12, д) — обычно с наклонной верховой гранью.

Применяющиеся формы массивных оголовков контрфорсов приведены на рис. 21.12. В ряде случаев оголовки устраивают с криволинейным (круговым) очертанием напорной грани (рис. 21.12, а, к) в сечении контрфорсов, перпендикулярном ее образующей, — это дает возможность получить благоприятное напряженное состояние оголовка. Для упрощения производства работ (опалубки) напорной грани часто придают полигональную форму — в виде трех, а иногда и пяти плоскостей (рис. 21.12, б, в, з, и). В ряде случаев устраивают плоскую напорную грань (рис. 21.12, г—ж), что еще больше упрощает производство работ. Однако при этом ухудшается напряженное состояние оголовка и могут возникнуть большие растягивающие напряжения, что иногда вызывает необходимость дополнительного армирования его, особенно при тонких консолях (рис. 21.12, д). Для улучшения напряженного состояния оголовка с плоской напорной гранью в плотине Менжиль (рис. 21.12, е) в швах устроены расширенные части А, в которые свободно по-

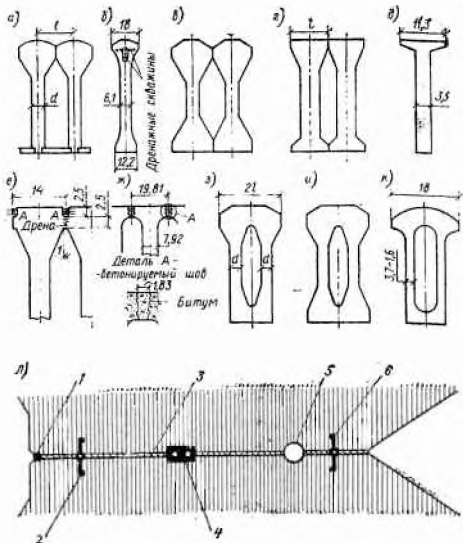


Рис. 21.12. Схемы горизонтальных сечений контрфорсов массивно-контрфорсных плотин

а—ж — с одиночными контрфорсами; з—к — со сдвоенными контрфорсами; а, к — с круговым очертанием напорной грани оголовка (к — плотина Олеф высотой 54 м); б, в, з, и — с полигональным очертанием напорной грани оголовка (б — плотина Дживеретта высотой 83 м); г—ж — с плоской напорной гранью (г, в — шведского типа при массивных и при тонких контрфорсах; г — плотина Индаль-Эльв; в — плотина Ленгбори высотой 32 м); е — плотина Менжиль высотой 106 м с вырезом в шве у напорной грани; ж — шотландского типа, плотина Лох Слоу высотой 55,4 м; л — уплотнение шва между оголовками плотины Клабдог: 1 — резиобитумная заглушка 3,2×1,9 см; 2 — шпонка из фасонной резины толщиной 30 см; 3 — пробковая плита толщиной 1,3 см; 4 — резиобитумное уплотнение с трубками масляного обогрева; 5 — дрена диаметром 15 см; 6 — шпонка из фасонной резины толщиной 23 см

ступает вода из верхнего бьефа. Гидростатическое давление в вырезе А сжимает оголовок в направлении оси плотины и этим улучшает его напряженное состояние.

В ряде плотин применены плавные сопряжения оголовков с контрфорсами (рис. 21.12, б, ж, к) для уменьшения неблагоприятных местных напряжений в зонах изменения толщины и улучшения тем самым напряженного состояния в этих зонах.

Иногда оголовки контрфорсов дренируют с целью предотвращения выхода профильтровавшейся воды на их низовые грани и последующего ее замерзания при отрицательных температурах, следствием чего может быть более быстрое разрушение бетона. В плотине Дживеретто (рис. 21.12, б) в оголовке устроена значительная овальная полость, предназначенная не только для дренирования оголовка, но и для отвода тепла из массива при его бетонировании. Водонепроницаемость швов между отдельными оголовками контрфорсов достигается устройством в них уплотнений (резиновых, гудронных, с металлическими листами и др.; рис. 21.12, л), аналогичных применяемым в гравитационных плотинах (см. гл. 18).

По экономическим показателям массивно-контрфорсные плотины с одиночными и со сдвоенными контрфорсами практически равноценны; предпочтение тому или другому из этих типов плотины отдается в зависимости от местных условий. При одиночных контрфорсах работа конструкции более благоприятна в отношении восприятия температурно-усадочных деформаций (меньше пролеты 1), а также, отчасти, при неоднородном основании. При сдвоенных контрфорсах конструктивно удобнее располагать в секциях водопропускные глубинные отверстия (не в швах), кроме того, меньше количество шпонок.

1. Контрфорсы и элементы жесткости. Сплошные контрфорсы, как правило, имеют переменную толщину, увеличивающуюся книзу; для плотин небольшой, а иногда и средней высоты может оказаться целесообразным с целью упрощения производства работ применение контрфорсов постоянной толщины. Полые (см. рис. 21.7) и особенно сдвоенные (см. рис. 21.4, б) контрфорсы коробчатой конструкции предпочтительнее обычных одиночных в сейсмических условиях (при боковом сейсме).

Армирование контрфорсов производят аналогично тому, как было указано в гл. 18.

Борьбу с образованием температурно-усадочных трещин в контрфорсах следует вести не столько путем армирования их боковых поверхностей сеткой из арматуры (вообще такое дисперсное армирование полезно, так как позволяет избежать образования крупных трещин), сколько путем правильной разрезки контрфорсов на блоки и очереди бетонирования и устройства временных или постоянных температурно-усадочных швов (см. гл. 23). Эти швы обычно располагают или вертикально (что проще; см. рис. 21.10), или примерно по траекториям главных напряжений — второго (при полном водохранилище; см. рис. 21.4, б) или первого (перпендикулярного швам, указанным на рис. 21.4, б) рода. Расположение швов по траекториям главных нормальных напряжений лучше в статическом ($\tau \approx 0$), но сложнее в производственном отношении. Замоноличивают эти швы в прохладное время года (подробнее см. гл. 23). Расстояние между усадочными швами обычно составляет 8—12,5 м, а иногда бывает несколько больше.

Необходимость устройства, тип и размеры элементов жесткости устанавливают в зависимости от местных условий (высота плотины, толщина контрфорсов, наличие или отсутствие сейсма и т. д.).

В сейсмических районах, исходя из работы сооружения при боковом сейсме (вдоль оси плотины), может потребоваться устройство сдвоенных контрфорсов с приливами у низовой грани (см. рис. 21.12, и), с диафрагмами жесткости (см. рис. 21.6); устройство балок жесткости — при относительно небольших пролетах и тонких контрфорсах (см. рис. 21.2, а и 21.3, а; в настоящее время применяют редко, как и тонкие контрфорсы) — или стенок жесткости (см. рис. 21.3, в) при полых контрфорсах. Устойчивость контрфорсов на продольный изгиб (выпучивание) обычно легко обеспечивается при любом виде элементов жесткости [балках, ребрах (см. рис. 21.2, б) или стенках], а устойчивость достаточно массивных контрфорсов, обычно применяемых в современных плотинах, обеспечивается вообще при отсутствии элементов жесткости (особенно при не слишком высоких плотинах — до 40—70 м).

2. Распределение бетона по маркам. Марку бетона для отдельных зон контрфорсных плотин устанавливают как и для гравитационных плотин с учетом требований прочности (см. гл. 8), морозостойкости, водонепроницаемости [21], относительной кавитационной стойкости (см. § 54). В качестве примера на рис. 21.10, б приведено распределение бетона по маркам на Зейской плотине, возводимой в суровых климатических условиях.

3. Сопряжение плотины с основанием и методы его улучшения. Рассмотренные в главах 2, 18 и 19 основные вопросы и положения, касающиеся сопряжения плотины с основанием и методов укрепления последнего, справедливы и для контрфорсных плотин. Врезку контрфорсов в здоровую скалу производят по-разному. Часто для уменьшения объема скальных работ устраивают выемку под каждый контрфорс,

что особенно целесообразно при больших пролетах (см. рис. 21.8). Однако при сравнительно небольших расстояниях между контрфорсами для облегчения производства работ предпочтительнее удалять выветрелый слой скалы и между контрфорсами.

На крутых склонах контрфорсы обычно врезают так, чтобы их подошвы в пределах толщины стенки были горизонтальными; иногда для уменьшения объема скальных работ при относительно толстых контрфорсах подошвы их стенок устраивают ступенчатыми, что вообще менее желательно, особенно при боковом сейсме.

4. Влияние пропуска строительных расходов воды на конструкцию плотины. Способы пропуска строительных расходов в гидроузлах с контрфорсными плотинами бывают различными в зависимости от местных условий. Нередко пропуск строительных расходов осуществляется по строительным туннелям, особенно при сравнительно узких створах. В этом случае пропуск строительных расходов обычно практически не влияет на конструкцию плотины. При небольших строительных расходах применяют галереи, которые потом могут быть переоборудованы в донные водоспуски (пример—массивно-контрфорсная плотина Мальга Бессина с полыми контрфорсами).

На многоводных реках и при достаточно широких створах пропуск строительных расходов обычно бывает целесообразно осуществлять (при возведении гидроузла методом секционных перемычек) с применением «гребенки» и донных отверстий, как это было, например, на Зейском гидроузле (см. рис. 21.10) [21].

§ 107. ОСНОВЫ РАСЧЕТОВ ПРОЧНОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ И УСТОЙЧИВОСТИ КОНТРФОРСНЫХ ПЛОТИН

Расчеты прочности элементов контрфорсных плотин проводят в соответствии с общими указаниями, приведенными в главах 6 и 8.

При предварительном назначении основных размеров элементов обычно руководствуются аналогами или приближенными расчетными зависимостями либо графиками, полученными при учете действия наиболее значительных нагрузок или воздействий (см. [21]).

Расчеты ведут обычно элементарными методами строительной механики, дающими в некотором удалении от основания (примерно на $\frac{1}{3}$ — $\frac{1}{4}$ высоты плотины) достаточно удовлетворительную сходимость с лабораторными исследованиями на моделях и с более точными методами теории упругости, разработанными для контрфорсов простых очертаний (треугольного или трапецеидального профиля с линейно-изменяющейся по высоте толщиной) без учета напорных перекрытий и местных утолщений [56]. Имеются методы, позволяющие приближенно учитывать влияние основания на напряжения в контрфорсах. Однако эти решения пока даны для простейших случаев (основания однородные или простейшие анизотропные, напорные перекрытия и оголовки точно не учитываются и т. д. [21, 252]) и подлежат дальнейшему развитию.

Обычно расчеты прочности контрфорсных плотин проводятся для отдельных элементов без точного учета пространственности работы конструкции. Учет последней может быть существенным главным образом для плотин многоарочных. Расчеты прочности многоарочных плотин в целом совместно с основанием пока не разработаны; приближенные расчеты арочных перекрытий как пространственных конструкций имеются (см., например, [197]); здесь могут быть использованы методы, применяемые для арочных плотин (см. [21]).

В последнее время все более широкое применение находят модельные исследования контрфорсных плотин [статические, динамические (сейсмические), термонапряженного состояния — см. гл. 46].

В отношении расчетов контрфорсных плотин на сдвиг в принципе остаются в силе указания гл. 7.

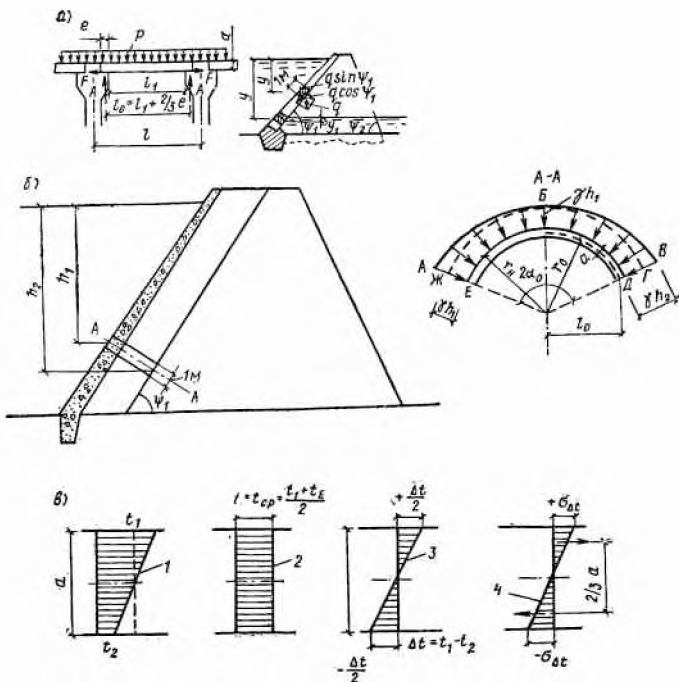


Рис. 21.13. Схемы к элементарным расчетам напорных перекрытий

а — плоских разрезных плит; б — наклонных «независимых» арок на давление воды (ЕЖБГД — эпюра равномерного давления воды); в — тонких арок в предположении линейного изменения температур по толщине арки: 1 — расчетная линейная эпюра изменения температур; 2 — эпюра равномерного изменения температур; 3 — эпюра неравномерного изменения температур; 4 — эпюра напряжений от неравномерного изменения температур; $\sigma_{\Delta t} \approx \Delta t$ (кгс/см²) при Δt в °С

1. Расчеты напорных перекрытий. а. Разрезные плоские напорные плиты. При расчете обычно рассматривают полосу плиты шириной 1 м.

На плиту действуют следующие основные силы (рис. 21.13, а): 1) давление воды интенсивностью $p = \gamma y$ (где γ — удельный вес воды) или $p = \gamma(y - y_1)$, если рассматриваемая часть плиты погружена под уровень нижнего бьефа; 2) составляющая собственного веса плиты интенсивностью $q \cos \psi_1 = a \gamma_1 \cos \psi_1$, где a — толщина плиты; γ_1 — удельный вес железобетона; 3) силы трения $F = A f_{оп}$, где A — опорная реакция плиты; $f_{оп}$ — коэффициент трения плиты по опоре (консольному утолщению контрфорса), принимаемый равным в среднем 0,5, если поверхность опоры покрыта битумной мастикой. Силы трения возникают вследствие колебаний температур (температурные усилия не могут превысить F).

В соответствующих случаях учитывают также дополнительные нагрузки, действующие на плиту: давление отложившихся у плотины наносов, давление льда, сейсмические силы (см. гл. 8). От действия указанных сил возникают изгибающие моменты, поперечные и продольные

(F) силы, которые определяют как для балки на двух опорах пролетом $l_0 = l_1 + 2/3e$ (см. рис. 21.13, а и 21.14, а, т. е. при распределении реактивных давлений по треугольнику), затем в соответствии с [201] устанавливают необходимую толщину плиты a и процент ее армирования исходя из удовлетворения условий прочности, а также отсутствия образования трещин или ограничения их раскрытия.

Для уточненных расчетов разрезных напорных перекрытий как плит (постоянной и переменной толщины, постоянного и переменного пролета) можно использовать решения К. И. Дзюба [41].

б. Арки многоарочных плотин. Обычно при расчете арочных перекрытий многоарочных плотин рассматривают отдельные «независимые» арки, мысленно вырезанные перпендикулярно образующей свода (рис. 21.13, б).

Арки многоарочных плотин являются обычно «тонкими» (малой кривизны с $r_0/a \geq 3...5$, где r_0 — радиус оси арки; a — толщина арки), и их вполне допустимо рассчитывать обычным приближенным методом строительной механики (см., например, [21, 82, 151 (статья А. А. Лосаберидзе)]), широко используя имеющиеся графики.

Подробно разработаны расчеты круговых тонких арок с жестко заделанными пятами [21, 82, 151] и с шарнирным опиранием (двухшарнирные) [21, 151, 197, 199]. В последнее время предложены расчеты арок с податливыми шарнирами (упругие прокладки) [21]. При упругих прокладках в арке существенно выравниваются моменты и напряжения по сравнению с жестко заделанной аркой.

Как двухшарнирные иногда приближенно рассчитывают арки, непосредственно опирающиеся на контрфорсы и отделенные от них швом.

Имеется также ряд более точных решений, пригодных и для «толстых» арок (с $r_0/a < 3...5$) [40, 104]. Эти решения могут быть использованы в соответствующих случаях.

На арку действуют следующие основные факторы, подлежащие учету: 1) равномерное и неравномерное (при наклонных арках) давление воды (см. рис. 21.3, б); 2) равномерное и неравномерное изменение температуры, обычно приближенно принимаемое линейным по толщине арки (рис. 21.13, в); 3) усадка бетона*.

Кроме того, обычно в расчете учитывают составляющую собственного веса арки, нормальную к образующей свода, хотя напряжения, вызываемые этой нагрузкой, обычно невелики и благоприятны по знаку. В соответствующих случаях учитывают также дополнительные нагрузки: давление наносов, льда, сейсмические силы (наиболее неблагоприятен боковой сейсм; см. гл. 8).

Подбор поперечных сечений бетона и арматуры арок следует производить в соответствии с [201].

В табл. 21.1 приведены знаки напряжений в тонких жестко заделанных в пятах круговых арках постоянной толщины. Как видно из этой таблицы, наиболее неблагоприятное воздействие на арку оказывают *неравномерное давление воды и равномерное понижение температуры* — они вызывают на напорной грани в пяте *растягивающие* напряжения; сжимающие напряжения от равномерного давления воды в этом месте обычно невелики, а иногда могут менять знак, т. е. быть и растягивающими. В связи с этим и *суммарные* напряжения в пяте на напорной грани могут быть растягивающими, требующими соответствующего армирования. Растягивающие напряжения уменьшатся, если уменьшится расчетное понижение температуры t , отсчитываемое от температуры,

* Усадку бетона заменяют эквивалентным понижением температуры примерно на 15°C . Учитывают ее в том случае, если не принимают специальных мер по ее устранению — устройство временных швов, замоноличиваемых после завершения усадочных деформаций. Однако такие швы осложняют выполнение наклонных арок, вследствие чего часто стараются избежать их устройства.

Вид нагрузки (воздействия)	Знаки напряжений (сжатие — плюс, растяжение — минус)			
	в пята		в ключе	
	напорной грани	низовой грани	напорной грани	низовой грани
Равномерное давление воды	÷*	÷	÷	÷*
Неравномерное давление воды	—	+	—*	÷
Равномерное повышение температуры на t град	+	—	—	+
Равномерное понижение температуры на t град	—	÷	÷	—
Нагревание напорной грани	÷	—	÷	—
Нагревание нижней грани	—	÷	—	÷
Собственный вес арки	÷*	÷ или —	Малы	

Примечание. Выделены знаки напряжений в местах их наибольших значений. Звездочками отмечены знаки напряжений, которые могут изменяться, особенно при малом центральном угле ($\alpha_0 < 82^\circ$) и относительно большой толщине арки.

при которой арка вступает в работу (например, от температуры замоноличивания временных швов t_3 , если они устраиваются; $t = t_{\text{констр}} - t_3$). Таким образом, может быть целесообразным устройство временных температурно-усадочных швов с замоноличиванием их при относительно низких температурах t_3 (примерно $1-3^\circ \text{C}$).

Для уменьшения неблагоприятного воздействия неравномерного давления воды, как указано ранее в п. 4 § 105, иногда увеличивают крутизну верхней грани плотины в верхней части (см. рис. 21.5).

Расчеты показывают, что для получения более благоприятного распределения напряжений в жестко заделанных круговых арках постоянной толщины от равномерного давления воды и равномерного изменения температуры целесообразно принимать возможно большие центральные углы арок $2\alpha_0$. В связи с этим их часто принимают равными или близкими 180° .

Пята жестко заделанных арок больше напряжены, чем ключ (от равномерного давления воды момент в ключе почти в 2 раза меньше момента в пята и имеет другой знак). Поэтому иногда для улучшения напряженного состояния арки утолщают к пятам.

Более равномерное распределение напряжений получается в нежестко заделанных арках — двух и трехшарнирных, опертых на контрфорсы (особенно с упругими прокладками). Такие конструкции заслуживают внимания.

Очень тонкие арки (редко применяемые) проверяют на устойчивость (см., например, [21]).

в. Консольные оголовки контрфорсов. Опорные утолщения контрфорсов под плитами при элементарном расчете рассмат-

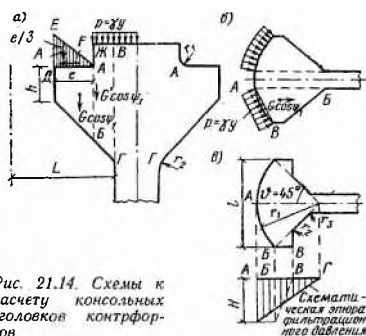


Рис. 21.14. Схемы к расчету консольных оголовок контрфорсов

L — половина расстояния между контрфорсами

ривают как консоли (рис. 21.14, а). В этом случае расчетным считают сечение AB , а при увеличенных выступах — также и сечение $BГ$. Приближенно принимают, что реакция плиты A распределена по треугольной эпюре $АДЕ$, т. е. приложена на расстоянии $e/3$ от конца выступа. Составляющей собственного веса консольного выступа $G \cos \psi_1$ (или $G' \cos \psi_1$ при расчетном сечении $BГ$) обычно пренебрегают, хотя ее следует учитывать. Следует учитывать также действие сил трения $F = fe = Af_{оп}$ (см. п. «а»), возникающих в плоскости AD при понижении температуры (случай повышения температуры благоприятнее — силы F имеют обратный знак).

В соответствующих случаях при расчете учитывают также давление наносов, льда и сейсмические силы (в величине реакции плиты A , нагрузке на площадку $ЖВ$, в усилках, приложенных к массе расчетной части оголовка).

Далее для расчетного сечения от всех действующих сил определяют изгибающий момент M и перерезывающую силу Q , после чего рассчитывают сечение [201].

При элементарном расчете консольных утолщений плотин с массивными консольными оголовками контрфорсов в принципе сохраняется в силе указанное выше, но меняется характер эпюры давления на консоль (рис. 21.14, б). Дугу AB при этом можно заменить хордой AB . Армирования таких оголовков обычно по расчету не требуется.

Для более точного определения напряжений в консольных утолщениях контрфорсов (см. рис. 21.12) проводят модельные исследования оптическим методом.

Местные напряжения около углов можно существенно уменьшить путем скругления этих углов (см. правую половину рис. 21.14, а и рис. 21.14, в).

2. Расчеты контрфорсов. а. Действующие нагрузки. На контрфорс действуют следующие основные нагрузки: 1) давление воды (со стороны верхнего, а иногда и нижнего бьефа); 2) вес напорного перекрытия (если оно жестко соединено с контрфорсом) или составляющая этого веса, нормальная к верховой грани (при перекрытиях, отделенных от контрфорсов швом); 3) собственный вес контрфорса, а также сравнительно небольшие нагрузки от моста и элементов жесткости (учитываемые лишь при детальном расчете); 4) фильтрационное давление в основании при отсутствии фундаментной плиты, учитываемое в пределах верхового зуба (см. рис. 21.14, в), а при наличии этой плиты определяемое, как указано в главах 3 и 4. В соответствующих случаях на контрфорс могут действовать дополнительные силы: давление наносов, отложившихся в верхнем бьефе, давление льда, сейсмические силы и др.

б. Расчетные условия и схемы; методы определения напряжений без учета влияния основания. Контрфорс рассчитывают на прочность в соответствии с рекомендациями гл. 8; в плоскости подошвы растягивающие напряжения не допускаются (ставится условие $\sigma_y > 0$), а, кроме того, нередко стремятся к достаточно равномерному распределению напряжений σ_y в этой плоскости (рис. 21.15, а).

Если напорное перекрытие отделено от контрфорса швом (плотины с плоскими разрезными плитами, многоарочные плотины с арками, не связанными жестко с контрфорсами, плотины с гибкими перекрытиями), то контрфорс рассчитывают без введения в расчетное сечение напорного перекрытия, учитывая составляющую его веса (нормальную к напорной грани) в качестве действующей силы.

Напряжения в контрфорсе без учета влияния основания в данном случае могут быть определены или соответствующим методом теории упругости [56], что особенно предпочтительно для высоких плотин, или элементарным методом строительной механики, который чаще всего

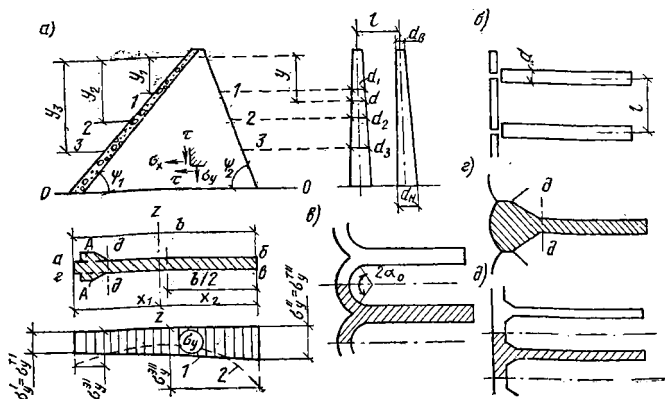


Рис. 21.15. Схемы к расчету контрфорсов на прочность

1, 2 — эпюра напряжения σ_y соответственно без учета влияния основания (1) и с учетом его влияния (2)

и применяют в практических расчетах. При расчете контрфорса элементарным методом (любой его разновидностью — см., например, [21, 129]) принимают линейный закон распределения нормальных напряжений σ_y в его горизонтальных сечениях. Элементарные методы различаются способами приближенного определения напряжений τ и σ_x , а следовательно, и главных напряжений внутри контрфорса; напряжения же непосредственно на гранях определяются одинаково при всех методах расчета.

Напряжения σ_y определяют по обычной формуле внецентренного сжатия:

$$\sigma_y = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{I_z} x, \quad (21.1)$$

где N — сумма всех вертикальных сил; F — площадь рассматриваемого сечения; M — сумма моментов всех сил относительно оси z , проходящей через центр тяжести рассматриваемого сечения (положительное значение момента — по часовой стрелке); I_z — момент инерции относительно оси z ; x — расстояние от оси z до рассматриваемого места сечения.

Напряжения на напорной грани σ_y^I следует определять, принимая в формуле (21.1) $x = x_1$ (рис. 21.15, а) и второй член со знаком минус; напряжения на низовой грани σ_y^II определяют, принимая $x = x_2$ и второй член со знаком плюс.

Если при расчете не учитывают консольных утолщений контрфорсов А (см. рис. 21.15, а), т. е. за расчетные принимают горизонтальные прямоугольные сечения (1—1, 2—2, ..., 0—0) абвг, то расчет упрощается, так как $F = bd$, $x_1 = x_2 = b/2$ и $I_z = db^3/12$, и формула (21.1) примет вид

$$\sigma_y = \frac{N}{bd} \pm \frac{6M}{db^2}.$$

Остальные напряжения на гранях определяют по формулам, приведенным в § 94, причем σ_1^I приближенно подсчитывают по формуле*

$$\sigma_1^I = \gamma y l / d. \quad (21.2)$$

* Практически точно напряжения, полученные с применением формулы (21.2), соответствуют схеме рис. 21.15, б при тонком напорном перекрытии.

Наибольший интерес представляют главные нормальные напряжения на гранях — наибольшее σ'_1 , направленное вдоль низовой грани, и наименьшее σ'_2 , направленное вдоль напорной грани. Прежде всего их определяют для нижнего сечения $0-0$, в котором они обычно имеют экстремальные значения. Напряжение σ'_2 при этом может получиться и растягивающим, так как второй член формулы (18.15) со знаком минус может быть больше первого члена [учитывая, что σ'_1 определяется по формуле (21.2)].

Если напорное перекрытие жестко соединено с контрфорсами, при определении напряжений σ_y по формуле (21.1) в расчет вводят Т-образные сечения с напорными перекрытиями (на рис. 21.15, в, г, д заштрихованы). Иногда, а для приближенных подсчетов, как правило, условно считают напорные перекрытия отделенными от контрфорсов и в расчет вводят прямоугольное сечение толщиной d и длиной b .

Остальные напряжения на гранях подсчитывают по формулам, приведенным в § 94 при определении σ'^1 по формуле (21.2).

Для массивно-контрфорсных плотин такое определение напряжений на верховой грани неточно; подсчитанные напряжения приближенно относят иногда к сечению dd за оголовком (рис. 21.15, з). Непосредственно на верховой грани $\sigma'_1 = \gamma y$, и для нее при подсчете σ'_2 по формуле (18.15) (а также τ'_{xy} и σ'_x , если они определяются; см. § 94) надо принимать $\sigma'_1 = \gamma y$. Для более точного определения напряжений в сечении dd может быть использован, например, приближенный метод Мора, с помощью которого можно установить и *распределение* напряжений в сечениях внутри всего контрфорса (см. [21]), после чего легко могут быть построены *изостаты* (кривые равных напряжений) главных нормальных напряжений σ_1 и σ_2 , а также *траектории* этих напряжений [21]. Эти изостаты могут быть использованы при назначении марок бетона по прочности; траектории напряжений, как было указано, иногда используют при назначении очертаний температурно-усадочных швов (см. п. 1 § 106).

в. Учет влияния основания на напряженное состояние контрфорса. Для приближенного определения концентрации краевых напряжений σ_y в подошвенном сечении $0-0$ массивно-контрфорсных плотин можно воспользоваться формулой (8.11) или кривыми для коэффициента концентрации напряжений $K_T = \sigma_y / \sigma'_y$, полученными в МИСИ имени В. В. Куйбышева на моделях из «хрупких» материалов (рис. 21.16) [185]. Здесь σ'_y — действительные (экспериментальные) значения краевых напряжений (т. е. σ'_y или σ'_y); σ'_y — теоретические значения краевых напряжений, полученные из расчета без учета влияния основания; E_n — модуль упругости плотины; $E_{осн}$ — модуль деформации основания. При слоестом основании за $E_{осн}$ надо принимать модуль деформации E_ϕ при угле ϕ , соответствующем направлению равнодействующей полной нагрузки на плотину [21].

г. Особенности расчета контрфорсов с «активным швом» и заанкеренных. В случае устройства активного шва, в котором с помощью домкратов создается усилие P (рис. 21.17, а), при расчете контрфорсов элементарным методом

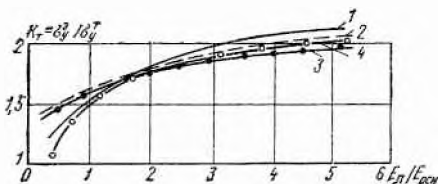


Рис. 21.16. Зависимость $K_T = \sigma_y / \sigma'_y$ от $(E_n / E_{осн})$ при различном основании

1 — однородном; 2 — слоестом со сцеплением между слоями; 3 — то же, без сцепления; 4 — расчетная по И. И. Гудашаури

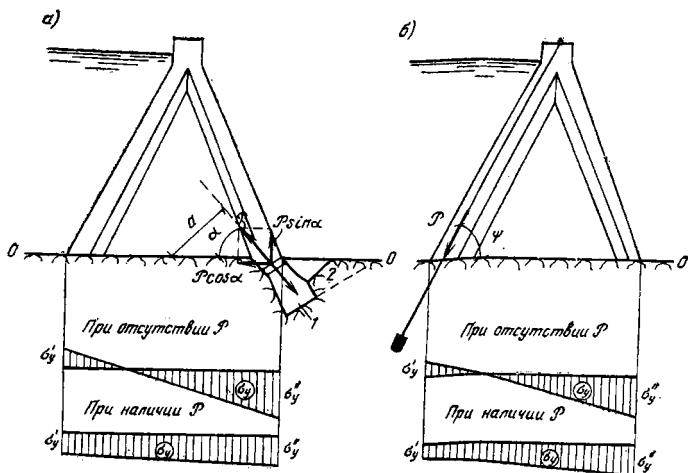


Рис. 21.17. Схемы к расчету контрфорсных плотин с «активным швом» (а) и заанкеренных (б)

1 — упорный массив; 2 — зона скалы выше расчетной поверхности сдвига

надлежит учесть это усилие. Наличие его позволяет при достаточно обжатом профиле плотины избежать появления растягивающих напряжений у напорной грани, которые возникли бы в случае его отсутствия (верхняя эпюра на рис. 21.17, а), и сделать более равномерной (если это признано целесообразным) эпюру напряжений в подошвенном сечении (нижняя эпюра на рис. 21.17, а).

Имеется и приближенный способ расчета напряженного состояния плотин с активным швом по методу теории упругости [273].

В случае устройства анкеровки (рис. 21.17, б) при расчете контрфорсов элементарным методом надлежит учесть усилие в анкерах P . Как видно из рис. 21.17, б, анкер подобно активному шву позволяет при обжатом профиле избежать появления растягивающих напряжений у верховой грани и сделать более равномерной эпюру напряжений в сечениях, в том числе и по поверхности основания.

Имеется и приближенный метод статического расчета заанкеренных массивно-контрфорсных плотин с учетом податливости основания, предложенный А. Н. Мочонелидзе (см. [109]). Расчет анкеров приведен в [21].

д. Расчет контрфорсов на устойчивость (при продольном изгибе). Приближенные расчеты устойчивости контрфорсов при продольном изгибе для расчетных случаев (при контрфорсах переменной толщины без элементов жесткости, при наличии балок и ребер жесткости, при полых контрфорсах различного вида, при учете пространственности работы конструкции и пр.) приведены в работах [21, 119, 168].

Устойчивость на выпучивание при достаточно толстых контрфорсах, характерных для большинства современных плотин, обеспечивается обычно с большим запасом.

3. Расчет контрфорсных плотин на сдвиг. Контрфорсные плотины рассчитывают на сдвиг в соответствии с указаниями гл. 7. Расчету подвергается один контрфорс с перекрытиями (со сбором нагрузок с двух полупролетов, см., например, рис. 21.15, в—д) или секция пролетом L .

При расчете плотин с «активным швом» на сдвиг по подошвенному сечению $0-0$ в сумму горизонтальных (сдвигающих) сил [в знаменатель формулы (7.11)] надо ввести со знаком минус величину $P \cos \alpha$

(см. рис. 21.17, а), а в сумму вертикальных сил также со знаком минус величину $P \sin \alpha$.

Кроме того, следует проверить устойчивость на сдвиг упорного массива 1 вместе с расположенной за ним зоной скалы 2 (см. рис. 21.17, а) (см. [21]).

ГЛАВА 22

ОБЛЕГЧЕННЫЕ ГРАВИТАЦИОННЫЕ ПЛОТИНЫ*

§ 108. ПУТИ ОБЛЕГЧЕНИЯ ГРАВИТАЦИОННЫХ ПЛОТИН

Стремление сократить объем бетона в теле гравитационных плотин и полнее использовать его прочностные свойства при сохранении основных достоинств, свойственных этим плотинам (простота форм, возможность широкой механизации работ, благоприятные условия пропуска строительных расходов и т. д.), вызвало появление различных типов и конструкций плотин, которые, являясь гравитационными по характеру их работы на внешние нагрузки, в то же время позволяют получить определенную экономию материала.

Если плотина сопротивляется воздействию внешних нагрузок собственным весом, то снижение веса бетона при сокращении его объема в профиле необходимо чем-то компенсировать для обеспечения надежности облегченной плотины, равной надежности плотины массивного типа. Очевидно, это можно сделать либо уменьшив какие-то из действующих нагрузок путем изменения конструкции плотины, либо искусственно увеличив силу сжатия в ее профиле и по контакту с основанием, либо заменив бетон в части профиля более дешевыми материалами, либо какими-то другими способами.

Одна из основных нагрузок на плотину — давление воды, фильтрующейся в основании и в бетонной кладке. Нагрузка от фильтрационного давления, как было показано ранее, зависит от площади, на которую это давление передается, поэтому уменьшение площади подошвы плотины открывает возможности для уменьшения внешних нагрузок и соответственного снижения веса плотины, т. е. сокращения объема бетона в профиле. К конструкциям плотин, в которых использована возможность снижения фильтрационного давления на подошву, относятся *плотины с расширенными поперечными швами и плотины с продольными полостями*. Полностью снять фильтрационное давление с бетонной кладки и одновременно понизить марку бетона благодаря отказу от требования его водонепроницаемости позволяет применение различных противофильтрационных экранов — металлических и др.

Стремление компенсировать сокращение объема бетона и соответствующее снижение его веса путем увеличения силы сжатия в профиле плотины и по контакту с основанием вызвало появление *плотин с предварительным напряжением и заанкеренных в основание*.

Идея одновременного снижения фильтрационного давления и замены бетона дешевым материалом (грунтом) была реализована в виде *ячеистых плотин*.

Облегчение гравитационных плотин может быть достигнуто также при использовании топографических условий створа, например пространственной работой плотины в узком ущелье, а также другими способами.

Далее рассмотрены наиболее распространенные типы облегченных гравитационных плотин.

* Написано И. П. Сергеевым.

Плотины с расширенными швами являются переходным типом от массивных гравитационных к массивно-контрфорсным плотинам. Основная особенность этих плотин — снижение фильтрационного давления воды по их подошве, позволяющее сократить объем бетона, необходимый для обеспечения устойчивости на сдвиг и благоприятного напряженного состояния в контактной зоне. Расширенные швы подобно межконтрфорсным полостям в контрфорсных плотинах играют роль дренажа, снижающего фильтрационное давление на подошву, и одновременно уменьшают площадь подошвы, на которую передается давление фильтрующейся воды.

Согласно [128], полное противодавление для бетонных гравитационных плотин с расширенными швами следует определять по формуле

$$W_{\text{пд}} = W_{\text{ф}} + W_{\text{шв}} = 0,5 \gamma_{\text{в}} H l + \gamma_{\text{в}} H_2 (l + \xi(B - l)), \quad (22.1)$$

где $\gamma_{\text{в}}$ — объемный вес воды; H — действующий на плотину расчетный напор; l — расстояние от передней грани фундамента плотины до начала полости расширенного шва у основания плотины; H_2 — напор воды со стороны нижнего бьефа над уровнем подошвы плотины; ξ — отношение площади подошвы плотины за вычетом площади расширенных швов к площади основания подошвы; B — ширина плотины по подошве.

Разница в эпюрах фильтрационного давления на подошву массивной плотины и плотины с расширенными швами видна из рис. 21.1, так как формы эпюр для плотин с расширенными швами и для контрфорсной плотины аналогичны.

Плотины с расширенными швами получили некоторое распространение в нашей стране и за рубежом.

Примерами плотин этого типа, построенных в Советском Союзе, служат плотины Братской и Мамаканской ГЭС. Обе эти плотины построены в районах Восточной Сибири, отличающихся суровым климатом. Плотина Братской ГЭС (рис. 22.1) имеет высоту 125 м, ширину секций 22 м, ширину расширенных поперечных швов 7 м. Швы перекрыты сборно-монолитным перекрытием. Путем устройства расширенных швов удалось сократить объем бетона плотины на 10%, доведя его до 4415 тыс. м³. Плотина Мамаканской ГЭС имеет максимальную высоту 58 м, ширину секций 15 м, ширину расширенных швов 6 м.

Примерами плотин этого типа за рубежом могут служить плотина Ретерихсбоден высотой 102 м, построенная в Швейцарии в 50-е гг., с шириной швов 3 м при ширине секций 18 м, плотина Маникуаган-2 (Канада) высотой 105 м. Решающее влияние на выбор типа плотины Маникуаган-2 оказала сравнительно большая, около 30 м, глубина воды в нижнем бьефе, обуславливавшая большое взвешивающее давление, которое удалось значительно снизить устройством расширенных швов [194].

Помимо использования расширенных швов для снижения фильтрационного давления и сокращения объема бетона их можно использовать для размещения опор бетоновозных эстакад в строительный период и уменьшения тем самым безвозвратных потерь металла, так как после окончания строительства практически весь металл из швов может быть демонтирован, как это и было сделано на плотине Братской ГЭС. Расширенные швы подобно межконтрфорсным полостям способствуют быстрому рассеянию тепла из бетонной кладки в строительный период, что, впрочем, в зависимости от конкретных климатических условий может являться и достоинством и недостатком. В построенной плотине расширенные швы после их перекрытия и изоляции от наружного воздуха можно в определенной степени использовать для регулирования термического режима плотины (при подводе в полость шва тепла тем или иным способом).

Снижение фильтрационного давления на подошву можно получить также устройством продольной полости у основания плотины (рис. 22.2). В некоторых случаях в этой полости возможно размещение оборудования гидроэлектростанции, однако, как показывают исследования, при определенных соотношениях размеров полости и плотины напряженное состояние вокруг полости оказывается неблагоприятным.

Рис. 22.1. Плотина Братской ГЭС

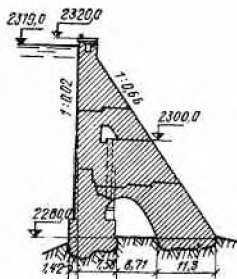
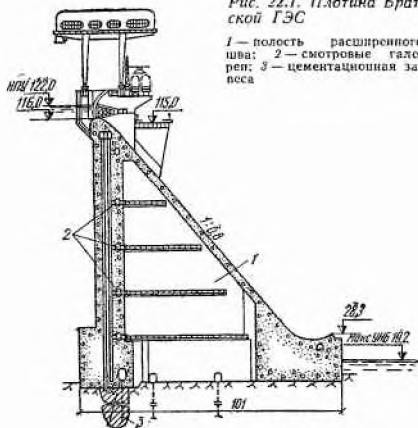


Рис. 22.2. Плотина Гроссер-Мюльдорфер

Кроме того, при больших размерах полостей значительно усложняются бетонные работы в связи с необходимостью возведения сводов и криволинейных поверхностей больших пролетов и протяженности. По этим причинам плотины с продольными полостями у основания, в том числе со встроенными гидроэлектростанциями, распространения на практике не получили.

При строительстве в районах с суровым климатом серьезным недостатком плотин с расширенными швами или полостями является необходимость сохранения теплой опалубки на открытых поверхностях в течение длительного, измеряемого месяцами, времени, необходимого для набора бетоном прочности и остывания его до температур, безопасных по условиям возникновения температурных трещин (подробнее см. гл. 23). Это обстоятельство снижает оборачиваемость опалубки; кроме того, наличие самих швов увеличивает отношение площади опалубливаемой поверхности к объему бетона и способствуют увеличению его стоимости.

Применение для опалубливания поверхностей расширенных швов железобетонной утепленной опалубки позволяет избежать процесса разопалубки и засорения полостей строительным мусором, но в связи с высокой стоимостью сборного железобетона должно обосновываться экономическими расчетами.

Статический расчет плотин с расширенными швами не отличается от расчета массивно-контрфорсных плотин.

§ 110. ПЛОТИНЫ С ЭКРАНОМ ИЛИ С ГИДРОИЗОЛЯЦИЕЙ НА НАПОРНОЙ ГРАНИ

Как уже отмечалось, требования норм об отсутствии растяжения в теле бетонной плотины и о необходимом запасе сжимающих напряжений $\sigma = 0,25 \gamma H$ (без учета противодействия воды) исходят из условия сведения к минимуму фильтрации через бетон и предотвращения образования горизонтальных трещин, в которых может установиться полное давление воды верхнего бьефа. Соблюдение этих требований накладывает ограничения на размеры профиля бетонных плотин. Следовательно, если бы удалось защитить бетон плотины от непосредственного воздействия воды и исключить возможность ее фильтрации через бетон,

то можно было бы снять требование о необходимости иметь запас сжатия на напорной грани плотины и допустить на ней растягивающие напряжения. В этом случае можно было бы принять уклон низовой грани плотины более крутым и получить экономию в объеме бетона. На этом принципе основаны конструкции плотин с противофильтрационными экранами или гидроизоляцией на напорной грани. Подробнее о гидроизоляционных покрытиях на поверхности бетона напорной грани см. гл. 18.

Противофильтрационный экран выполняют из металла, бетона или железобетона, а также из полимерных материалов. Его располагают на некотором расстоянии от напорной грани плотины и заделывают в основание. Соединение экрана с плотиной осуществляют связями, обеспечивающими передачу усилий с экрана на бетон плотины. За экраном следует предусматривать дренажные устройства на случай протечек воды или нарушения его целостности.

Плотины с экранами или с гидроизоляцией в качестве противофильтрационного устройства не получили распространения на практике из-за большого расхода нержавеющей стали или полимерных материалов, значительной трудоемкости, высоких требований, предъявляемых к качеству работ, сложных условий ремонтных работ в случае нарушения целостности противофильтрационного экрана или покрытия.

§ 111. ПРЕДВАРИТЕЛЬНО-НАПРЯЖЕННЫЕ И ЗААНКЕРЕННЫЕ В ОСНОВАНИЕ ПЛОТИНЫ

Предварительное напряжение в плотиностроении применялось за рубежом первоначально для усиления и наращивания существующих плотин (30-е гг.), а позднее (50-е гг.) использовалось и при возведении новых плотин.

В настоящее время наибольшее применение на практике получили два способа создания предварительного напряжения: 1) использование в качестве натяжных элементов заанкеренных в скальное основание тросов, арматурных лучков или стержневой арматуры, с помощью которых создается сила обжатия в бетоне и дополнительная нормальная сила по контакту с основанием, повышающая устойчивость плотины на сдвиг; 2) использование для создания сжимающих напряжений в бетоне плоских гидравлических домкратов, расположенных в определенных частях плотины, в так называемых «активных» швах (см. гл. 21). Кроме этих двух наиболее распространенных способов создания предварительного напряжения существуют и другие, которые, однако, не получили распространения на практике.

Одним из первых примеров применения предварительного напряжения с целью повышения надежности плотины при одновременном наращивании ее является усиление плотины Шерфа (Алжир) в 1934 г. Для усиления и увеличения высоты этой плотины, выполненной из каменной кладки с бетонным массивом в основании, через ее тело с шагом 4 м были пробурены скважины с заглублением в основание на 16—18 м. В скважинах были размещены тросы с анкерующими приспособлениями (конические оголовки), зацементированными в нижней части скважин (в основании плотины). Выше зоны анкерки и в пределах тела плотины тросы были изолированы от стенок скважин и защищены от коррозии тканевой обложкой, пропитанной битумом. Натяжение тросов проводилось установленными на гребне плотины гидравлическими домкратами, после чего усилие натяжения передавалось на бетон через чугунные подушки, расположенные под железобетонными натяжными головками.

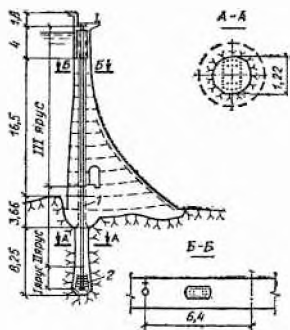


Рис. 22.3. Плотина Олт-на-Лейридж (в основании гранит)

1 — напряженная анкерная арматура; 2 — анкерная плита

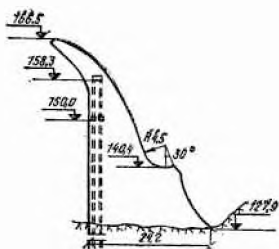


Рис. 22.4. Водослив плотины Катагунья

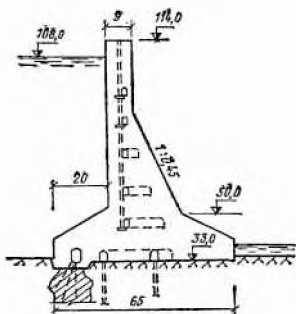


Рис. 22.5. Предварительно-напряженная плотина без анкеровки в основании

При новом строительстве предварительно напряжение было применено на плотинах Олт-на-Лейридж (Шотландия, 1955 г.), Эрнестина (Бразилия, 1956 г.), Катагунья (Тасмания).

Высота плотины Олт-на-Лейридж 22,2 м. Каждая секция плотины длиной 12,8 м заанкерена в скальное основание двумя анкерными тросами, создающими усилие обжатия примерно 180 тс на 1 м длины по гребню (рис. 22.3).

Плотина Эрнестина имеет высоту 20 м, длину 400 м и представляет собой тонкую плиту-консоль, заанкеренную в прочное скальное основание системой тросов. Особенность этой плотины — наличие продольного обжатия тросами для обеспечения пространственной работы.

Плотина Катагунья отличается от двух рассмотренных плотин большей высотой — 46 м (рис. 22.4). Система стальных анкеров заделана в достаточно прочное скальное основание (долериты).

В Советском Союзе предварительно напряжение при строительстве плотин до настоящего времени не применялось, за исключением усиления анкерными тросами бетонной гравитационной плотины Фархадской ГЭС высотой 24,6 м и одной опытной береговой секции высотой 34 м плотины Братской ГЭС. По профилю эта секция не отличается от расположенных рядом секций без предварительно обжатия. В то же время в нашей стране разработан ряд предложений по созданию предварительно напряжения и конструкциям напряженных плотин. Пионером применения предварительно напряжения был проф. А. З. Басевич, который разработал так называемый гравитационный метод обжатия, исключающий необходимость применения домкратов [16].

В связи с тем что анкерование плотин в основание и связанный с ним процесс надежной анкеровки тяжелей или тросов сопряжены с серьезными трудностями, в настоящее время предложена принципиально новая конструкция предварительно-напряженной плотины без анкеровки в основании (рис. 22.5). Устойчивость на сдвиг и требуемое напряженное состояние в контактной зоне обеспечиваются путем развития подошвы плотины и использования помимо собственного веса пригрузки воды над сильно выдвинутой в верхний бьеф фундаментной плитой плотины. Отсутствие растягивающих напряжений в сильно облегченном профиле плотины обеспечивается постановкой предварительно напряженной арматуры (пучки) вблизи напорной грани. Арматуру анкеруют в массив фундаментной плиты. Напряженную арматуру предлагается размещать в специальных крупногабаритных каналах для возможности ее осмотра и замены. По мнению авторов этой конструкции, она применима

для любых оснований, пригодных для строительства гравитационных плотин.

В качестве варианта напряженной бетонной плотины предложена реверсивная плотина с предварительно-напрягаемой арматурой в растянутых контрфорсах, передающих усилия от напорной стены к фундаментной плите.

Статистические данные показывают, что предварительное напряжение применялось до настоящего времени для усиления, наращивания или возведения плотин, высота которых не превышала 40—60 м, а большей частью была равна 20—30 м. При переходе к высотам более 50—60 м увеличиваются технические трудности, связанные с необходимостью создания больших (до 800—1000 тс на 1 м длины плотины) усилий предварительного обжатия, требуемых для обеспечения сжимающих напряжений в облегченном профиле, а также устойчивости на сдвиг заанкеренной плотины, имеющей меньший вес по сравнению с обычной гравитационной плотиной. Даже при условии применения крупных пучков из высокопрочной проволоки с нормативным сопротивлением 1500 МПа (15 000 кгс/см²) равномерное размещение необходимого количества напрягаемой арматуры является сложной задачей, особенно при наличии в теле плотин водопропускных отверстий, водоприемников, турбинных трубопроводов. Определенные трудности представляют защита тяжелей от коррозии, поэтапный ввод сооружения в эксплуатацию и концентрации напряжений, вызываемые напрягаемыми элементами.

Сокращение объема бетона — основного ценообразующего фактора в бетонных плотинах — часто не компенсирует удорожания сооружения вследствие усложнения его конструкции и увеличения трудоемкости возведения. Именно поэтому предварительное напряжение не получило широкого распространения при строительстве плотин.

§ 112. ЯЧЕЙСТЫЕ И СБОРНЫЕ ПЛОТИНЫ

Ячейчатая плотина представляет собой систему продольных и поперечных бетонных стен, которые, пересекаясь, образуют вертикальные полости, заполненные грунтом. Бетон в ячейчатой плотине играет роль скелета, придающего ей необходимую жесткость, а грунт, заполняющий пустоты, представляет собой балласт, необходимый для обеспечения устойчивости на сдвиг, так как по характеру работы плотина остается гравитационной. Ячейчатую конструкцию можно выполнять из монолитного бетона или сборных блоков. Она может быть и сборно-монолитной.

Примером монолитной ячейчатой конструкции могут служить плотины системы Сенкова (рис. 22.6, а), получившие распространение в 30-е годы. В этих плотинах ячейчатая конструкция образована пересекающимися стенами и перекрытием, создающим водосливную грань. Ячейки между стенами заполняют грунтом. В предвоенные годы было построено несколько плотин системы Сенкова, рассчитанных на небольшие (3—10 м) напоры.

В 50-е гг. Гипросельэлектро была разработана конструкция сборно-монолитной ячейчатой плотины (рис. 22.6, б). Для создания ячейчатой конструкции использовали блоки из спаренных железобетонных плит (рис. 22.6, в), образующие стены, омоноличиваемые бетоном, с постановкой в местах пересечений стен арматуры. Были построены четыре сельские гидроэлектростанции с плотинами такой конструкции: Перевозская на р. Вое в Кировской обл., Красноярская на р. Медведице в Волгоградской обл., Лыковская на р. Зуше в Орловской обл. и Шильская на р. Великой в Псковской обл. на напоры 5—7 м [11, 25]. Плоские железобетонные плиты изготовляли на полигонах. Впоследствии были разработаны проекты ячейчатых плотин для более высоких напоров.

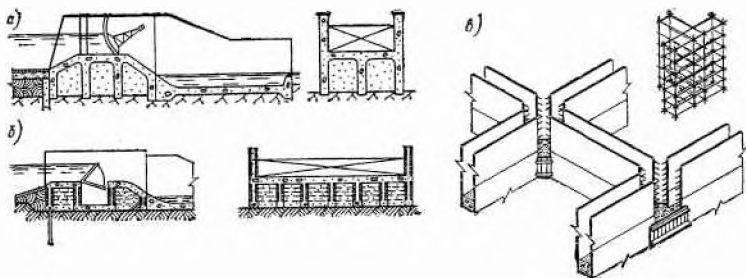


Рис. 22.6. Ячеистые плотины

а — системы Сенкова; б — сборно-монолитная; в — фрагмент сборно-монолитной ячеистой конструкции

В конце 50-х — начале 60-х гг. предлагались различные конструкции плотин из сборных бетонных или железобетонных элементов. Проверка эффективности сборных конструкций была проведена на строительстве плотины Заинской ГРЭС, где были применены сборные элементы различных типов. Предлагались сборно-монолитные конструкции для средних и высоких напоров [11], однако осуществления они не получили.

§ 113. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ И ПЕРСПЕКТИВЫ ПРИМЕНЕНИЯ РАЗЛИЧНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ОБЛЕГЧЕННЫХ ГРАВИТАЦИОННЫХ ПЛОТИН

Решающий критерий для выбора типа плотин — его экономические показатели. Плотина в современных гидроузлах обычно является наиболее дорогим сооружением, поэтому экономическое сопоставление вариантов гидроузла проводят с учетом компоновочного решения плотины в его составе и конструктивного решения плотины в обязательной увязке со схемой производства работ. Обязателен также учет возможности введения плотины в строй неполным профилем при частично наполненном водохранилище и учет ее эксплуатационных качеств. Правильная экономическая оценка вариантов может быть дана только на основе всестороннего учета упомянутых факторов в их объемном, временном и стоимостном выражении.

При облегчении профиля гравитационных плотин путем применения различных конструктивных решений выигрыш в объеме бетона получается различным. Так, для плотин с расширенными швами по сравнению с плотинами массивного типа экономия бетона составляет 8—15%, для предварительно-напряженных плотин — 10—20%, а в отдельных плотинах достигает 50% (плотина Олт-на-Лейридж), причем чем выше плотина, тем меньше удастся сократить ее объем. Экономия в стоимости обычно получается значительно меньшей, а иногда облегчение профиля может привести к увеличению стоимости плотины, поскольку, как уже было сказано, любой способ облегчения профиля плотины приводит к некоторому усложнению конструкции, усложнению производства работ, к повышению затрат труда и времени на единицу объема по сравнению с массивными плотинами.

В связи с этим целью экономического сравнения вариантов является выбор такого, который обеспечивал бы минимум затрат при учете эксплуатационных качеств сооружения.

Относительно перспектив применения различных типов облегченных плотин на основании имеющегося опыта проектирования и строительства можно констатировать следующее.

Плотины с расширенными швами могут найти применение в любых климатических, топографических и геологических условиях, допускающих сооружение бетонных плотин. Однако этот тип плотин — промежуточный между массивной и массивно-контрфорсной плотиной — следует выбирать лишь после сравнения с ними, поскольку он содержит в себе одновременно достоинства и недостатки этих двух типов.

Будущность плотин с экранами или гидроизоляцией напорной грани во многом зависит от изменения стоимости материалов (металл, полимеры) и от создания простой, дешевой и независимой от погодных условий технологии нанесения гидроизоляционных покрытий на больших площадях, измеряемых десятками тысяч квадратных метров.

Плотины с применением предварительного напряжения и анкеровки в основание получили распространение для высоты, не превышающей 50—60 м. Как уже отмечалось, различные осложнения при возведении предварительно-напряженных плотин растут с их высотой и при высоте более 50—60 м становятся труднопреодолимыми, хотя и не означают полной невозможности их возведения. Некоторое ориентировочное представление об экономической эффективности предварительно-напряженных плотин в зависимости от их высоты может дать график на рис. 22.7, составленный на основе зарубежного опыта. Из этого графика видно, что экономия, получаемая в результате применения предварительного напряжения, тем больше, чем меньше высота плотины, т. е. чем больше частное P/H^2 . Можно еще добавить, что предварительно-напряженные плотины могут найти применение на реках с относительно малыми расходами, при пропуске строительных расходов в обход плотины, а также в том случае, когда условия позволяют ставить плотину под напор полным профилем.

Облегченные конструкции плотин из сборного бетона или железобетона, по-видимому, могут найти применение при сооружении однопольных плотин с низкими напорами в составе каскада гидроузлов при наличии единой базы строительной индустрии и повторно применяемого кранового оборудования.

ГЛАВА 23

ТЕРМИЧЕСКИЙ РЕЖИМ И ТЕРМОНАПРЯЖЕННОЕ СОСТОЯНИЕ БЕТОННЫХ ПЛОТИН*

§ 114. ТЕМПЕРАТУРНЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ И МЕРОПРИЯТИЯ ПО БОРЬБЕ С ТЕМПЕРАТУРНЫМ ТРЕЩИНООБРАЗОВАНИЕМ

При проектировании и строительстве бетонных плотин необходим всесторонний учет температурных воздействий. Эти воздействия вызывают появление в бетонных конструкциях температурных напряжений, которые могут в свою очередь вызывать появление трещин.

Трещины, нарушающие монолитность сооружения, уменьшают его надежность и долговечность. Трещины на напорной грани бетонных плотин в случае их значительного раскрытия (0,5 мм и более) приводят к увеличению фильтрации через бетон и его выщелачиванию. Вер-

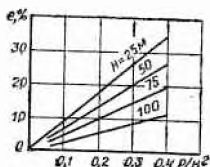


Рис. 22.7. Ориентировочный график экономической эффективности предварительно-напряженных плотин

P — усилие предварительного напряжения, 10 кН/м (тс/м); H — высота плотины, м; e — экономия по сравнению с гравитационной плотиной, %

* Написано Е. Н. Терентьевым.

тикальные или близкие к вертикальным глубокие (особенно сквозные) трещины вдоль оси гравитационных или контрфорсных плотин вызывают неблагоприятное перераспределение напряжений, приводящее нередко к возникновению растягивающих напряжений на верховой грани, а также к сильному возрастанию скальвающих и сжимающих напряжений. В арочных плотинах трещины уменьшают рабочее сечение, ухудшая их напряженное состояние. В железобетонных конструкциях и сильноармированных конструктивных элементах массивных бетонных сооружений (водоприемниках, бычках и т. д.), находящихся под напором, трещины ведут к коррозии арматуры и снижению долговечности сооружения.

Поверхностные трещины, появляющиеся в основном в результате резких изменений температуры наружного воздуха, а также воздействия солнечных лучей и ветров, менее опасны, чем глубокие или сквозные.

Далее рассмотрены основные температурные воздействия, существенно влияющие на термонапряженное состояние бетонных плотин.

Колебания температуры окружающей среды (воздуха, воды) можно разделить на три категории: 1) сезонные колебания температуры с периодом в один год; 2) колебания температуры, связанные с прохождением циклонов и антициклонов (непериодические колебания, условно рассматриваемые как периодические с периодом 1 месяц); 3) суточные колебания температуры.

Колебания среднемесячных температур в течение года происходят относительно среднегодовой температуры, являющейся сравнительно постоянной величиной для района строительства. Ход изменения среднемесячных температур довольно хорошо описывается косинусоидой

$$t_{\text{ср.мес}}(\tau) = t_{\text{ср.год}} + t_0 \cos(2\pi\tau/\theta_T), \quad (23.1)$$

где τ — время; $t_{\text{ср.год}}$ — среднегодовая температура воздуха; t_0 — амплитуда годовых колебаний температуры; θ_T — период годовых колебаний температуры.

Глубина проникания температурных колебаний в бетонные массивные сооружения (например, в тело гравитационной плотины) для годовой гармоники равна примерно 10—12 м, для месячной — 3 м, для суточной — 0,5 м. В массивных плотинах высотой 100 м и более (Братская, Красноярская, Усть-Илимская) эти колебания сказываются лишь на наружных гранях, не затрагивая ядра плотины, температура которого остается практически постоянной.

Влияние месячных и суточных колебаний температуры воздуха на термонапряженное состояние возводимого сооружения значительно меньше влияния ее годовых колебаний и экзотермического разогрева. Это объясняется защищенностью блоков бетонирования от воздействия этих температурных колебаний опалубкой, необходимые теплоизоляционные показатели которой устанавливаются расчетом.

Для подводных частей сооружений практическое значение имеют сезонные колебания температуры воды. В водохранилище температура воды существенно меняется в поверхностных слоях, а на глубине 20—30 м ее колебания составляют всего 1—2°С. Для оценочных расчетов температура воды в водохранилище может быть принята равной плюс 4°С. Эта температура и среднегодовая температура наружного воздуха определяют среднюю установившуюся температуру в массивной бетонной плотине. При ориентировочных расчетах установившейся эксплуатационной температуры используют зависимость

$$t_{\text{уст}} = (t_{\text{ср.год}} + 4)/2. \quad (23.2)$$

При более точных расчетах строят изотермы в теле массивного сооружения с учетом сезонных колебаний температуры воды в водохранилище и нижнем бьефе, температуры основания и наружного воздуха.

Как правило, более точные подсчеты дают значения $t_{уст}$ для основного бетонного массива, близкие к получаемым по зависимости (23.2).

Экзотермический разогрев. Этот вид температурных воздействий проявляется в строительный период. При гидратации цемента, входящего в состав твердеющего бетона, выделяется большое количество тепла. Так, 1 кг цемента выделяет 380—550 кДж/кг (90—130 ккал/кг) тепла. На рис. 23.1 показан характер тепловыделения для некоторых типов цемента. При твердении в адиабатических условиях (т. е. без отдачи тепла во внешнюю среду) подъем температуры бетона $t_{э,а}$ достигает нескольких десятков градусов. Значение $t_{э,а}$ может быть подсчитано по зависимости

$$t_{э,а} = qЦ / (сγ_б), \quad (23.3)$$

где $Ц$ — количество цемента в единице объема; $с$ — удельная теплоемкость бетона; $γ_б$ — объемный вес бетона.

В реальных условиях температурный экзотермический разогрев зависит прежде всего от высоты блоков бетонирования $h_{бл}$ и времени их перекрытия. Последнее определяется интенсивностью роста сооружения по высоте v_p .

Для оценочных подсчетов экзотермического разогрева $t_э$ можно использовать зависимость

$$t_э = t_{э,а} k_э η, \quad (23.4)$$

где $k_э$ — коэффициент, принимаемый по графику на рис. 23.2; $η$ — поправочный коэффициент, учитывающий зависимость развития экзотермии от расхода цемента; $η=1$ при $Ц=300$ кг/м³, $η=1,3$ при $Ц=150$ кг/м³; при других значениях $Ц$ значение $η$ находят интерполяцией.

Экзотермический разогрев оказывает очень большое влияние на термонапряженное состояние массивных бетонных сооружений. Интенсивное тепловыделение в период первых 5—10 сут после укладки бетона (см. рис. 23.1) ведет к значительному подъему температуры в блоках бетонирования, а последующее остывание конструкции до температурного состояния эксплуатационного периода ведет к появлению, как правило, значительных растягивающих напряжений. Поэтому одна из основных мер по борьбе с температурным трещинообразованием в массивных бетонных сооружениях, и в первую очередь в бетонных плотинах, — применение низкотермичных цементов и уменьшение содержания цемента в бетоне. Эта общеизвестная тенденция в плотиностроении достаточно обоснована специальными исследованиями и натурными наблюдениями.

Начальный температурный перепад (разность температуры бетонной смеси и окружающей среды в момент бетонирования). Влияние этого фактора можно установить только расчетом, но, как правило, чем ниже температура бетонной смеси в момент укладки в блок бетонирования, тем меньше растягивающие напряжения, возникающие в конструкции (для оценочных подсчетов температурных напряжений разность $t_б - t_{возд}$ должна быть скорректирована с помощью коэффициента $k_п$; см. рис. 23.2).

Температурный перепад между начальной температурой отдельных частей сооружения и их установившейся эксплуатационной температу-

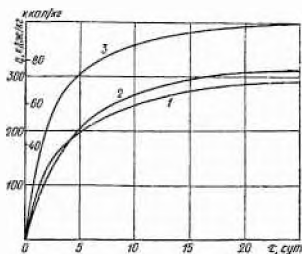


Рис. 23.1. Кривые тепловыделения при гидратации

1 — шлакопортландцемента марки 300 с расходом 240 кг/м³; изотермические условия, $t_{б,нач} = 20^\circ \text{C}$; 2 — то же, адиабатические условия, $t_{б,нач} = 10^\circ \text{C}$; 3 — шлакопортландцемента марки 500 с расходом 240 кг/м³; адиабатические условия, $t_{б,нач} = 10^\circ \text{C}$

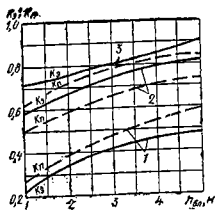


Рис. 23.2. Коэффициенты температуры в массиве, учитывающие высоту блоков $h_{бл}$ и интенсивность роста сооружения v_p (значения коэффициента $k_{в}$ получены при экзотермическом подъеме температур $t_{э,а}=1$, а $k_{п}$ — при перепаде между начальной температурой бетона и температурой воздуха $t_0-t_{возд}=1$)

1, 2, 3 — для скорости v_p соответственно равной 1, 3; 5 и 10 м/мес

рой. Влияние этого фактора тем больше, чем меньше свобода температурных деформаций конструкции или ее элементов. Так, нижняя часть бетонной плотины, возводимой на скальном основании, находится в «защемленном» состоянии. Если в «защемленной зоне» бетон укладывают с температурой, более высокой, чем устанавливающаяся в этой части сооружения в эксплуатационный период, то при его остывании к растягивающим напряжениям от экзотермии добавятся растягивающие напряжения от температурного перепада между начальной и установившейся температурами. В связи с этим чем ниже температура укладываемой в блок бетонной смеси, тем меньше растягивающие напряжения и тем меньше опасность трещинообразования в плотине. Вот почему при строительстве высоких бетонных плотин очень часто применяют охлаждение составляющих бетонной смеси.

По характеру термонапряженного состояния в массивных бетонных сооружениях различают две основные зоны. В зоне, примыкающей к основанию (*контактная зона*), температурные напряжения в строительный период возникают из-за общего остывания бетонного массива, защемленного в той или иной степени скальным основанием, и из-за неравномерности температур по сечению массива. Влияние защемления уменьшается по мере удаления от основания и может совсем не учитываться на высоте 0,5*l* и более, где *l* — максимальный размер конструктивного элемента (например, блока бетонирования) в плане. В зоне, удаленной от основания (*свободная зона*), основные температурные напряжения возникают вследствие неравномерности температуры по сечению массива. Кроме того, длительные перерывы в бетонировании приводят здесь также к появлению защемления — роль скального основания играет старый бетон (в возрасте 2 мес и более).

Борьбу с трещинообразованием в массивных бетонных гидротехнических сооружениях осуществляют путем конструктивных и технологических мероприятий.

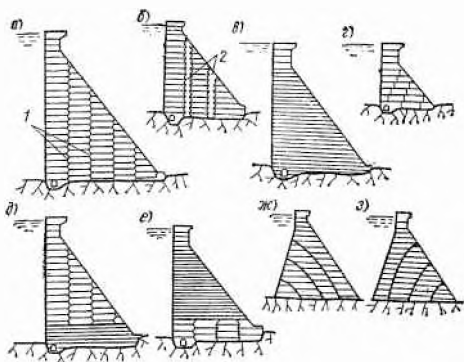
Конструктивные мероприятия — это прежде всего наиболее рациональная для запроектированного сооружения система разрезки швами. Кроме того, возможно применение и таких конструктивных мероприятий, как армирование в местах вероятного появления трещин от изменений температуры наружного воздуха, позволяющее избежать образования крупных трещин, и теплоизоляция поверхности бетонных конструкций.

По характеру работы швы можно подразделить на *конструктивные (постоянные)* и *строительные (временные)*. Этими швами ограничиваются блоки бетонирования. Так, блоки бетонирования массивной плотины ограничиваются в плане постоянными поперечными (секционными) и продольными временными (идущими вдоль оси плотины) швами, а по высоте — горизонтальными строительными швами, возникающими вследствие технологических перерывов в бетонировании. Вертикальные (или слабо наклоненные) швы разгружают бетонный массив от температурных напряжений строительного периода и резко сокращают опасность сквозного трещинообразования.

На рис. 23.3 показаны обычно применяемые системы разрезки бетонных плотин на блоки бетонирования.

Рис. 23.3. Системы разрезки массивных бетонных плотин

а — столбчатая; *б* — столбчатая с широкими продольными швами; *в* — секционная (разрезка на «длинные блоки»); *г* — вперевязку («днепровская»); *д*, *е* — смешанная; *ж*, *з* — с наклонными продольными швами; *1* — продольные цементные швы; *2* — широкие продольные швы



Столбчатая система разрезки — каждая секция плотины разрезана продольными (идущими вдоль оси плотины) временными швами на отдельные столбы (рис. 23.3, *а*). С использованием такой системы разрезки построены все самые высокие гравитационные плотины за рубежом (Боулдер, Гренд Кули, Гранд Диксанс, Шаста и др.) и большинство сибирских плотин (Братская, Красноярская, Усть-Илимская). Столбчатая система разрезки позволяет в максимальной степени разгрузить бетонный массив от температурных напряжений строительного периода.

Продольным швам придают пилообразную форму и цементируют их при температурах, близких к эксплуатационным, во избежание появления опасных для сооружения деформаций от гидростатического давления. Так как бетонный массив охлаждается естественным путем до эксплуатационных температур, как правило, очень долго (несколько лет и даже несколько десятков лет), бетонный массив подвергают искусственному (трубному) охлаждению.

В качестве модификации вышеописанной системы разрезки можно отметить столбчатую с широкими продольными швами (шириной 1—1,2 м) (рис. 23.3, *б*). Эти швы перед наполнением водохранилища бетонируют. Такая система разрезки была применена в нашей стране для плотин облегченного типа Мамаканской и Зейской ГЭС. Наличие широких продольных временных и постоянных расширенных швов привело к быстрому естественному рассеянию экзотермического тепла (как правило, за одну зиму). При этом трубное охлаждение не потребовалось.

Секционная система разрезки (называемая иногда разрезкой на «длинные блоки») — блоки бетонирования имеют в плане те же размеры, что и секции, ограниченные постоянными поперечными температурными швами и верхней и нижней гранями плотины (рис. 23.3, *в*). Такая система разрезки ведет к существенному увеличению зоны защемления скальным основанием; свобода температурных деформаций блоков всего массива в целом существенно меньше, чем при столбчатой системе разрезки. Это обуславливает более жесткие требования к температурному режиму, а также большие затраты на теплозащиту бетона и охлаждение бетонной смеси. С другой стороны, при такой системе разрезки исключается цементация временных швов. Секционная система разрезки вполне допустима в районах с умеренным климатом при среднегодовой температуре 7—12°С, если будет обеспечен необходимый температурный режим. Высота блоков бетонирования, как правило, не должна превышать 1,5 м.

Система разрезки вперевязку (рис. 23.3, *г*) — продольные швы вышележащего яруса не совпадают со швами нижележащего яруса. К сту-

пенчатым швам, образующимся при этой системе разрезки, предъявляется требование обеспечения возможности горизонтальных температурных деформаций блоков без их разрывов. С этой целью размер горизонтальных участков ступенчатого шва ограничивают 0,3—0,5 $h_{бл.}$. При большой высоте плотины (более 50 м) и медленном ее остывании подвижки блоков затруднены значительными силами трения по горизонтальным участкам ступенчатых швов и в плотине возникают многочисленные сквозные вертикальные трещины. В связи с этим такая система разрезки рекомендуется обычно для плотин сравнительно небольшой высоты.

Смешанная система разрезки (рис. 23.3, д, е) образуется в тех исключительных случаях, когда в ходе строительства бетонной плотины меняются какие-либо первоначальные проектные положения (например, в нижней части профиля используют столбчатую разрезку из-за неготовности системы температурного регулирования; в нижней части плотины укладывают длинные блоки для осуществления производственного эксперимента и т. д.).

Система разрезки с наклонными продольными швами, ориентированными по траекториям главных напряжений (рис. 23.3, ж, з), очень часто используется для контрфорсных плотин.

К технологическим мероприятиям по борьбе с трещинообразованием относят осуществляемые в строительный период мероприятия, которые позволяют выдержать требующийся для сооружаемой конструкции термический режим. В контактной зоне при наличии жесткого скального основания разность между максимальной температурой бетона во время его разогрева и наиминимальшей температурой, вычисляемой, например, по зависимости (23.2), должна быть ограничена примерно 16—18°С при секционной системе разрезки и 18—20°С при столбчатой системе разрезки. В верхней (свободной) зоне следует ограничивать разность температур наружных и внутренних частей конструкции, а также соседних по высоте блоков сооружения. Для массивных элементов, к которым следует относить элементы толщиной более 5 м, при расстоянии между швами более двух толщин этих элементов и регулярной укладке блоков температурный перепад между центром и поверхностью ограничивается обычно 20—25°С. При длительных перерывах в укладке блоков термический режим вновь укладываемых блоков должен выдерживаться как для контактной зоны.

Практика строительства бетонных плотин выработала ряд технологических мероприятий, позволяющих надежно регулировать термический режим возводимого сооружения с обеспечением проектных требований к нему. В первую очередь это снижение начальной температуры бетонной смеси (охлаждение составляющих бетона); уменьшение расхода цемента и применение низко- и среднетермичных цементов; трубное охлаждение бетона в период экзотермического разогрева. Далее это полив горизонтальных и вертикальных поверхностей блоков водой; соблюдение оптимальных интервалов в бетонировании смежных по высоте блоков; бетонирование в периоды с минимальными положительными температурами (например, отказ от укладки бетона в жаркое время дня); устройство теплоизоляции; применение теплой опалубки; использование для бетонирования щатров с искусственным климатом. Конкретные мероприятия по регулированию термического режима выбирают при проектировании на основании расчетов, специальных исследований и технико-экономических сопоставлений вариантов.

§ 115. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ ПО ТЕМПЕРАТУРНЫМ РАСЧЕТАМ

Температурные изменения в бетонных плотинах рассчитывают путем аналитического или числового решения уравнения теплопроводности:

$$\frac{\partial t}{\partial \tau} = a \nabla^2 t + \frac{1}{c \gamma_b} \frac{\partial q}{\partial \tau}, \quad (23.5)$$

где t — температура; $a = \lambda / (\gamma_6 c)$ — температуропроводность бетона (здесь λ — теплопроводность бетона; c — удельная теплоемкость бетона; γ_6 — объемный вес бетона); ∇^2 — оператор Лапласа; q — количество тепла, выделяющегося к данному моменту времени в единице объема бетона.

Для гидротехнического бетона $\lambda = 1,98 \dots 2,33$ Вт/(м·°С) [1,7—2 ккал/(ч·м·°С)]; $c = 0,92 \dots 1,05$ кДж/(кг·°С) [0,22—0,24 ккал/(кг·°С)]; $\gamma_6 = 2350 \dots 2500$ кгс/м³; $a = (0,7 \dots 1,25) 10^{-6}$ м²/с (0,0025—0,0045 м²/ч).

На практике решение уравнения (23.5) очень часто выполняют численным интегрированием, используя для получения значений q кривые зависимости $q = f(\tau)$, установленные опытным путем (см. рис. 23.1), или различного рода эмпирические и полуэмпирические зависимости. Вводят также допущение о независимости q , a и c от температуры.

Для решения уравнения теплопроводности должны быть заданы и удовлетворены граничные условия. При этом должно быть известно или принято с каким-либо допущением распределение температуры по всему объему рассматриваемой конструкции и на ее границах в начальный момент. Например, для расчетов блоков бетонирования массивных гидротехнических сооружений начальное распределение температуры обычно принимают равномерным и равным температуре укладываемой в блок бетонной смеси.

Наиболее часто встречаемые в практике расчетов и исследований граничные условия (III рода) записывают в виде следующего закона теплообмена со средой:

$$\frac{\partial t}{\partial n} = \frac{\alpha_n}{\lambda} (t_n - t_{cp}), \quad (23.6)$$

где α_n — коэффициент теплопередачи с поверхности; t_n — температура поверхности; t_{cp} — температура среды.

Эти граничные условия принимают для поверхностей, соприкасающихся с воздухом.

Значение α_n зависит от вида поверхности и состояния среды и обычно находится в пределах 2,3—23 Вт/(м²·°С) [2—20 ккал/(ч·м²·°С)].

Наличие на поверхности теплоизоляции учитывают в температурных расчетах с помощью приведенного коэффициента теплопередачи с поверхности $\alpha_{пр}$, который приближенно может быть получен по зависимости

$$\alpha_{пр} = 1 / (1 / \alpha_n + R), \quad (23.7)$$

где $R = \sum (\delta_i / \lambda_i)$ — термическое сопротивление теплоизоляции, равное сумме термических сопротивлений отдельных слоев теплоизоляции (здесь δ_i — толщина i -го слоя; λ_i — теплопроводность i -го слоя).

Большой круг температурных задач поддается решению *методом конечных разностей*. Этот метод позволяет учитывать разнообразные граничные и начальные условия. Рассмотрим его применение на примере линейной температурной задачи. В этом случае уравнение теплопроводности (23.5) примет вид

$$\frac{t_{\tau+\Delta\tau, x} - t_{\tau, x}}{\Delta\tau} = \frac{a}{(\Delta x)^2} (t_{\tau, x+\Delta x} - 2t_{\tau, x} + t_{\tau, x-\Delta x}) + \frac{\Delta t_3}{\Delta\tau}. \quad (23.8)$$

где

$$\frac{\Delta t_3}{\Delta\tau} = \frac{1}{c\gamma_6} \frac{\Delta q}{\Delta\tau}.$$

Как видно из выражения (23.8), температуру в последующий момент времени в точке с координатой x можно найти, зная температуру в предыдущий момент в точках с координатами $x - \Delta x$ и $x + \Delta x$ ($t_{\tau, x-\Delta x}$ и $t_{\tau, x+\Delta x}$).

Для расчетов задаются интервалами приращения времени $\Delta\tau$ и расстоянием между расчетными точками Δx таким образом, чтобы соблюдалось соотношение

$$2\Delta\tau a / (\Delta x)^2 = 1. \quad (23.9)$$

Подставив выражение (23.9) в уравнение (23.8) и произведя преобразования, получим формулу расчетов методом конечных разностей для линейных температурных задач:

$$t_{\tau+\Delta\tau,x} = (t_{\tau,x+\Delta x} + t_{\tau,x-\Delta x})/2 + \Delta t_s. \quad (23.10)$$

Граничные условия III рода в конечных разностях запишутся в виде

$$\frac{t_t - t_n}{\Delta x} = \frac{\alpha_n}{\lambda} (t_n - t_{cp}). \quad (23.11)$$

После преобразования получим расчетное выражение для температуры поверхности в зависимости от температуры среды и температуры t_1 бетона на расстоянии Δx от поверхности:

$$t_n = t_{cp} + \frac{(t_1 - t_{cp})\lambda/\alpha_n}{\lambda/\alpha_n + \Delta x}. \quad (23.12)$$

Пример решения температурной задачи методом конечных разностей. Бетонная стенка толщиной $b=10$ м (контрфорс массивно-контрфорсной плотины) остывает в воздухе с двух сторон. Требуется найти распределение температур по сечению этой стенки в течение 3—4 мес после ее возведения. Среднегодовая температура воздуха в районе строительства $t_{cp,год}=0^\circ\text{C}$. Расчетная амплитуда годовых колебаний температуры воздуха $t_0=15^\circ\text{C}$. Для расчета температуры наружного воздуха используем зависимость (23.1). Начало бетонирования — середина июля. Укладывается бетон марки 150 на шлакопортландцементе марки 300 с расходом цемента 180 кг/м^3 . Тепловыделение цемента, определенное в цементном растворе на 28-й день твердения, $q_{28}=65 \text{ ккал/кг}$. Начальная температура бетонной смеси равна средней температуре июля — $t_{0,нач}=15^\circ\text{C}$. Бетон укладывается блоками высотой $h_{бл}=1,5$ м. Интенсивность роста сооружения в высоту $v_p=5$ м/мес. Коэффициент теплопередачи с вертикальных бетонных поверхностей, выходящих в расширенные швы массивно-контрфорсной плотины, $\alpha_n=10 \text{ ккал/(ч}\cdot\text{м}^2\cdot^\circ\text{C)}$.

Так как длина и высота контрфорса намного больше его толщины, на некотором удалении от основания можно рассматривать температурный процесс как одномерный, т. е. считать, что температура переменна только по толщине стенки.

В данном примере при определении температурного поля бетонной стенки в строительный период учитывается экзотермия цемента и изменение температуры наружного воздуха. Максимальный подъем температуры бетонного массива в адиабатических условиях определим по формуле (23.3): $t_{2,a}=65\cdot 180/(0,23\cdot 2400)=21,2^\circ\text{C}$.

По графику на рис. 23.2 при $h_{бл}=1,5$ м и $v_p=5$ м/мес найдем значение $k_3=0,64$. По зависимости (23.4) определим максимальный экзотермический разогрев в стенке при $\eta=1,2$: $t_{s,max}=21,2\cdot 0,64\cdot 1,2\approx 16^\circ\text{C}$.

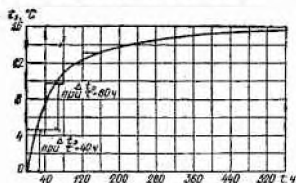


Рис. 23.4. Кривая экзотермического разогрева бетона марки 150 с расходом шлакопортландцемента 180 кг/м^3

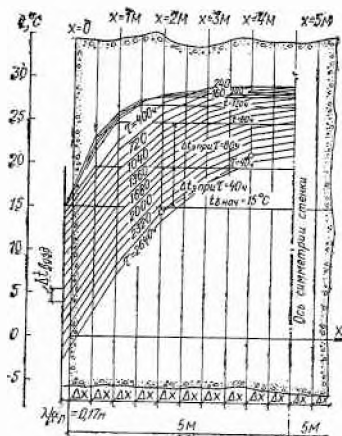


Рис. 23.5. Графический расчет температур в стенке толщиной 10 м с учетом экзотермии и сезонных колебаний температуры воздуха

Характер экзотермического разогрева отвечает характеру тепловыделения. С использованием кривой 2 графика на рис. 23.1 построена кривая экзотермического разогрева (рис. 23.4).

Для расчета температур методом конечных разностей графическим способом определим Δx и Δt . Для этого стенку разделим на целое число полос шириной $\Delta x=0,5$ м (рис. 23.5). При этом расчетные интервалы времени согласно зависимости (23.9) будут равны: $\Delta t = (\Delta x)^2 / (2a) = (0,5)^2 / (2 \cdot 0,003) \approx 40$ ч.

Когда разница между температурными кривыми за принятый интервал времени $\Delta t=40$ ч становится незначительной (в данном примере после $t=240$ ч) ширину полосы и соответственно интервал времени увеличивают: $\Delta x=1$ м; $\Delta t=160$ ч. Приращение температуры от экзотермического разогрева берут в соответствии с расчетными интервалами времени по кривой на рис. 23.4.

Для учета граничных условий на боковых поверхностях контрфорса при графическом способе решения задачи теплообмена массива со средой температуру воздуха откладывают на вертикали, отстоящей от поверхности стенки на расстоянии λ/a_n . В нашем примере это расстояние равно $1,7/10=0,17$ м.

Так как остывание стенки происходит симметрично относительно ее продольной оси, графический расчет выполнен для половины стенки.

Решение уравнения теплопроводности (23.5) позволяет определить термический режим любых бетонных сооружений в строительный и эксплуатационный период. Так, в [21] приведены решения задач о симметричном и несимметричном остывании стенок с различным начальным распределением температуры, при гармонических колебаниях температуры на поверхности и т. д. Все эти решения позволяют оценить или достаточно точно рассчитать термонапряженное состояние бетонных конструкций (стенок, плит, блоков бетонирования и т. п.).

§ 116. НЕКОТОРЫЕ СВЕДЕНИЯ ПО ОЦЕНКЕ ТЕРМОНАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ БЕТОННЫХ ПЛОТИН

Термонапряженное состояние различных элементов бетонного сооружения (блоков бетонирования массивных частей, плит, бычков и т. д.) зависит от их размеров, формы, расположения швов и других конструктивных особенностей, а также от деформативных свойств бетона и температурных воздействий на сооружение.

Возникновение температурных напряжений можно пояснить на примере бетонного бруса с модулем упругости E и коэффициентом линейного расширения α (рис. 23.6). Если брус лежит свободно, то при изменении температуры его на Δt в нем появляется свободная деформация $\Delta l/l = \epsilon = \alpha \Delta t$, а температурные напряжения не возникают. Если брус

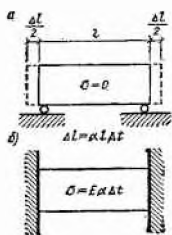


Рис. 23.6. Температурные напряжения в бруске при равномерном по сечению изменении температуры Δt

а — свободно лежащий брус;
б — жестко заделанный по концам брус

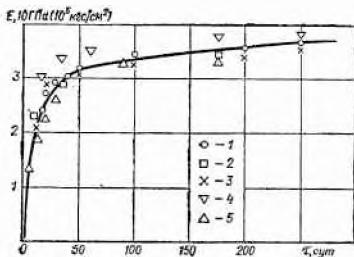


Рис. 23.7. Нарастание модуля упругости E по данным лабораторных испытаний бетона пяти плотин

1 — Каховской; 2 — Новосибирской; 3 — Братской;
4 — Усть-Илимской; 5 — Красноярской

жестко заделать, так что при изменении температуры его на Δt температурные деформации в нем не смогут проявиться, то в нем возникают температурные напряжения $\sigma = E\alpha\Delta t$.

Деформативные свойства бетона определяют его модулем упругости, мерой ползучести и предельной растяжимостью, изменяющимися с течением времени.

На рис. 23.7 приведена кривая изменения модуля упругости бетона, полученная на основании лабораторных испытаний. Как видно, нарастание модуля упругости идет интенсивно в начальный период после укладки бетона, а затем постепенно затухает. Одновременно с нарастанием модуля упругости идет интенсивный экзотермический разогрев (см. рис. 23.1). В этот период, вплоть до достижения в блоках экзотермического максимума, в бетоне «защемленного» блока возникают сжимающие напряжения, значения которых без учета ползучести можно приближенно определить по зависимости

$$\sigma_s = \sum_{\tau=0}^{\tau=\tau_{\max}} \frac{\alpha E_{\tau_i} (\Delta t_s)_{\tau_i - \tau_{i-1}}}{1 - \mu}, \quad (23.13)$$

где α — коэффициент линейного расширения бетона; E_{τ_i} — значение модуля упругости в момент времени τ_i ; $(\Delta t_s)_{\tau_i - \tau_{i-1}}$ — приращение экзотермического разогрева за интервал времени $\tau_i - \tau_{i-1}$; μ — коэффициент Пуассона.

Поскольку в период до достижения экзотермического максимума модуль упругости E_{τ_i} существенно меньше своего будущего стабильного значения $E_0 = \text{const}$, напряжения σ_s всегда меньше подсчитанных в предположении, что модуль упругости является постоянной величиной. Иначе говоря, если бы экзотермический разогрев происходил при стабильном модуле $E_0 = \text{const}$, последующее остывание бетона до начальной температуры, с которой он был уложен в блок, уменьшило бы экзотермические напряжения до нуля, так как сжатие при нагреве было бы равно растяжению при охлаждении. В действительности ввиду переменности во времени модуля упругости остывание бетона до начальной температуры приводит к появлению в нем растягивающих напряжений, и чем выше экзотермический разогрев, тем больше растягивающие напряжения, тем выше опасность появления трещин в массивных бетонных конструкциях.

При расчетах и исследованиях термонапряженного состояния массивных бетонных сооружений необходимо учитывать ползучесть бетона. *Ползучестью* называется свойство твердого тела увеличивать деформации с течением времени при сохранении первоначально приложенных напряжений.

Из рис. 23.8, а видно, что если в момент времени τ_1 к телу приложить напряжение σ , не меняющееся в дальнейшем, то в нем сразу же возникает мгновенная деформация $\epsilon_{\text{мгн}}$, а затем с течением времени τ к этой деформации добавляется деформация ползучести $\epsilon_{\text{полз}}$.

Мгновенные деформации являются функцией времени приложения нагрузки τ_1 и напряжения σ :

$$\epsilon_{\text{мгн}} = f(\sigma, \tau_1). \quad (23.14)$$

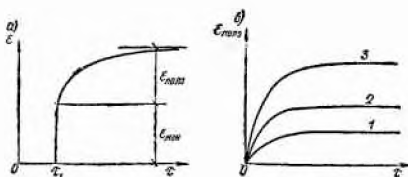
Деформации ползучести $\epsilon_{\text{полз}}$ зависят от возраста бетона τ_1 , напряжения σ и времени τ , при котором измеряются или наблюдаются деформации:

$$\epsilon_{\text{полз}} = f(\sigma, \tau, \tau_1). \quad (23.15)$$

На рис. 23.8, б приведен характер кривых деформаций ползучести при различных соотношениях $\sigma/R_{\text{пр}}$.

Рис. 23.8. Деформативность бетона

а — кривая роста деформаций бетона при постоянных напряжениях $\sigma = \text{const}$; б — кривые деформаций ползучести при различных уровнях напряжений; 1 — $\sigma = 0,2 R_{пр}$; 2 — $\sigma = 0,4 R_{пр}$; 3 — $\sigma = 0,6 R_{пр}$



Полную деформацию при одноосном постоянном напряженном состоянии в момент времени τ можно представить в виде

$$(\epsilon_x)_\tau = \sigma/E_\tau + \sigma C_{\tau-\tau_1, \tau}, \quad (23.16)$$

где $C_{\tau-\tau_1, \tau}$ — удельная относительная деформация, называемая *мерой ползучести*, см²/кгс.

Мера ползучести возрастает с увеличением длительности приложения нагрузки $\tau - \tau_1$. Чем старше бетон, тем меньше мера ползучести. Характерные зависимости для C представлены на рис. 23.9, а.

Возрастание модуля упругости и уменьшение меры ползучести бетона с возрастом называют его *старением*.

Если к бетонному брусу в какой-то начальный момент времени τ_1 приложить напряжение σ и возникшую деформацию ϵ поддерживать постоянной во времени, то часть упругих деформаций в нем будет переходить в деформации ползучести. Это в свою очередь вызовет уменьшение напряжений. Уменьшение напряжений в теле при постоянных деформациях вследствие явлений ползучести называют *релаксацией напряжений*.

Обозначим через σ^* напряжения в теле, обладающем ползучестью. К моменту времени $\tau > \tau_1$ получим

$$\sigma_\tau^* = \sigma R_{\tau, \tau_1}. \quad (23.17)$$

Величину R_{τ, τ_1} называют функцией затухания напряжений, или релаксационной функцией, или *коэффициентом релаксации*. Значение этой функции либо вычисляют по найденным опытным путем значениям E_τ и C_{τ, τ_1} , либо определяют экспериментально. На рис. 23.9, б приведены в качестве примера коэффициенты релаксации, полученные для бетона марки 100, В-2.

Спротивление бетона растягивающим температурным напряжениям определяется предельным значением относительного удлинения, которое может без разрыва выдержать бетон, т. е. так называемой *предельной растяжимостью* бетона $\epsilon_{пр}$. Величину $\epsilon_{пр}$ можно представить как сумму трех слагаемых:

$$\epsilon_{пр} = \epsilon_{упр} + \epsilon_{полз} + \epsilon_{пл}. \quad (23.18)$$

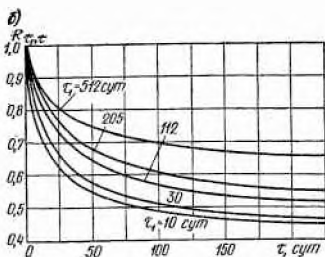
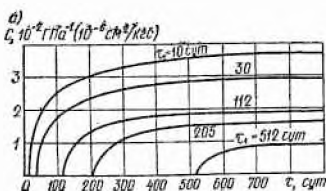


Рис. 23.9. Кривые ползучести (а) и релаксации (б) по испытаниям образцов бетона марки 100; В-2

Величина $\epsilon_{уп} = R_D/E_0$ представляет собой упругую часть предельной растяжимости бетона. Она зависит от состава бетона и его возраста, напряженного состояния, продолжительности действия данного напряжения и скорости его изменения. С увеличением возраста бетона эта величина возрастает. Увеличение длительности воздействия напряжений приводит к уменьшению этой величины. Это уменьшение компенсируется деформациями ползучести $\epsilon_{полз}$.

Величина $\epsilon_{пл}$ представляет собой, согласно исследованиям проф. П. И. Васильева, пластические деформации, связанные с микротрещинообразованием, которое возрастает с увеличением градиента напряжений.

В целом $\epsilon_{пр}$ при медленном изменении температурных напряжений увеличивается, а при быстром их изменении, наоборот, уменьшается. Последнее наблюдается при резких колебаниях температуры.

Значение предельной растяжимости рекомендуется определять экспериментальным путем. При отсутствии экспериментальных данных для бетона в возрасте 1 мес и более для ориентировочных расчетов допускается принимать $\epsilon_{пр} = (0,7...1) 10^{-4}$ (без учета ползучести бетона).

Бетонные конструкции считают трещиностойкими, если суммарные растягивающие напряжения σ_t от температурных воздействий и внешних нагрузок в бетоне с $\epsilon_{пр}$ и E_t (модуль упругости бетона в возрасте τ) не превышают $[\sigma_t]$, определяемой по зависимости

$$[\sigma_t] = \epsilon_{пр} E_t / k, \quad (23.19)$$

где k — коэффициент запаса, принимаемый равным 1,2.

Решения задач термоупругости, т. е. определение температурных деформаций и напряжений, обычно приводятся в перемещениях.

Сама задача состоит из двух частей — определение напряжений и определение деформаций в предположении упругой работы материала. Решение практических задач по расчету термонапряженного состояния наиболее характерных конструктивных элементов бетонных гидротехнических сооружений (плит, стенок, бетонных массивов, арок и т. д.) дано

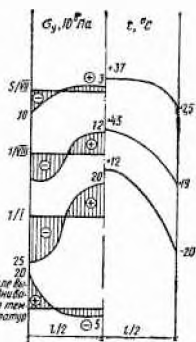


Рис. 23.10. Кривые температур и эпюры напряжений σ_y (минус — растяжение; плюс — сжатие) по толщине бетонной стены $l = 10$ м, забетонированной 1/1/7. Поверхность покрыта опалубкой с $\alpha_{пл} = 4,5$ Вт/(м² × °С); температура шольа плюс 17°С, температура января минус 24°С

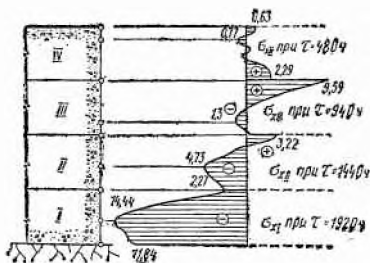


Рис. 23.11. Эпюры напряжений $\sigma_t/10^5 E_0$ (минус — растяжение; плюс — сжатие) в блоках высотой 3 м и длиной 12 м в нижней части бетонной плотины Усть-Илимской ГЭС. Начало бетонирования — шоль. Бетонная смесь охлаждена до плюс 10°С. Применяется трубное охлаждение. Эпюры даны на момент $\tau = 1920$ ч после укладки блока I

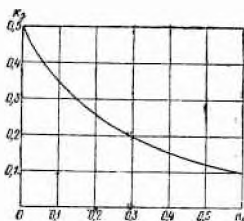


Рис. 23.12. Зависимость k_3 от β_0 [β_0 — отношение высоты переходной зоны (от максимальной заделки к зоне свободных деформаций) к длине блоков]

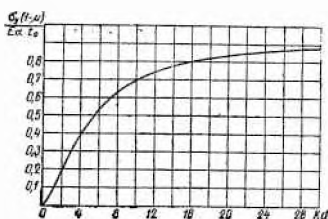


Рис. 23.13. Зависимость напряжений σ на поверхности бетона при периодических колебаниях температуры от параметра Kd

в специальных курсах. В качестве примера на рис. 23.10 и 23.11 приведены эпюры температурных напряжений в стенке (контрфорс) и блоках, укладываемых в нижней части массивной плотины.

Приведем результаты решений двух задач, имеющих большое практическое значение.

1. Напряженное состояние бетонного массива в зоне контакта с основанием. Опасность для бетонной плотины представляют растягивающие напряжения σ_x по площадкам, нормальным к основанию (параллельным оси плотины), так как такие напряжения могут привести к продольным трещинам. Напряжения σ_x^* (с учетом ползучести) могут быть найдены по зависимости

$$\sigma_x^* = E_0 \alpha (t_{\max} - t_{\text{уст}}) k_3 k_p, \quad (23.20)$$

где t_{\max} — температура бетонного массива после его разогрева; $t_{\text{уст}}$ — температура бетона после остывания [может быть найдена по зависимости (23.2)]; k_3 — коэффициент, учитывающий степень заделки сооружения основанием; k_p — коэффициент, учитывающий влияние релаксации напряжений (обычно находится в пределах 0,6—0,7).

С учетом выражений (23.19) и (23.20) условие трещиностойкости для контактной зоны запишется в виде

$$t_{\max} - t_{\text{уст}} \leq \frac{\epsilon_{\text{пр}}}{\alpha k_3 k_p} \frac{1}{k}. \quad (23.21)$$

Предельную растяжимость в такого рода подсчетах рекомендуется принимать равной $\epsilon_{\text{пр}} = (0,6 \dots 0,7) 10^{-4}$.

На рис. 23.12 дан график для определения k_3 в зависимости от отношения высоты переходной зоны к длине блоков β_0 . Это отношение при секционной разрезке (длинные блоки) приближается к нулю. Если принять, что модуль деформации скального основания $E_{\text{осн}}$ близок к модулю упругости бетона E_b (для этих условий построен график для k_3), значение k_3 можно приравнять 0,5. При этих условиях максимально допустимый перепад $t_{\max} - t_{\text{уст}}$ находится в пределах 16—18°С. Такой перепад обычно и требуется обеспечивать при бетонировании секционной разрезкой (длинными блоками).

2. Учет швов при гармонических колебаниях температур. Решение этой задачи позволяет правильно выбрать расстояние между температурными швами или швами-надрезами в бетонном массиве, подверженном температурным колебаниям окружающей среды. Под действием

гармонических колебаний температуры наружного воздуха в бетонном массиве также возникают гармонические колебания температуры. При этом в течение года по площадкам, нормальным к поверхности бетона (например, к низовой грани бетонной плотины), попеременно появляются сжимающие и растягивающие напряжения σ_y . При больших расстояниях между швами (15—20 м и более) растягивающие напряжения могут достигать значительных величин и приводить к появлению трещин. Под действием годовой температурной гармоник трещины могут развиваться на глубину нескольких метров. Значение σ_y можно найти из графика на рис. 23.13, где t_0 —амплитуда колебаний температуры; $K = \sqrt{\pi/(\theta a)}$ (здесь θ — период колебаний температуры); d — расстояние между швами.

ГЛАВА 24

КАНАЛЫ

§ 117. НАЗНАЧЕНИЕ

Каналами называют открытые искусственные русла, обеспечивающие подачу воды для орошения и обводнения земель, водоснабжения, гидроэлектростанций и лесосплава, удаление воды при осушении территории и сброс паводковых вод из водохранилищ.

По хозяйственному назначению каналы подразделяют на *оросительные* (магистральные и внутрисистемные), *осушительные* (коллекторы и водоприемники), *водопроводные* (для водоснабжения), *обводнительные*, *судоходные*, *энергетические*, *рыбоводные* и *лесосплавные*. Большинство каналов используют комплексно, например для орошения, водоснабжения, обводнения и судоходства; на сосредоточенных перепадах по трассе канала иногда экономически целесообразно устраивать гидроэлектростанции.

Так, канал имени Москвы является судоходно-обводнительно-водоснабженческим; деривационный канал Фархадской ГЭС является одновременно оросительным; на Невинномысском и Большом Ставропольском каналах, служащих в основном для орошения и обводнения, перепадные участки использованы для устройства гидроэлектростанций.

Назначение канала отражается на его пропускной способности, размерах, уклоне, поперечном сечении, скоростях течения и глубине наполнения. Обычно каналы имеют большую пропускную способность (за исключением внутрисистемных оросительных и осушительных каналов, изучаемых в курсе сельскохозяйственной мелиорации).

Например, головной расход Северо-Крымского канала равен 380 м³/с, Большого Ставропольского — 180 м³/с, Каракумского — 820 м³/с, Днепр — Донбасс — 120 м³/с, Волга — Увель — 88 м³/с.

Протяженность каналов колеблется от нескольких десятков метров до сотен километров.

Волго-Донской канал имени В. И. Ленина имеет длину 101 км, канал имени Москвы — 128 км, Северский Донец — Донбасс — 125 км, Терско-Кумский — 150 км, Большой Ферганский — 350 км, Каракумский — 900 км.

§ 118. ТРАССИРОВАНИЕ

Трассирование канала зависит от топографических и инженерно-геологических условий, а также от его назначения. Трасса канала не должна проходить по участкам с оползневыми явлениями или по склонам, на которых возможно возникновение оползней в результате фильтрации из канала и поднятия уровня грунтовых вод, так как укрепление таких склонов связано с большими затратами средств и инженерными трудностями.

Канал на устойчивом склоне может быть выполнен полностью в выемке либо иметь одну сторону в виде земляной дамбы или бетонной стенки; последняя целесообразна по экономическим соображениям при крутых склонах.

При трассировании канала по скальному склону необходимо предусматривать оградительные защитные стенки над каналом со стороны вышерасположенного склона для защиты его от камней, осыпей и продуктов выветривания.

Если по инженерно-геологическим условиям устройство открытого канала на склоне невозможно, то предусматривают проходку туннеля; также и при экономическом сопоставлении открытого канала с туннелем в отдельных случаях может быть отдано предпочтение последнему.

На рис. 24.1 представлена схема двух трасс одного из участков Большого Ставропольского канала. Три водораздела между реками можно пересечь туннелями или обойти открытыми каналами. В окончательном варианте трассы водораздел наибольшей длины пересекли 6-км туннелем (вместо устройства открытого канала протяженностью около 25 км), другие два водораздела обошли открытыми каналами.

Оросительные каналы трассируют с наименьшими допустимыми уклонами для обеспечения командования большей площадью орошения (близко к положению горизонталей). Для самотечной подачи воды на поля сечение канала выполняют в полунасыпи-полувыемке. Холостая часть магистрального канала должна быть как можно короче и иметь уклоны, обеспечивающие выход рабочей части магистрального канала на командные отметки.

Трассирование осушительных каналов и водоприемников (рек, каналов), собирающих и отводящих воду с осушаемой территории, осуществляют по наименьшим отметкам местности, исключая подпор по всей трассе водоприемного канала.

Осушительные и оросительные каналы детально рассмотрены в курсе сельскохозяйственной мелиорации.

Водопроводные и обводнительные каналы трассируют с достаточно большими допустимыми уклонами. Вдоль каналов питьевого водоснабжения обязательно предусматривают охранную санитарную зону.

Энергетические каналы в зависимости от их расположения по отношению к гидроэлектростанции подразделяют на *подводящие* и *отводящие*. Подводящие каналы комплексного назначения трассируют с наименьшими допустимыми уклонами, что позволяет одновременно удовлетворять требования командования при орошении и требования энергетики. Эти каналы обычно имеют небольшую протяженность. По гидравлическому режиму их делят на *саморегулирующие* и *несаморегулирующие*. При трассировании саморегулирующего канала учитывают подъем уровня в канале до отметки уровня верхнего бьефа при выключении турбин. Последнее приводит к необходимости проектировать верх дамб вдоль канала горизонтальным, что увеличивает объем насыпи по сравнению с каналами несаморегулирующими. Несаморегулирующие каналы работают в условиях равномерного режима, так как при уменьшении расхода воды турбинами включается в работу автоматической сброс, размещаемый в конце канала перед гидроэлектростанцией. Оросительно-энергетические каналы проектируют несаморегулирующими.

Судоходные каналы (рис. 24.2) подразделяют на *соединительные*, *обходные* и *подходные*. Они могут быть открытыми и шлюзованными. Соединительные каналы проходят по водоразделам и обеспечивают продвижение судов по рекам нескольких бассейнов. Обходными каналами обходят непригодные для водного транс-

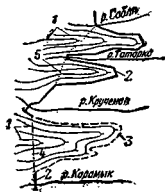


Рис. 24.1. Варианты трассы Большого Ставропольского канала
1 — горизонталь; 2 — построенный открытый канал; 3 — открытый канал (проектный вариант); 4 — построенный туннель; 5 — туннель (проектный вариант)

Рис. 24.2. План расположения обходного (1) и соединительных (2) судоходных каналов



порта участки рек, озер, морей. Иногда достаточно длинные обходные каналы на излучинах рек называют деривационными, а короткие — прокопами. Подходные каналы соединяют города с реками и морскими портами, а также головы судоходных шлюзов с верхним и нижним бьефами гидротехнических узлов.

Соединительными каналами являются каналы имени Москвы, Беломорско-Балтийский, Волго-Балтийский, Волго-Донской имени В. И. Ленина, Днепровско-Бугский и ряд других. Обходные каналы построены, например, вдоль берегов Ладожского и Онежского озер; имеются обходные каналы в Ленинграде и Риге. На рис. 24.2 показан обходной канал протяженностью 2135 км. Подходные каналы построены в Архангельске, Ленинграде, Ростове-на-Дону, Астрахани и т. д. Каракумский канал от р. Амударья до Ашхабада также можно считать подходным каналом.

На водораздельных участках судоходных каналов, расположенных между двумя шлюзами (представляющих собой отдельный бьеф), отсутствует течение; воду в них подают насосными станциями.

На переломах трассы в плане участки канала соединяют криволинейными вставками. На оросительных каналах оптимальный радиус закругления $R = 10 B$, где B — ширина канала по урезу воды. На обводных и энергетических необлицованных каналах это соотношение может быть доведено до $R = 5,5 B$, а при бетонной облицовке — до $R = 2,5 B$. На судоходных каналах радиус закругления зависит от длины самоходного судна или счаленного состава (см. гл. 40).

§ 119. ПОПЕРЕЧНОЕ СЕЧЕНИЕ

Поперечное сечение канала зависит от его назначения, способа строительства, инженерно-геологических и топографических условий по трассе, пропускной способности, режима работы, наличия облицовки и т. п. Пропускная способность канала определяется принятой расчетной скоростью течения. Минимальную скорость в канале назначают из условий его незаиления и незараствания и из условий обеспечения зимней эксплуатации. Наибольшую скорость назначают из условий эксплуатации, но не более допустимых размывающих скоростей для необлицованных каналов. Большие скорости на магистральных оросительных каналах могут привести к потерям возможностей командования частью орошаемых площадей, на энергетических — к потерям энергии. На судоходных каналах скорость течения не должна препятствовать движению судов (см. гл. 40). Каналы при судоходных шлюзах работают в неустановившемся режиме, так как в период шлюзования подача воды в канал меняется от нуля до максимума, и наоборот. Эту особенность режима работы каналов учитывают соответствующими гидравлическими расчетами, в настоящее время выполняемыми на ЭВМ.

При различных геологических и топографических условиях по трассе канала на его отдельных участках могут быть выбраны различные поперечные сечения.

В нескальных грунтах наиболее выгодно проходить канал в полувыемке-полунасыпи с трапециевидным или полигональным сечением (рис. 24.3, а, б). Иногда из условий производства работ сечение приближают к параболическому или ложбинообразному (рис. 24.3, в), т. е. к профилю естественного русла. В этом случае для уменьшения высоты

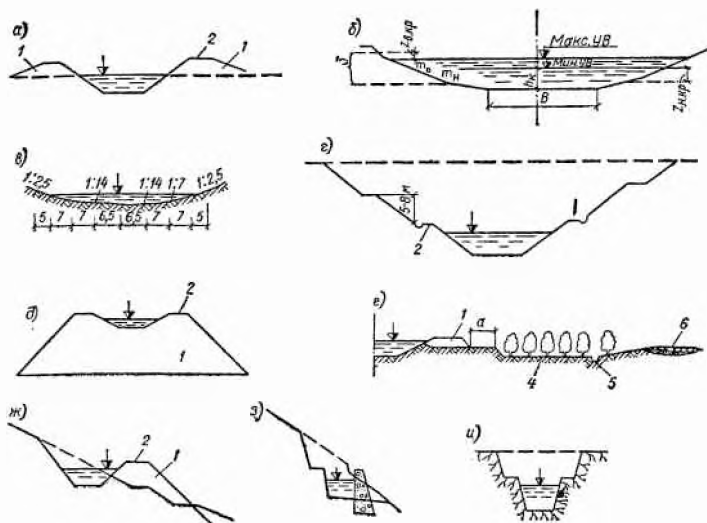


Рис. 24.3. Поперечные сечения каналов

а — трапецидальное в полувыемке-полунасыпи; б — полигональное; в — параболическое; г — в глубокой выемке; д — в насыпи; е — с размещением дороги и резерва; ж, з — на косогоре; и — в скальных грунтах; 1 — насыпь; 2 — берма; 3 — пределы крепления; 4 — резерв, засаженный кустарником и деревьями; 5 — водосточная канава; 6 — инспекторская дорога; $z_{\text{в.кр}}$ и $z_{\text{н.кр}}$ — запас крепления соответственно выше максимального и ниже минимального уровня воды

дамб целесообразно проектировать более широкий и менее глубокий канал, что, однако, ухудшает условия его работы в зимнее время. Согласно данным А. М. Латышенкова, в зимнее время ледяной покров уменьшает пропускную способность канала при том же наполнении на 7—12%.

На участках канала, проходящих полностью в выемке (рис. 24.3, г), через каждые 5—8 м по высоте предусматривают непроезжие бермы шириной не менее 1 м. Обычно из условий производства работ ширину берм назначают до 3 м. Вдоль берм устраивают кюветы для сбора ливневых вод.

Каналы иногда проектируют и полностью в насыпи (рис. 24.3, д), что обычно является невыгодным решением, поскольку в этом случае необходимо предусматривать трубы-ливнеспуски для пропуска паводковых вод с водосбора, примыкающего к дамбам канала.

Верх бермы или дамбы размещают на высоте 0,2—2 м над максимальным уровнем воды в канале в зависимости от пропускной способности, колебаний уровней, волнообразования и других эксплуатационных особенностей канала. Ширину дамб поверху назначают до 4 м. С одной из сторон канала размещают инспекторскую дорогу шириной не менее 7 м (рис. 24.3, е). Кавальеры грунта размещают из расчета, чтобы их вес не оказывал влияния на устойчивость откосов канала. При глубине канала более 5 м проверяют устойчивость его откосов. Место для резерва вдоль канала назначают из условия устойчивости внешних откосов дамб с учетом принятого способа работ. При глубине резерва более 1 м расстояние от подошвы внешнего откоса дамбы до бровки резерва на-

значают не менее 3 м. Резервы планируют и в зависимости от района строительства засаживают плодовыми деревьями или кустарником.

При расположении канала на косогорном участке для уменьшения объема земляных работ предпочтение отдают трапецеидальному сечению с выполнением дамбы в полувыемке-полунасыпи (рис. 24.3, ж), причем сопряжение дамбы с основанием рекомендуется осуществлять ступенями. При крутых склонах иногда более выгодно одну из сторон канала выполнять в виде бетонной стенки (рис. 24.3, з).

В скальных и полускальных породах откосам каналов придают достаточную крутизну (рис. 24.3, и), в отдельных случаях их делают почти вертикальными. В скальных породах принимают заложение откосов $m=0,1...0,5$ в зависимости от их прочности, трещиноватости и степени выветрелости.

При заложении откосов $m=2...3$ наиболее распространено отношение глубины воды в канале h_k к ширине канала по дну B в пределах 0,47—0,32. На судоходных каналах ширину по дну назначают из условия безопасности движения встречных судов при наименьшей глубине воды в навигационный период (см. гл. 41). Заложения откосов каналов зависят от геотехнических свойств грунтов, способа производства работ, глубины канала и наличия облицовки. При пересечении каналом различных по геотехническим свойствам грунтов в каждой пересекаемой пачке грунтов может быть принято свое заложение откоса, и сечение канала в этом случае будет полигональным. В каналах, полностью облицованных или укрепленных в зоне интенсивного воздействия судовых волн, принимают заложение откосов $m=2...3$. При более крутом заложении облицовка работает как подпорная стенка, воспринимающая нагрузку от грунта за ней. Откосам судоходных каналов ниже крепления в связных грунтах придают заложение $m=3,5...4$, в легкоразмываемых — $m=5...6$. Неукрепленные откосы, как показала практика эксплуатации судоходных каналов, под воздействием судовых волн принимают уклоны от 1:8 до 1:20 и при мелких песках до 1:30. На ряде каналов такие пологие неукрепленные откосы оказались экономически оправданными. Особенно осторожно назначают заложения откосов, как подводных, так и надводных, в просадочных и набухающих грунтах. В таких грунтах поперечное сечение канала деформируется — происходит оплывание и оползание откоса. Участки канала, проходящие в пучинистых грунтах, претерпевают оплывание вследствие переувлажнения грунта в период его промерзания.

§ 120. ОДЕЖДА

Облицовка каналов позволяет уменьшить их поперечное сечение при заданной пропускной способности, значительно сократить или исключить потери воды на фильтрацию (см. гл. 5), защитить откосы от размыва судовой волной и повысить допустимые скорости (исключающие размыв). Борьбу с фильтрацией на каналах ведут также путем использования искусственного кольматажа и устройства экранов из слабофильтрующих грунтов или искусственных пленок. Так как устройство различного рода одежд удорожает строительство и эксплуатацию, необходимо обосновывать их применение технико-экономическими расчетами. Многие каналы построены без одежды, например Каракумский, Невинномысский, Большой Ставропольский. Раньше предполагали, что для повышения качества питьевой воды полезно облицовывать каналы, однако, как показал опыт эксплуатации канала Северский Донец—Донбасс, облицовка не способствует улучшению питьевых качеств воды. На судоходных каналах границы креплений откосов определяют по ВСН 3-70 [243] в зависимости от высоты наката и отката судовых волн (см. рис. 24.3, б).

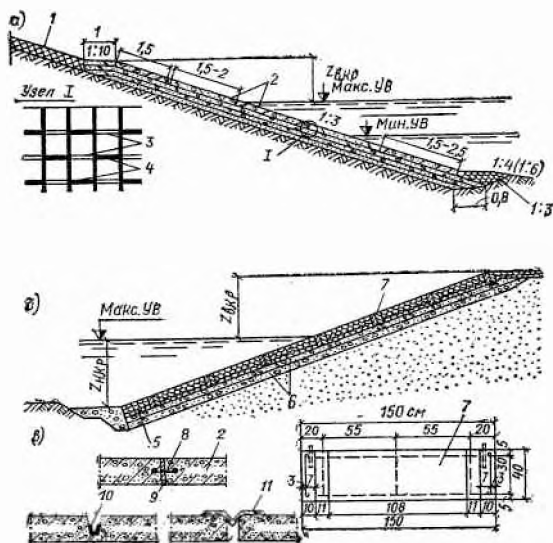


Рис. 24.4. Виды крепления откосов

а — железобетонными плитами; б — полыми ящиками; в — швы между железобетонными плитами одежды откосов канала: 1 — засев травяными или дерн; 2 — железобетонные плиты; 3 — полые швы; 4 — заделанные швы; 5 — засыпка камнем; 6 — обратный фильтр; 7 — полые железобетонные ящики; 8 — двухкулачковая резиновая шпонка; 9 — фанерная прокладка; 10 — резиновая шпонка самоуплотняющегося профиля; 11 — стеклоткань

Бетонные и железобетонные (рис. 24.4, а) облицовки могут быть как монолитными, так и сборными. Применение последних способствует значительному сокращению сроков строительства. Слабым местом сборных облицовок являются швы между плитами, герметизация которых приходит в полную негодность за 5—7 лет эксплуатации. Основные причины разрушения швов — температурные и осадочные деформации. За рубежом, а в последние годы и в нашей стране в качестве уплотнителей используют синтетические материалы на основе тиоколов (полисульфидные каучуки), силиконов (кремнеорганических соединений), а также полимерные материалы на основе полиизобутиленов, бутилкаучуков и эпоксидных смол. Для обеспечения противофильтрационной защиты швов иногда приходится менять технологию укладки или заделывать их вручную. В монолитных облицовках широко используют двухкулачковую и самоуплотняющегося профиля резину, последняя предпочтительнее (рис. 24.4, в), так как она не препятствует механизации укладки и легко заменяется при эксплуатации. Особенно быстро разрушаются швы и сами бетонные облицовки в зоне переменного уровня и в надводной части. Толщина железобетонных сборных облицовок принимают в пределах 5—10 см, толщину монолитных — в зависимости от назначения канала и геологического строения трассы. Под бетонными облицовками укладывают слой фильтрующей подготовки из гравия, щебня или крупного песка.

Асфальтобетонные облицовки отличаются большой водонепроницаемостью, что особенно важно при пучинистых грунтах (канал Нива-1). Их укладка полностью механизирована. Стоимость асфальтобетона на

30—40% ниже стоимости бетона. При соответствующем подборе состава асфальтобетон могут быть весьма пластичны, что позволяет обходиться без швов. Устройство облицовок без швов особенно ценно. На сильнодеформируемых основаниях асфальтобетон армируют металлической сеткой. Асфальтобетонные облицовки бывают однослойными и многослойными. Толщина однослойной облицовки не превышает 4—6 см. На пучинистых грунтах рекомендуется под облицовку укладывать слой песчаного материала. Для защиты асфальтовой одежды от растений предусматривают обработку грунта гербицидами. Для облицовок используют плотные песчаные и мелкозернистые, а также пористые среднезернистые и крупнозернистые асфальтобетоны.

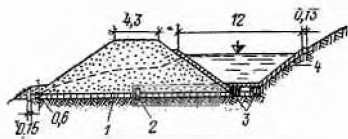


Рис. 24.5. Поперечное сечение дренажного канала

1 — поперечная сборная дрена; 2 — диафрагма; 3 — продольные дрена; 4 — одежда канала

Полимерные материалы в качестве противofильтрационных покрытий каналов получают все большее распространение благодаря их практически полной водонепроницаемости. К недостаткам этих покрытий относятся неустойчивость против грызунов и растений и довольно быстрое старение от повышения температуры. В мировой практике имеются случаи, когда уложенная на дно незащищенная пленка разрушалась в течение нескольких месяцев (в Канаде и Австралии). Исследования показали, что срок службы стабилизированных пленок повышается в средней полосе до 40 лет и в южных районах до 25—30 лет. В СССР многие оросительные каналы Средней Азии и Украины имеют экраны из полимерной пленки. За рубежом используют также виниловые пленки и пленки из бутилкаучука. Защитой для пленочного покрытия каналов служат грунт или бетон (как сборный, так и монолитный). Грунтовые защиты более распространены из-за дешевизны и достаточной надежности. Грунтовая защита может быть обеспечена при заложении откосов канала $m \geq 2.5$. Более подробно о полиэтиленовых экранах см. гл. 14.

Другие типы облицовок и противofильтрационных элементов. Каменные одежды применимы там, где не стоит остро вопрос о потере воды на фильтрацию, но необходима защита канала от волнового воздействия, от сильного зарастания, что особо важно на каналах для водоснабжения. Каменное крепление выполняют из камня, отсыпки естественной гравийной смеси, гравия и щебня. Оно может быть целесообразно при наличии местного материала. Каменное крепление хорошо воспринимает температурные и осадочные деформации, но при укладке на суффозионные грунты требует осуществления соответствующей противосуффозионной подготовки в виде обратного фильтра. Чаще всего каменное крепление используют на судоходных каналах для защиты их откосов от судовой волны. Толщина его зависит от размера канала, условий его работы, крутизны откосов и расчетного диаметра камня. На судоходных каналах Волго-Балтийского водного пути для крепления откосов использованы полые железобетонные ящики размером в плане $1,5 \times 1,5$ м, высотой 0,4 м, укладываемые на двухслойном обратном фильтре и заполняемые камнем (рис. 24.4, б). Для уменьшения фильтрации из каналов используют торкрет-бетон, грунтоцементные облицовки, оглеение, механическое уплотнение, битумизацию, искусственный кольматаж, бентонитовые растворы, а также устраняют грунтовые экраны.

Для снятия фильтрационного давления с облицовки канала и для защиты прилегающей территории от подъема грунтовых вод предусматривают **дренирование облицовки**. Существующее мнение, что дренирование облицовки может защитить откосы канала от деформаций пучения,

для снятия фильтрационного давления с облицовки канала и для защиты прилегающей территории от подъема грунтовых вод предусматривают дренирование облицовки. Существующее мнение, что дренирование облицовки может защитить откосы канала от деформаций пучения,

не соответствует действительности, поскольку в грунте под облицовкой располагается зона капиллярного поднятия. Под каналом располагают одну дрена — по его оси (рис. 24.5) или, при большой ширине канала, — две дрена по подошвам откосов. На пониженных участках трассы канала размещают поперечные дрена для отвода профильтровавшейся воды. По конструкции дренаж облицовки не отличается от застенного дренажа.

§ 121. ОСОБЕННОСТИ ЭКСПЛУАТАЦИИ

Особенности эксплуатации каналов обусловлены их большой протяженностью, объемом сооружений на них, разнообразием геологических условий на отдельных участках трассы, чередованием участков в выемке с участками в насыпи и т. п. Например, канал Иртыш — Караганда состоит из 34 отдельных каналов, по трассе канала построено 14 земляных плотин, три перегораживающих сооружения, 12 водосбросов, водовыпусков и перепадов, один докер, пять водопропускных труб под каналами, 17 специальных мостовых переходов, 26 насосных станций.

Служба эксплуатации следит за состоянием дамб, их осадкой, целостностью облицовок, состоянием сооружений на канале, за фильтрацией из каналов (см. гл. 47).

При недостаточной хорошей работе водозаборов и отстойников каналы, подающие воду из рек, заиливаются, и их пропускная способность уменьшается, что требует их очистки. Обрастание каналов водорослями ухудшает качество воды хозяйственно-питьевого назначения. Отмирающие водоросли придают воде неприятный вкус и запах и забивают решетки водозаборов гидротехнических и насосных станций. Для борьбы с водорослями в настоящее время широко используют разведение в каналах определенных сортов рыб.

В зимнее время на каналах возможно образование шуги, ледостава, зажоров, донного льда и береговых закраин.

ГЛАВА 25

РЕГУЛИРУЮЩИЕ СООРУЖЕНИЯ

§ 122. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

С помощью регулирующих сооружений (регуляторов, ранее называвшихся шлюзами-регуляторами) осуществляют забор воды из источника в магистральный канал, подачу воды в каналы младшего порядка, регулирование уровней, полное или частичное опорожнение каналов, аварийный сброс, промывку отдельных участков канала от наносов. Регулирование расходов и уровней возможно как автоматическим, так и с применением подъемных механизмов. По назначению регулирующие сооружения подразделяют на *водовыпуски*; *подпорные* или *перегораживающие*; *сбросные* (устьевые); *переезды*, *совмещенные с регуляторами*; *регуляторы*, *совмещенные с быстротоками* (рис. 25.1). По конструктивному решению регулирующие сооружения могут быть *открытыми*, *трубчатыми* и *диафрагмовыми*.

На каналах комплексного назначения проектируют обычно индивидуальные регуляторы, поскольку число их выражается единицами на несколько десятков километров протяженности канала. Выполняют их монолитными или с применением сборного железобетона. На современных оросительных и осушительных системах для обеспечения нормального регулирования расходов и уровней устанавливают большое число мелких гидротехнических сооружений с пропускной способностью от нескольких сот литров до 10 м³/с. Так, в открытой или закрытой оросительной сети на 1 тыс. га приходится до 50 различных гидротехнических сооружений, в осушительно-обводнительной или дренажной — до 40—50, на рисовых системах число их достигает 150.

На мелиоративных системах, учитывая массовость мелких гидротехнических сооружений, широко используют их типовые решения из унифицированных железобетонных деталей.

К регулирующим сооружениям предъявляют следующие общие требования: а) нормальное регулирование расходов и уровней с возможно

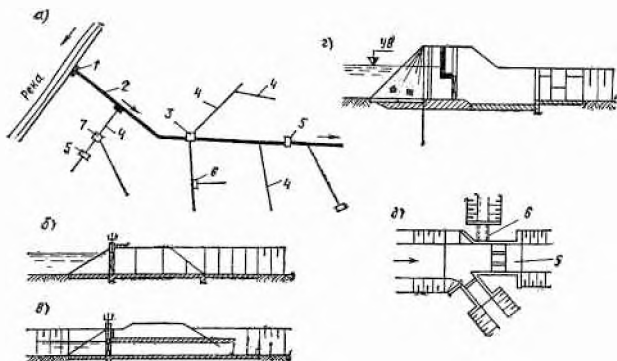


Рис. 25.1. Регулирующие сооружения

а — схема размещения регулирующих сооружений на канале; б — открытый регулятор; в — трубчатый регулятор; г — диафрагменный регулятор; д — узел регуляторов; 1 — водозбор; 2 — магистральный канал; 3 — узел регуляторов; 4 — каналы младшего порядка; 5 — перегораживающее сооружение; 6 — водовыпуск; 7 — вододелитель

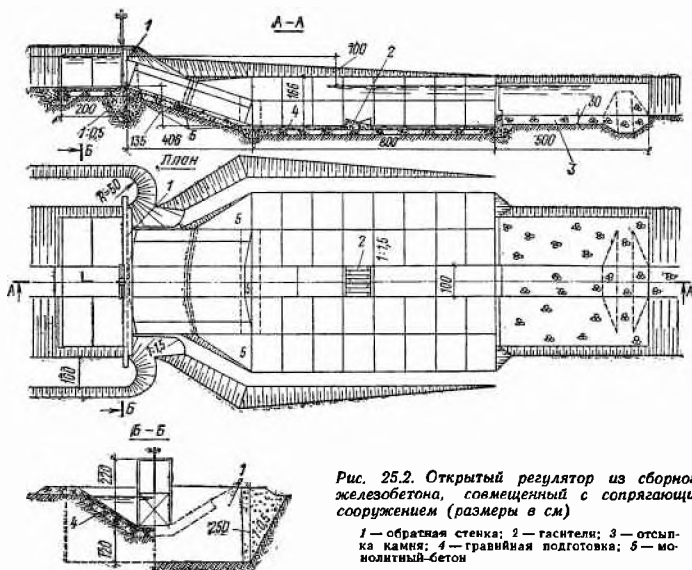


Рис. 25.2. Открытый регулятор из сборного железобетона, совмещенный с сопрягающим сооружением (размеры в см)

1 — обратная стенка; 2 — гасители; 3 — отсыпка камня; 4 — гравийная подготовка; 5 — монолитный бетон

большим внедрением автоматизации; б) простота эксплуатации; в) минимальные затраты средств и времени на строительство при условии обеспечения надежности и долговечности их работы; г) максимальное внедрение типовых решений; д) использование новых строительных материалов; е) применение прогрессивных методов строительства.

§ 123. ТИПЫ РЕГУЛИРУЮЩИХ СООРУЖЕНИЙ

Открытые регуляторы используют как водозаборные сооружения при бесплотинном и плотинном водозаборах из источников в случае незначительных перепадов уровней при пропуске максимальных расходов и в случае незначительных колебаний уровня перед регулятором. Их используют также на каналах как подпорные сооружения для создания необходимых при водозаборе глубин, как вододелители для распределения воды между отдельными потребителями и в качестве водовыпусков в каналы младшего порядка. Открытые регуляторы удобны для эксплуатации на каналах, работающих круглый год и в условиях шуговых, ледовых и наледных явлений. Как показал опыт работы их в северных районах, наледи, полностью заполняя зимой сооружение, не повреждают его. На рис. 25.2 представлено одно из решений открытого регулятора на оросительной системе.

Высотное расположение регулятора на канале определяется его назначением: подпорный регулятор, располагаемый поперек канала, должен не препятствовать полному опорожнению канала и не создавать дополнительных больших подпоров при пропуске форсированных расходов; водовыпуск, располагаемый вдоль откоса канала или под некоторым углом к нему (при размещении его в узле регуляторов), должен обеспечивать подачу расчетного расхода в младший канал при минимальном уровне в старшем. Сопряжение головных регуляторов с берегами водосточника или земляной плотиной мало чем отличается от сопряжения низконапорных бетонных плотин на нескальном основании (см. гл. 19). Сопряжение сетевых регуляторов с откосами каналов осуществляется порталными оголовками в виде обратных стенок (см. рис. 25.2) или ныряющими оголовками (см. рис. 25.1, б). Последние имеют большее распространение в Средней Азии и южных районах европейской части СССР.

Трубчатые регуляторы (рис. 25.3, а, б) широко применяют на оросительных системах в качестве самостоятельных переездов, переездов, совмещенных с регуляторами и сопрягающими сооружениями при перепадах уровней более 0,5 м, а также в качестве водовыпусков. Их применение выгодно на каналах, проходящих в глубокой выемке. Они хорошо komponуются в узле, состоящем из нескольких гидротехнических сооружений.

Наиболее широкое распространение получили трубчатые регуляторы из сборных элементов. Сечение труб чаще круглое, реже прямоугольное. Последнее обычно используют при пропуске больших расходов, превышающих десятки кубических метров в секунду. Трубы регулятора укладывают либо непосредственно на грунт; либо на подготовку из бетона, либо на фундаментную подушку; в последнем случае должен быть обеспечен обхват трубы на $90-120^\circ$. При укладке двух-трехочковых труб круглого сечения расстояние между внешними поверхностями стенок труб на уровне их осей должно быть достаточным для уплотнения грунта обратной засыпки; его назначают в зависимости от диаметра труб от 0,6 до 1 м.

На каналах и лотках, проложенных с уклоном больше критического, применяют трубчатые вододелители (рис. 25.3, б), забирающие воду через специальное отверстие в дне канала или лотка, перекрытое решеткой. Пропускную способность трубчатых вододелителей определяют

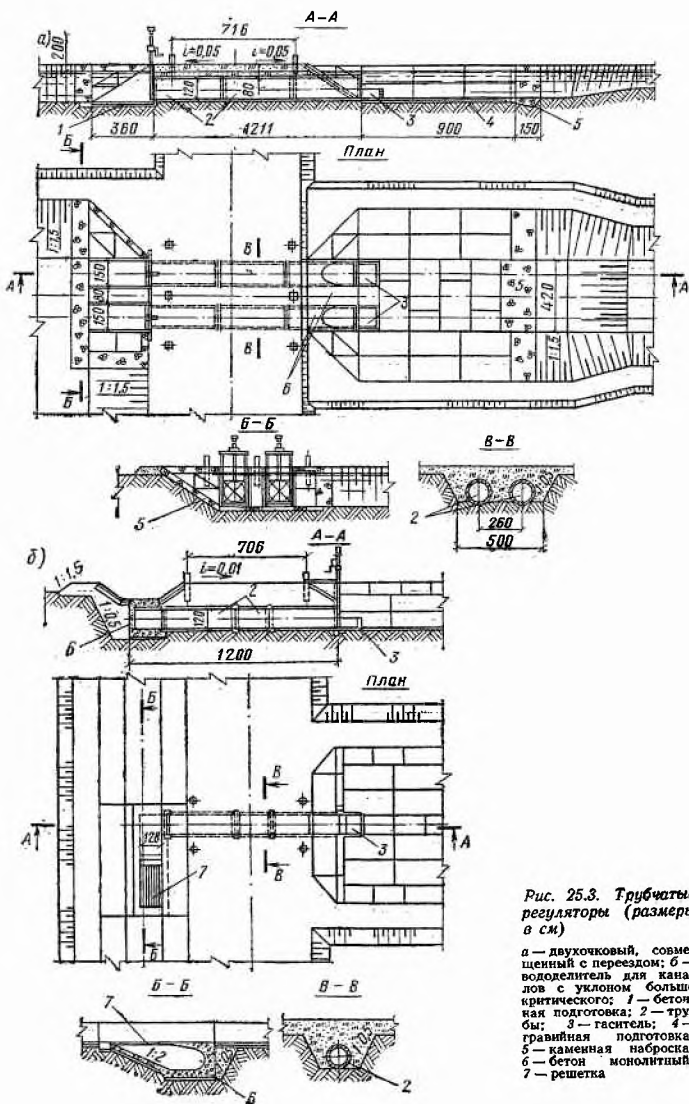


Рис. 25.3. Трубчатые регуляторы (размеры в см)

а — двухчочковый, совмещенный с переездом; б — вододелитель для каналов с уклоном больше критического; 1 — бетонная подготовка; 2 — трубы; 3 — гаситель; 4 — гравийная подготовка; 5 — каменная наброска; 6 — бетон монолитный; 7 — решетка

по тем же формулам, что и пропускную способность горного водозабора с донной решеткой (см. гл. 36).

При возведении регулирующих сооружений поверхности элементов (стенок труб, лотков), обращенные к земле, покрывают водонепроницаемым изоляционным слоем, чаще всего раствором битума на керосине или горячим битумом. При агрессивных водах и в ответственных сооружениях эти поверхности оклеивают гидроизоляцией с запуском ее в вертикальные элементы.

По гидравлическому режиму трубчатые регуляторы могут работать как напорные, полунпорные и безнапорные (см. гл. 10). Со стороны нижнего бьефа трубы могут быть незатопленными, затопленными или подтопленными.

Диафрагмовые регуляторы (см. рис. 25.1, е), являющиеся разновидностью открытых регуляторов, используют как водозаборные сооружения при значительных колебаниях уровня водоисточника и как сбросные сооружения на каналах. Диафрагма на входе в сооружение позволяет назначать высоту затвора по минимальному уровню воды перед сооружением, что значительно упрощает конструкцию затворов и дает возможность маневрировать ими с помощью менее мощных подъемников.

Компоновка узлов регулирующих сооружений (см. рис. 25.1, д). Под узлом регулирующих сооружений принято понимать несколько регуляторов, расположенных поблизости друг от друга. Один подпорный регулятор в узле может обслуживать несколько водовыпусков, расположенных по длине канала или сосредоточенных в одном месте. Различают *сближенную* и *удаленную* компоновку. В первом случае все сооружения располагают на минимально допустимом расстоянии друг от друга и устраивают общий понур, в результате чего объем соединительных стенок сокращается. Однако близкое расположение точек водозабора уменьшает точность водомерности узла. Удаленная компоновка удорожает стоимость узла, приводит к появлению расширенной зоны канала, где происходит усиленное отложение наносов, но в то же время увеличивает точность водомерности узла, так как изменение расхода на одном сооружении почти не сказывается на пропускной способности остальных. При наличии в узле сбросного или промывного регулятора, как правило, предпочитают удаленную компоновку, используя для борьбы с наносами направляющие щиты М. В. Потапова (см. главы 32 и 33).

§ 124. СБОРНЫЕ ВНУТРИСИСТЕМНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

В связи с большим числом однотипных сооружений, применяемых на мелиоративных системах, Всесоюзным объединением Союзводпроект проведена единая классификация их, которая позволит собирать сооружения различного назначения из одних и тех же унифицированных деталей. Унификация создаст возможность централизованного изготовления элементов при более высокой механизации производства.

Таблица 25.1

Сооружения	Распределение сооружений, %, по системам	
	орошения	осушения
Переезды трубчатые	18,4	61,7
Регуляторы, совмещенные с переездами и сопрягающими сооружениями	47,6	27,5
Регуляторы открытые	18,9	2,5
Быстротоки открытые	8,2	7,8
Мостовые переезды	0,6	0,5
Ливнеспуски, дюкеры, акведуки	6,3	0

В табл. 25.1 приведено примерное распределение по системам сооружений различного наименования по данным Союзводпроекта [130]. Наибольшее распространение имеют регуляторы, совмещенные с сопрягающими сооружениями и переездами (см. рис. 25.2).

В типовых решениях регуляторов понур выполнен из плит, уложенных на гравийную или бетонную подготовку, без обеспечения его водонепроницаемости. Плиты на входе предназначены лишь для защиты грунта от размыва поверхностным потоком в случае необлицованного канала. Противофильтрационной защитой служат порталные оголовки и иногда шпунтовый ряд, совмещенный с плоскостью затвора (см. рис. 25.2). Входной оголовок трубчатых регуляторов и переездов часто выполняют в виде ныряющей стенки из объемных блоков или отдельных элементов без развитого вертикального элемента, что нередко приводит к появлению сквозного фильтрационного хода вдоль наружной поверхности трубчатого сооружения (см. рис. 25.2). Слабым местом сборных железобетонных регуляторов являются швы замоноличивания, к которым предъявляют требования полной водонепроницаемости. Прочность стыков обеспечивают сваркой выпусков арматуры или устройством стыков Передерия с последующим их замоноличиванием бетоном. Для уменьшения числа швов замоноличивания создают объемные блоки, представляющие собой или сооружение в целом, или отдельные его элементы, изготавливаемые в заводских условиях.

В последнее время в мелиоративном строительстве начинают применять склеивание блоков специальными клеями.

§ 125. ОСОБЕННОСТИ РЕГУЛЯТОРОВ, ВОЗВОДИМЫХ НА ПУЧИНИСТЫХ ГРУНТАХ

Гидротехнические сооружения мелиоративных систем нередко приходится строить на грунтах, подверженных морозному пучению. Под *морозным пучением* грунтов принято понимать способность их увеличиваться в объеме при промерзании. Дневная поверхность таких грунтов при промерзании поднимается, а при оттаивании опускается, на склонах происходит течение переувлажненного грунта вследствие вытаивания ледяных прослоек, образовавшихся при миграции влаги к фронту промерзания, и перераспределения влаги в грунте в период промерзания. Явление пучения вызывает сильные деформации сооружений, расположенных в деятельном слое основания, подверженном периодическому промерзанию и оттаиванию.

Таблица 25.2

Степень пучнистости грунтов	Консистенция $I_L = \frac{w-w_p}{w_L-w_p}$	Глубина залегания уровня грунтовых вод от расчетной границы промерзания z , м, в грунтах				
		пески мелкие	пески пылеватые	супесь	суглинки	глины
Сильнопучнистые	$> 0,5$	—	—	$\leq 0,5$	≤ 1	$\leq 1,5$
Среднепучнистые	$0,25-0,5$	—	$\leq 0,6$	$0,5-1$	$1-1,5$	$1,5-2$
Слабопучнистые	$0-0,25$	$< 0,5$	$0,6-1$	$1-1,5$	$1,5-2$	$2-3$
Условно-непучнистые	< 0	≥ 1	> 1	$> 1,5$	> 2	> 3

Примечания: 1. Степень пучнистости принимают при удовлетворении одного из показателей I_L или z .

2. Консистенцию глинистых грунтов I_L определяют по средневзвешенному значению влажности грунта в слое сезонного промерзания. Влажностью грунта в верхнем слое до глубины 0,5 м в расчет не принимают.

3. Крупнообломочные грунты с содержанием более 30% (по массе) заполнителя из частиц размером менее 0,1 мм относят к сильнопучнистым при $z < 1$ м и к среднепучнистым при $z > 1$ м.

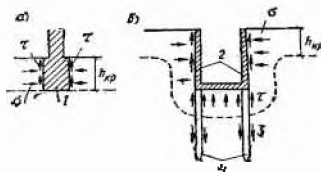


Рис. 25.4. Схема действия нормальных (σ) и касательных (τ) сил морозного пучения

а — на фундамент; б — на стенки и сваи регулятора; 1 — фундамент; 2 — стенки регулятора; 3 — трение боковой поверхности свай о талый грунт основания; 4 — сваи

В зависимости от глубины промерзания, влажности, зернового состава, глубины залегания уровня грунтовых вод и высоты капиллярного поднятия грунты могут быть *сильнопучинистыми*, *среднепучинистыми*, *слабопучинистыми* и *условно-непучинистыми* (табл. 25.2).

Различают нормальные и касательные силы морозного пучения, вызванные соответственно нормальным давлением σ и касательным сцеплением τ (рис. 25.4). Нормальное давление морозного пучения действует нормально к поверхности сооружения. Его значение зависит от свойств промерзающих грунтов (их дисперсности, адсорбционной способности и пр.), сжимаемости (податливости) подстилающих грунтов, внешнего давления, жесткости конструкции. По данным исследований, проведенных под руководством проф. Н. А. Цытовича, оно может достигать 0,5—0,8 МПа (5—8 кгс/см²) и даже более. При смерзании грунта с вертикальными поверхностями и развиваются касательные силы морозного пучения, вызывающие выпучивание отдельных элементов или всего сооружения в целом. В табл. 25.3 приведены значения нормативного сцепления примерзшего грунта с фундаментом.

Таблица 25.3

Степень пучинистости грунтов	τ^H , МПа (кгс/см ²)
Сильнопучинистые	0,1(1)
Среднепучинистые	0,08(0,8)
Слабопучинистые	0,06(0,6)

Примечание. Степень пучинистости грунтов определяют по табл. 25.2.

Проверка устойчивости сооружения в целом или его отдельных элементов против воздействия касательных сил морозного пучения может быть выполнена по формуле

$$kmQ^H + n_1(N^H + G^H) \geq \pi\tau^H F, \quad (25.1)$$

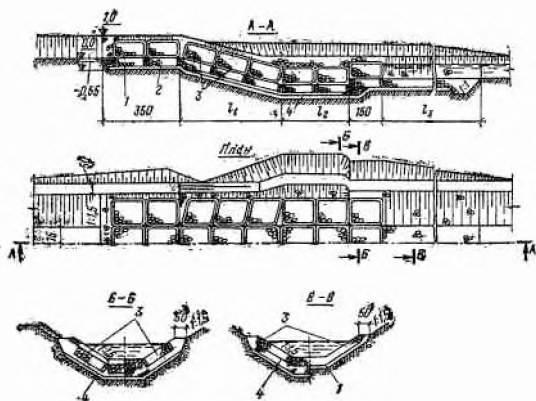
где km — произведение коэффициентов однородности и условий работы грунта, принимаемое равным 0,9; $Q^H = F_T f_T^H$ — нормативная сила, удерживающая сваю, фундамент или другой элемент от выпучивания, равная сопротивлению трения поверхности элемента (боковой поверхности свай, фундамента) о талый грунт [здесь F_T — площадь боковой поверхности, соприкасающейся с талым грунтом (ниже глубины промерзания), см²; f_T^H — нормативное сопротивление трения грунта по боковой поверхности, принимаемое при отсутствии опытных данных для глинистых грунтов равным 0,02 МПа (0,2 кгс/см²), для песчаных грунтов 0,03 МПа (0,3 кгс/см²), для свайных фундаментов — в соответствии со СНиП II-15-74]; n_1 — коэффициент перегрузки постоянной нагрузки, принимаемый равным 0,9; N^H и G^H — нормативная нагрузка соответственно от веса сооружения и веса фундамента с грунтом, лежащим на его уступах; n — коэффициент перегрузки сил пучения, принимаемый равным 1,1; τ^H — нормативное сцепление примерзшего грунта с боковой поверхностью фундамента или элемента сооружения, принимаемое по табл. 25.3; F — площадь боковой поверхности, находящейся в зоне сезонного промерзания, см².

Нормальные силы морозного пучения P^H , действующие перпендикулярно подошве фундамента, отличаются неравномерностью. Их значение может быть определено по зависимости (СНиП II-15-74):

$$P^H = F_\phi h_1 \sigma^H, \quad (25.2)$$

Рис. 25.5. Быстроток для пучинистых грунтов

1 — песчано-гравийная подготовка; 2 — каменная наброска; 3 — полые железобетонные ящики; 4 — обратный фильтр



где F_0 — площадь подошвы фундамента или горизонтального элемента, см^2 ; h_1 — глубина промерзания грунта ниже подошвы фундамента, см ; σ^H — нормативное значение нормального давления морозного пучения, создаваемого 1 см слоя промерзшего грунта, определяемое опытным путем. МПа/см (кгс/см^2); при отсутствии опытных данных для сильнопучинистых грунтов σ^H принимают 0,01 МПа/см ($0,1 \text{ кгс/см}^2$), для средне- и слабопучинистых грунтов — 0,006 МПа/см ($0,06 \text{ кгс/см}^2$).

На вертикальные элементы гидротехнических сооружений в деятельном слое основания оказывают также влияние нормальные силы морозного пучения со стороны обратных насыпок. В. А. Долматовым с помощью месдоз были определены нормальные силы морозного пучения, действующие на боковые поверхности фундамента. При толщине промерзающего слоя 0,9—1 и 1,45—1,72 м они были равны соответственно 0,3—0,35 и 0,64—0,66 кгс/см^2 . Эти данные были получены при симметричном воздействии нормальных сил пучения на боковые поверхности фундамента, в то время как на мелиоративных сооружениях нормальные силы пучения действуют только со стороны обратной насыпки. В связи с этим для определения их значений необходимо проведение натурных исследований.

В проектировании и строительстве мелиоративных сооружений на пучинистых грунтах наметились следующие направления: а) замена пучинистого грунта на две трети глубины промерзания непучинистым (в верхней 60—70%-ной зоне толщи промерзания наиболее активно проявляются силы морозного пучения); б) разработка гибких конструкций (рис. 25.5); в) разработка конструкций, уменьшающих или полностью исключающих повышенную влажность грунта и воспринимающих силы морозного пучения (например, свайные фундамента, порталные оголовки с горизонтальной плитой, позволяющей включить в работу вес грунта). Замена пучинистого грунта непучинистым гравелисто-галечным возможна при наличии на месте строительства достаточного количества такого грунта и связана с разработкой большого котлована, удалением пучинистого грунта и обратной засыпкой непучинистого. На рис. 25.5 показан быстроток, запроектированный Бурятской экспедицией Востоксибгипроводхоза из гибких элементов — полых ящиков типа «Волго-Балт», укладываемых на слой обратного фильтра и засыпаемых камнем. Сечение быстротока трапециевидное.

Уменьшения влажности грунта под сооружением можно достичь исключением обходной фильтрации при глубоком залегании водоупора (см. гл. 5) путем правильного назначения размеров порталных ого-

ловков. Глубину заделки portalного оголовка следует назначать так, чтобы зона капиллярного поднятия не выходила за пределы двух третей глубины промерзания. Размеры portalного оголовка поперек канала должны быть достаточными для исключения обходной фильтрации, чего можно добиться, если назначить его ширину в соответствии с расчетом по формуле (5.16). Исследования инженеров И. П. Яхтенфельда и В. И. Волкова показали, что в районах с глубоким промерзанием грунта отсутствие развитых вертикальных элементов в начале и конце подземного контура открытого или трубчатого регулятора (в случае, если сооружение принимает напор раньше, чем произошло оттаивание основания) может привести к нарушению местной фильтрационной устойчивости основания и к повышению давления фильтрационного потока на горизонтальные элементы до значения, близкого к напору на затворах. На рис. 5.6,г представлена схема подземного контура, рекомендуемая для мелиоративных сооружений в лучинистых грунтах.

§ 126. ОСОБЕННОСТИ РЕГУЛЯТОРОВ, ВОЗВОДИМЫХ НА ВЕЧНОМЕРЗЛЫХ ГРУНТАХ

Строительство гидротехнических сооружений в районах вечной мерзлоты ведут либо с сохранением основания в период эксплуатации в мерзлом состоянии (принцип I), либо с обеспечением талого основания путем его предварительного оттаивания или постепенного оттаивания в период эксплуатации (принцип II). Выбор температурного режима основания зависит от температуры вечномерзлого грунта, его льдистости, текстуры, зернового состава, режима работы сооружения, способа производства работ и экономических соображений.

Расчет температурного режима основания сооружения можно вести методом конечных разностей, разработанным с учетом фильтрации в мерзлых грунтах проф. П. А. Богословским, методом гидравлических аналогий на гидрорегуляторе В. С. Лукьянова или методом электрических аналогий. В. И. Волковым на основе физического моделирования предложены эмпирические зависимости, позволяющие достаточно просто прогнозировать положение нулевой изотермы под сооружением при наличии фильтрации (рис. 25.6). Максимальная глубина оттаивания за время фильтрации

$$h_m = [K_s C_{\phi l} C_t (k_{10} H / a_k)^{0.6} + 1] [\sqrt{\beta^2 \tau_{\phi} + (\delta + S)^2} - (\delta + S)], \quad (25.3)$$

где K_s , $C_{\phi l}$ и C_t — коэффициенты, учитывающие влияние соответственно зуба в начале подземного контура сооружения, размеров флотбета и температуры воды в верхнем бьефе: $K_s = (1 + 2,66A^{1.2})B^{-A}$; $C_{\phi l} = 0,07C^{0.3} B^{-0,7C^{0.85}}$; $C_t = 0,9 + (0,41 + 0,025C^{-1})\epsilon + [0,01 - (0,41 + 0,025C^{-1}) \cdot 0,1\epsilon]t_b$ [здесь $A = S/l$; $B = a_t \tau_{\phi} / l^2$; $C = \delta/l$; $\epsilon = S/(S + \delta)$; t_b — средняя температура воды за рассматриваемый период фильтрации, °C; a_t — температуропроводность талого грунта, м²/ч; τ_{ϕ} — период фильтрации, ч]; k_{10} — коэффициент фильтрации грунта при 10° C, м/ч; a_k — конвективная температуропроводность талого грунта, м²/ч; β — коэффициент пропорциональности, определяемый по зависимости $\beta = \sqrt{2\lambda_t t_b / Q_0 + \lambda_m^2 t_r^2 / (\lambda_m Q_0^2) - \lambda_m t_r / (\sqrt{\lambda_m Q_0})}$. Здесь λ_t и λ_m — теплопроводность соответственно талого и мерзлого грунта, Вт/(м·°C) [ккал/(ч·м·°C)]; Q_0 — количество тепла, необходимого для плавления льда, содержащегося в 1 м³ грунта, Дж (ккал); t_r — температура грунта на глубине нулевых годовых амплитуд, °C; a_m — температуропроводность мерзлого грунта, м²/ч. Остальные обозначения приведены на рис. 25.6.

Полная глубина оттаивания h_n (см. рис. 25.6), отсчитываемая от уровня дна верхнего бьефа, равна:

$$h_n = h_m + \delta + S. \quad (25.4)$$

Зона теплового влияния сооружения на чашу протаивания при наличии фильтрации может быть определена по зависимости

$$l_{\phi} = 3,5 h_m + l + x_{\min} + 3,3 (h_0 - h_{\min}), \quad (25.5)$$

Все обозначения даны на рис. 25.6. Приближенно значение l_{ϕ} может быть принято равным $5h_m + l$.

При проведении фильтрационных расчетов за водоупор принимают положение нулевой изотермы. Так как независимо от принятого температурного режима основания в летний период будет происходить некоторое оттаивание грунта основания и обратных засыпок, то

в начальный период фильтрации под сооружением наличие напора на затворе и мерзлого бугра в нижнем бьефе может привести к фильтрационному давлению на горизонтальные элементы подземного контура, близкому к напору на затворе. При проектировании сооружения мостовой конструкции такая опасность исключается. В сооружениях немостовой конструкции эту особенность необходимо учитывать, развивая вертикальные элементы не только в начале подземного контура (перед понуром), но и в конце его. Рациональным подземным контуром при сохранении основания в мерзлом состоянии следует считать развитый понур с теплоизоляцией и вертикальным элементом в его начале. Такая конструкция понура обеспечит наименьшее оттаивание основания при действии фильтрационного напорного потока. Регуляторы по конструкции проектируют открытые или трубчатые прямоугольного и квадратного сечения на сваях из монолитного и сборного железобетона. Сооружения, расположенные на сваях или опорах и не соприкасающиеся дном с грунтом основания, принято называть мостовой конструкцией. При создании свайного фундамента предпочтительно опускать сваи в предварительно пробуренные и заполненные грунтом скважины большего диаметра. В этом случае благодаря быстрому смерзанию грунта с поверхностью свай последние могут быстрее воспринимать нагрузку по сравнению со сваями, устанавливаемыми в скважины, полученные протаванием.

Расчет основания по несущей способности ведут по формуле (СНиП II-18-76)

$$N < \Phi / K_n, \quad (25.6)$$

где N — расчетная нагрузка на основание, включая вес свай, при наименее выгодном сочетании нагрузок; Φ — несущая способность основания; K_n — коэффициент надежности, зависящий от числа свай под отдельным элементом сооружения: $K_n = 1,4$ при числе свай более 20; $K_n = 1,6$ при числе свай от 20 до 11; $K_n = 1,65$ при числе свай от 10 до 6; $K_n = 1,75$ при числе свай от 5 до 1.

Несущую способность основания определяют по формуле

$$\Phi = m \left(\sum_{i=1}^k R_{cmi} F_{cmi} + RF \right), \quad (25.7)$$

где m — коэффициент условий работы основания, принимаемый для буропускных и опускных свай равным 1,1, для бурозабивных, забивных и буробсадных свай равным 1,2; R_{cmi} — расчетное сопротивление мерзлого грунта или грунтового раствора сдвигу по поверхности смерзания i -го слоя (табл. 25.4); F_{cmi} — площадь поверхности смерзания i -го слоя со сваями, см²; R и F — соответственно расчетное давление на мерзлый грунт под нижним концом свай и ее площадь сечения, см² (на небольших гидротехнических сооружениях не учитываемые).

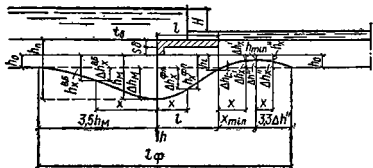


Рис. 25.6. Расчетная схема определения положения нулевой изотермы под сооружением

Грунты	Расчетное сопротивление R_{cm} , МПа (кгс/см ²), при температуре грунтов, °С							
	-0,5	-1	-1,5	-2	-2,5	-3	-3,5	-4
Песчаные всех разновидностей	0,08(0,8)	0,13(1,3)	0,16(1,6)	0,2(2)	0,23(2,3)	0,26(2,6)	0,29(2,9)	0,33(3,3)
Глинистые, включая пылеватые	0,06(0,6)	0,1(1)	0,13(1,3)	0,15(1,5)	0,16(1,8)	0,2(2)	0,23(2,3)	0,25(2,5)

При погружении свай в предварительно пробуренные скважины минимальное расстояние между их осями принимают не менее $D + 0,5$ м, где D — наибольший размер свай. При более близком расположении свай их несущая способность уменьшается вследствие образования поверхностей смерзания на близком расстоянии, не учитываемых при расчете.

При промерзании толщи временно оттаявшего грунта проявляются силы морозного пучения, воздействие которых на сооружение учитывают соответствующими расчетами. При сохранении основания в мерзлом состоянии расчет на воздействие сил морозного пучения ведут по формуле

$$Q_M^H / K_H \geq \tau_{вып} F - N, \quad (25.8)$$

где $Q_M^H = \sum_{i=1}^k R_{cmi} F_{cmi}$ — расчетное значение силы, удерживающей фундамент от выпучивания [здесь k — число слоев вечномерзлого грунта; R_{cmi} и F_{cmi} — см. экспликацию к формуле (25.7)]; m — коэффициент условий работы, равный 1; K_H — коэффициент надежности, равный 1,1; $\tau_{вып}$ — расчетная удельная касательная сила пучения, принимаемая в зависимости от влажности грунта:

Глубина промерзания, м	1	2	3
$\tau_{вып}$, кгс/см ² , при характеристиках влажности глинистых грунтов и песков мелких и пылеватых:			
$I_L > 0,5$; $G > 0,95$	1,3	1,1	0,9
$0,25 < I_L \leq 0,5$; $0,8 < G \leq 0,95^*$	1	0,9	0,7
$I_L \leq 0,25$; $0,6 < G \leq 0,8^{**}$	0,8	0,7	0,6

F — площадь боковой поверхности части фундамента в пределах сезонномерзлого слоя, см²; N — расчетная постоянная нагрузка, действующая на фундамент, определяемая с коэффициентом перегрузки $\mu = 0,9$.

ГЛАВА 26

ВОДОПРОВОДЯЩИЕ СООРУЖЕНИЯ

§ 127. АКВЕДУКИ, СЕЛЕПРОВОДЫ И ЛОТКИ

1. Акведуки (часть водовода в виде моста), предназначенные для переброски расхода канала через реки, дороги, овраги, суходолы и другие понижения местности, устраивают, если уровень воды в канале значительно превышает отметки пересекаемых препятствий (рис. 26.1). Верхнее строение акведука представляет собой лоток, в котором вода движется с равномерным режимом. Лоток установлен на балочной (наиболее распространенной в настоящее время), рамной или арочной мостовой конструкции.

* Включая крупнообломочные с заполнителем (глинистым, мелкопесчаным и пылеватым) более 30%.

** То же, от 10 до 30%.

По материалу акведуки бывают железобетонными (монолитными или чаще сборными), деревянными, металлическими и комбинированными; последние два типа применяют редко.

При возведении акведука над глубоким узким оврагом при прочных (скальных) склонах используют арочную конструкцию (рис. 26.1, а). Железобетонные акведуки рамной конструкции (рис. 26.1, б, в) устраивают при пересечении каналом широких долин, пойм, рек, дорог, а также каналов в неглубоких выемках.

Верхним ригелем такой рамы (одно- или двухконсольной) служит лоток, а стойками являются его опоры. Стыки соседних рам выполняют в виде температурно-осадочных водонепроницаемых гибких швов, способных выдерживать линейные и угловые деформации под воздействием нагрузок всех видов. Основные типы соединений секций даны на рис. 26.2. Пролетным строением деревянных акведуков служат мосты балочного или подкосно-ригельного типа (см. рис. 26.1, г).

Типовые конструкции сборных железобетонных акведуков для малых расходов воды представлены во многих альбомах, разработанных Гипроводхозом и другими проектными организациями. Скорость движения воды в лотке принимается несколько выше скорости в подводящем и отводящем каналах, т. е. $1-2,5$ м/с; дальнейшее повышение скорости приводит к увеличению уклона лотка, что на каналах оросительных систем ведет к уменьшению возможности командования площадями. Глубину заложения опор акведука принимают с учетом возможной глубины промерзания грунта и максимальной глубины ожидаемого размыва водотоком русла (при пересечении акведуком русла реки, канала).

Конструкция акведука должна обеспечивать плавное сопряжение входной и выходной частей сооружения с каналом как в плане, так и в вертикальной плоскости. Входную и выходную части обычно проектируют в виде соответственно сужающегося и расширяющегося в плане участков, дно отводящего канала и лотка сопрягают наклонным переходным участком. Отвод воды, фильтрующейся из канала в обход сооружения и в местах сопряжения входной и выходной частей сооружения с лотком, осуществляют дренажем, устраиваемым несколько ниже мест сопряжения в направлении к откосу склона, что предохраняет склоны от размыва, а опоры от подмыва. Откосы подводящего и отводящего каналов обычно укрепляют плитами. Трассу акведука выбирают вне оползневых участков, а ось его проектируют прямолинейной. Если условия на трассе не позволяют выполнить это требование, то искривление оси сооружения и прилегающих к нему участков каналов осуществляют таким образом, чтобы иметь минимальную длину сооружения.

Гидравлический расчет акведука включает в себя расчеты входной части, лотка и выходной части. Схемы к гидравлическому расчету представлены на рис. 26.3. Гидравлический расчет следует начинать с выбора поперечного сечения и определения гидравлического уклона лотка. Ширину лотка b следует выбирать таким образом, чтобы обеспечить плавное сопряжение в плане лотка и каналов при минимальной длине входной и выходной частей. Глубину в лотке h выбирают, исходя из принятой скорости в лотке $v=1...2,5$ м/с, т. е. $h=Q/(bv)$, где Q — расход в лотке, м³/с. Уклон лотка определяют по формуле равномерного движения. Расчет входной части ведут по формуле водослива с широким

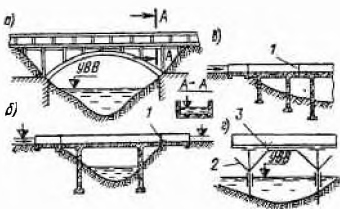


Рис. 26.1. Основные конструктивные схемы акведуков

а — арочной конструкции; б, в — рамной конструкции; г — схема пролетного строения подкосно-ригельного типа; 1 — шов; 2 — подкос; 3 — ригель

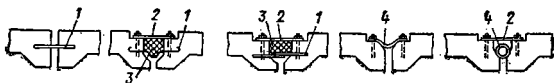


Рис. 26.2. Основные типы соединений секций стенок и дна лотка акведука

1 — металлический лист; 2 — металлические пластины на болтах; 3 — битумное заполнение; 4 — резиновые уплотнения (в виде пластины или трубки)

порогом для несвободного истечения, определяя перепад уровней z (см. рис. 26.3). Понижение дна отводящего канала по сравнению с дном лотка акведука в его концевой части Δh определяют из уравнения Бернулли для двух сечений: в конце лотка и в начале отводящего канала. Приближенно понижение Δh можно принять равным z .

Статический расчет акведуков проводят как для мостов соответствующего типа. Если опоры и лоток жестко не связаны и работают независимо, то расчет их ведут раздельно. Если же лоток и опоры (рамы) представляют собой монолитную конструкцию, то расчет ведут как для монолитной железобетонной рамы, образованной опорами — стойками и лотками — ригелями. В обоих случаях рассчитывают фундамент под опорами. При рамных консольных конструкциях размеры консолей принимают такими, чтобы обеспечить равенство изгибающих моментов на опоре (в месте заделки консоли) и в середине пролета. При проектировании акведуков на высоких опорах необходимо проверять их устойчивость с учетом бокового ветра при опорном и в заполненном лотке.

2. Селепроводы в конструктивном отношении очень схожи с акведуками — это лотки, предназначенные для переброски через каналы, дороги, реки селевых потоков. Отличие их от акведуков заключается в следующем (рис. 26.4): а) входная часть представляет собой воронку с укрепленными откосами и дном, обеспечивающую плавный подход селевого потока к сооружению; б) выходная часть также укреплена и ограждена дамбами; в) как со стороны входа, так и со стороны выхода предусмотрены струнаправляющие дамбы, обеспечивающие плавный подвод и отвод селевого потока и предотвращающие его прорыв в обход сооружения в канал или на дорогу; г) лоток обычно облицовывают материалом, хорошо сопротивляющимся истиранию; д) уклон сооружения (подходной части, лотка и выходной части) принимают обычно большим уклона русла селевого потока вне сооружения с целью предотвращения накопления продуктов выноса перед сооружением.

Лоток селепровода обычно не перекрывают сверху плитами, чтобы не допускать образования в его пределах селевых заторов. Ось сооружения проектируют прямолинейной.

При проектировании селепроводов весьма сложной задачей является достаточно точная оценка селевого паводкового расхода и его изменения во времени, необходимая для обоснованного назначения как размеров сооружения, так и запасов по высоте и толщине стенок. Если канал пересекает очень крупный селевой поток, целесообразнее вместо устройства селепровода предусмотреть строительство дюкера для пропуска расхода канала под руслом селевого потока. Такого рода решения принимают на основе технико-экономических расчетов.

3. Лотки размещают на тех участках трассы каналов, где вследствие неблагоприятных топографических (например, на косогоре) (рис. 26.5), геологических (неустойчивые грунты, выходы скалы), гидрогеологических (близкое стояние уровня грунтовых вод) и других условий строительство канала обходится дороже устройства лотка. Лоток представляет собой искусственное русло, выполненное из того или иного материала (дерева, бетона, железобетона, стали), расположенное непосредственно на поверхности земли или над ней — на эстакаде. На

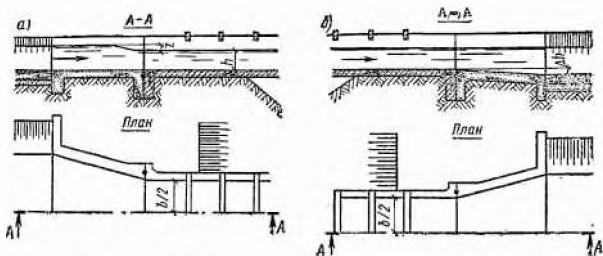


Рис. 26.3. Схемы к гидравлическому расчету акведука
а — входной части; б — выходной части

оросительных системах лотки устраивают вместо каналов (магистральных, межхозяйственных или внутрихозяйственных) с целью уменьшения потерь воды на фильтрацию, которая в земляных каналах достигает иногда весьма значительных величин, и с целью обеспечения командования уровней воды над орошаемым массивом.

Движение воды в лотке равномерное, допустимые скорости потока существенно выше, чем в земляных каналах, поэтому поперечное сечение лотка получается меньшим (пунктир на рис. 26.5, а). Лоток имеет трапециевидную или прямоугольную форму поперечного сечения, откосы его обычно образованы двумя подпорными стенками, а дно образовано плитой; на рис. 26.5, б показан лоток составного поперечного сечения — один откос образован внутренней поверхностью подпорной стенки, а противоположный откос и дно лотка образованы плитами, уложенными на грунт.

Деревянные лотки (устанавливаемые, как правило, на эстакадах) возводят в районах, богатых лесом. В конструктивном отношении они очень похожи на акведуки. Срок службы деревянных конструкций, работающих в условиях переменного увлажнения, невелик, это необходимо иметь в виду при выборе материала лотка.

На оросительных каналах довольно широко распространены железобетонные лотки. Пример такого лотка криволинейного поперечного сечения представлен на рис. 26.6. Осложняет его работу расстройство стыков секций при неравномерной осадке опор лотка.

Металлические лотки (из стали) отличаются высокой водонепроницаемостью, механической прочностью, быстротой сборки и монтажа. Поперечное

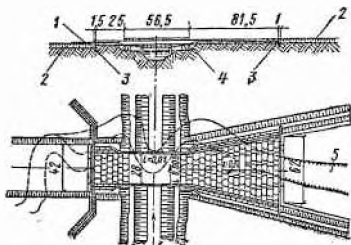
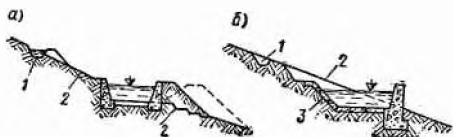


Рис. 26.4. Железобетонный сепелпровод

1 — одиночная мостовая; 2 — габисны; 3 — шпора; 4 — засыпка; 5 — засыпка русла

Рис. 26.5. Лотки на косогоре

1 — нагорный канал; 2 — линия естественного откоса; 3 — крепление плитам



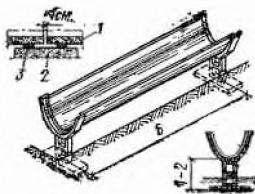


Рис. 26.6. Железобетонный лоток криволинейного поперечного сечения

1 — секция лотка; 2 — опора; 3 — водонепроницаемое уплотнение

сечение малых лотков принимают полукруглым, больших — с вертикальными стенками, несущими нагрузку, и криволинейным днищем. Недостатком таких лотков является коррозия стали (даже оцинкованные лотки служат не более 15 лет), а также большой расход металла.

§ 128. ДЮКЕРЫ И ТРУБЫ-ЛИВНЕПРОВОДЫ

1. Дюкером называют напорный трубопровод, прокладываемый под руслом реки или канала либо под дорогой для пропуска расхода пересекающего их канала, если отметки уровня воды в нем и их отметки близки друг другу. Дюкер может быть проложен также по склонам и дну глубокой долины (оврага), если при технико-экономическом сравнении вариантов он окажется дешевле акведука, что вполне возможно, так как при его прокладке отпадает необходимость в возведении высоких дорожных опор.

По материалу дюкеры могут быть бетонными, железобетонными, стальными, деревянными и комбинированными (из нескольких видов материалов). Бетонные дюкеры применяют при напорах 30—50 м, а дюкеры из предварительно-напряженного железобетона — при напорах до 100 м. Металлические дюкеры (из стали) практически не имеют пределов применимости по напору, однако следует иметь в виду, что они дороги, поэтому их применяют при специальном обосновании. Трубы дюкера (железобетонные, армоцементные, асбестоцементные или др.) желательно выполнять из звеньев заводского изготовления. Деревянные дюкеры в настоящее время применяют редко, так как дерево в условиях переменного смачивания недолговечно.

По числу ниток трубопроводов дюкеры бывают *одноочковые* и *многоочковые*. По условиям эксплуатации и производства работ дюкеры могут быть *заглублены* в грунт или *уложены по поверхности* — вариант выбирают на основе технико-экономических расчетов.

К конструкции дюкера предъявляют следующие требования: а) возможность регулярного осмотра, ремонта и очистки сооружения в период эксплуатации; б) обеспечение водонепроницаемости швов между звеньями трубы и между трубой и оголовками; в) предотвращение нарушения водонепроницаемости швов при неравномерной осадке основания; г) обеспечение опорожнения (откачки воды) сооружения на период ремонта или выключения канала из работы; д) отвод фильтрационных и других вод за пределы сооружения.

Малые дюкеры состоят из входного и выходного вертикальных колодцев, соединенных горизонтальной трубой. Их применяют при пропуске небольших расходов. При пропуске больших расходов дюкеры имеют более сложную конструкцию (рис. 26.7) — они состоят из входного и выходного оголовков, двух наклонных и одного горизонтального участка трубы (который может быть длинным или коротким).

При проектировании дюкера необходимо учитывать следующие требования: а) скорости в трубе принимают из условия незаиляемости дюкера и предельно допустимых потерь напора, но не меньше

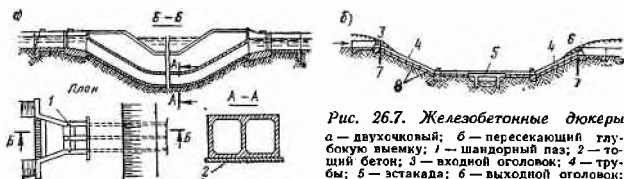
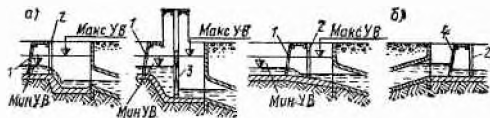


Рис. 26.7. Железобетонные дюкеры
 а — двухщковый; б — пересекающий глукую выемку; 1 — шандорный паз; 2 — толстый бетон; 3 — входной оголовок; 4 — трубы; 5 — заставка; 6 — выходной оголовок; 7 — шпунт; 8 — опоры

Рис. 26.8. Конструкция входных (а) и выходных (б) оголовков дюкера

1 — решетка; 2 — шандорный паз; 3 — затвор; 4 — спицы



скорости воды в канале; обычно принимают скорости в пределах 1,5—4 м/с; б) во избежание размыва подводящего канала не рекомендуется допускать образования в нем кривой спада при пропуске через дюкер расходов, меньших максимального; в) число ниток труб принимают с учетом необходимости маневрирования ими при изменении расхода для предотвращения в трубопроводе залягающих скоростей; г) нельзя допускать образования гидравлического прыжка в трубе при пропуске промежуточных расходов, ибо при этом возникает вибрация, приводящая к расстройству стыков; на рис. 26.8 представлены конструкции оголовков, обеспечивающие затопление прыжка на входном участке трубы; д) нельзя допускать образования воронки при пропуске через дюкер максимального расхода; чтобы предотвратить ее образование, верхнюю кромку трубы заглубляют под уровень верхнего бьефа на величину не менее $1,5 v^2 / (2g)$ или $0,6 D$ (где v — скорость в трубе; g — ускорение свободного падения; D — диаметр трубы). Необходимо принимать во внимание, что с течением времени коэффициент шероховатости в стальных трубах возрастает.

При проектировании выходного участка необходимо обеспечивать затопление гидравлического прыжка при всех возможных расходах и режимах в дюкере, применяя при необходимости соответствующие гасители (пирсы и др.).

Если дюкеры работают в зимних условиях, необходимо проводить термический расчет на обледенение и проверку пропускной способности сооружения.

Гидравлический расчет дюкера проводят как для напорной трубы с учетом всех потерь напора (на входе, на поворотах, на выходе, по длине). Проверяют возможность возникновения гидравлического прыжка на начальном участке трубы.

Статический расчет дюкера проводят как для труб из соответствующих материалов (деревянных, железобетонных, металлических).

2. Трубы-ливнепроводы предназначены для пропуска различных небольших водотоков (ручьев, ливневых вод, талых вод и др.) под каналом, железнодорожным или автодорожным полотном, построенными в насыпи. Для пропуска селевых потоков такие трубы не применяют.

По материалу трубы-ливнепроводы могут быть железобетонными, бетонными, каменными, кирпичными и металлическими. Наиболее широкое применение получили трубы железобетонные. В поперечном сечении трубы могут иметь круглую, овальную или прямоугольную форму. Трубы круглого сечения обычно выполняют железобетонными

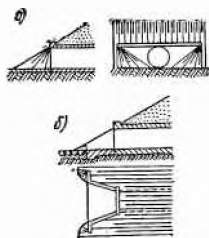


Рис. 26.9. Основные типы оголовков труб

а — обратная стенка (портальный оголовок); б — утолщающая стенка

из звеньев относительно небольших размеров — диаметром от 0,5 до 2 м, массой до 3 т и длиной до 1 м. Трубы овоидального сечения выполняют также из железобетона шириной в зависимости от пропускаемого расхода от 1 до 6 м и высотой до полутора ширины. Все более широкое распространение получают железобетонные трубы прямоугольного сечения. Обычно звенья их представляют собой цельную конструкцию относительно небольших поперечных размеров (1,5—2 м) и длиной до 1,5 м или конструкцию в виде двух опрокинутых Г-образных жестко соединенных полурам, прикрытых сверху съемной крышкой — плитой. По числу ниток трубы могут быть *одноочковые* и *многоочковые*, чаще применяют двух- или трехочковые трубы. По характеру гидравлического

режима трубы подразделяют на *безнапорные*, *полунапорные* и *напорные* (см. гл. 10 и [200]). Безнапорный режим наиболее желателен, так как при нем не создается значительного давления на насыпь, через которую проходит труба. Однако при пропуске паводковых расходов редкой повторяемости допускается временное затопление верхней кромки входного оголовка трубы; при этом в трубе может быть напорный или полунапорный режим потока.

Для обеспечения плавного впуска и выпуска потока концевые участки трубы оснащают оголовками (рис. 26.9). Дно русла перед и особенно за трубой закрепляют в целях предотвращения размыва русла и подмыва трубы; при выходе потока из трубы с большими скоростями предусматривают устройство гасителей.

Гидравлический расчет трубы-ливнепровода складывается из расчета пропускной способности собственно трубы и расчета сопряжения потока при выходе из трубы с устройством соответствующих элементов (гасителей, пирсов, растекателей, водобойного колодца и пр.). Если максимальные расходы в трубе непродолжительны и перед ней возникает нечто вроде «водохранилища», размеры поперечного сечения трубы можно назначать с учетом его регулирующей емкости. В этом случае расчет носит поперечный характер, так как сечением трубы обычно задаются заранее. Для расчета необходимы такие данные: а) гидрограф притока воды к сооружению $Q_n = f_1(t)$; б) кривая объемов (характеристика) «водохранилища» как функция глубины наполнения $W = f_2(H)$; в) кривая пропускной способности трубы $Q_x = f_3(H)$. Гидрограф разбивают на интервалы по времени (обычно одинаковые) и для каждого из них определяют пропускную способность трубы, проверяя сопряжение потока в нижнем бьефе. Для максимальной глубины H_m перед трубой устанавливают достаточность предварительно назначенного поперечного сечения. В случае необходимости изменения поперечного сечения трубы расчет повторяют.

Статический расчет труб, работающих в безнапорном или полунапорном режиме, проводят на действие внешней нагрузки от засыпки грунта с учетом собственного веса трубы или оголовка. Одновременно необходимо учитывать нагрузку от воды в трубе и в соответствующих случаях сейсмические силы, давление от грунтовых вод, подвижную нагрузку сверху и т. д. Для труб, работающих в напорном режиме, учитывают и давление воды в трубе. Расчетную схему и метод расчета принимают в зависимости от конструкции трубы.

§ 129. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ И КЛАССИФИКАЦИЯ

Гидротехнический туннель представляет собой закрытый водовод, проложенный в земной толще без удаления массы грунта, расположенного над ним. Туннели строят чаще всего в горных условиях, когда по трассе канала или водосбросного тракта расположена возвышенность, обход которой по косоугру неприемлем по технико-экономическим соображениям, а также при пересечении трассой водоразделов на равнинах (например, Донско-Сальский водораздел на трассе Донского магистрального канала), при сооружении водосбросов высоких плотин и в других случаях.

Необходимость в устройстве туннеля обычно возникает в следующих случаях: а) ось водовода (трассируемого канала или водосброса) расположена на такой глубине от дневной поверхности, что устройство открытой выемки обходится дороже устройства туннеля; б) трасса водовода пересекает крутой склон, на котором возможны оползни, осыпи, лавины, камнепады и другие явления, затрудняющие строительство и эксплуатацию канала; в) трасса водовода проходит по застроенной и густо населенной местности (аналогично метрополитену в крупных городах).

Строительство гидротехнических туннелей в нашей стране развивается быстрыми темпами. Построены и успешно эксплуатируются крупнейшие туннели на таких гидроузлах, как Ингурский, Чарвакский, Токтогульский. Сооружают туннели длиной 48,2 км для переброски стока р. Арпы в озеро Севан в Армении, ведут строительство туннелей и других сооружений подземного гидротехнического комплекса Нурекской ГЭС, с помощью Советского Союза завершено строительство напорных туннелей диаметром 15 м Асуанской высотной плотины.

По гидравлическому режиму потока в них гидротехнические туннели подразделяют на *напорные* и *безнапорные*.

По назначению различают гидротехнические туннели: а) *энергетические*, подводящие воду к зданию гидроэлектростанции или отводящие ее от него (построены на Рионигэс в Закавказье, Гизельдонгэс на Кавказе); б) *ирригационные и обводнительные* (построены на Донском магистральном канале, Невинномысском канале, магистральном канале Мало-Кабардинской оросительной системы); в) *водопроводные и канализационные*, применяемые, как правило, в городах и крупных населенных пунктах; г) *судоходные и лесосплавные*, устраиваемые на реках и крупных каналах; д) *водосбросные*, сооружаемые в комплексах гидроузлов; е) *строительные*, служащие для временного отвода воды от места строительства в период производства работ; ж) *комбинированные*, устраиваемые для решения нескольких задач одновременно.

По расположению оси и характеру горной выработки различают следующие разновидности гидротехнических туннелей: а) *собственно туннели*, когда ось выработки горизонтальна или слегка наклонена; б) *шахты*, когда ось выработки вертикальна или круто наклонена; в) *штольни*, когда выработка невелика в поперечном сечении или имеет вспомогательное значение; г) *штреки* — короткие выработки служебного назначения.

Поперечное сечение гидротехнических туннелей рассчитывают по обычным формулам гидравлики для водоводов. Среднюю скорость потока в туннеле принимают с учетом удовлетворения водохозяйственных требований и экономичности (проводят технико-экономический расчет). На выбор скорости влияет характер шероховатости стенок:

гладкая обделка дает возможность уменьшить поперечное сечение без увеличения потерь напора в туннеле, вместе с тем облицовка может оказаться невыгодной с экономической точки зрения. Форма сечения туннеля зависит от гидравлических, статических (интенсивности и характера давления горных пород, давления воды) и строительных условий. Туннельная выработка изменяет напряженное состояние окружающей породы и обуславливает возникновение в ней растягивающих напряжений, что приводит к деформации породы, а при недостаточной ее прочности может вызвать обрушение кровли выработки и выпучивание боковых стенок. Во избежание указанных нежелательных явлений по контуру выработки выполняют *туннельную обделку* (облицовку), которую рассчитывают на давление деформирующейся породы, называемое *горным давлением*.

§ 130. ГОРНОЕ ДАВЛЕНИЕ

Под горным давлением понимают силы, возникающие в породах, окружающих туннельную выработку, и приводящие к деформации этих пород. Горное давление зависит от многих факторов: физико-механических свойств пород, геологических и гидрогеологических условий района работ, формы и размеров поперечного сечения выработки, расположения оси трассы (горизонтальное, наклонное, вертикальное), времени от момента завершения выработки до установки облицовки (обделки).

Горное давление может развиваться в *вертикальном* направлении, а также под некоторым углом к горизонтальной плоскости — *боковое горное давление*, вызывающее деформации вертикальных стенок выработки.

Теоретическое определение горного давления возможно лишь приближенными способами и выполняется в целях предварительных наметок. При разработке проектной документации для крупных объектов горное давление определяют опытным путем непосредственно в туннельных выработках. Имеются также лабораторные методы определения горного давления.

Существующие теоретические способы определения горного давления основаны на различных допущениях. В одних предполагается гидростатическое распределение давления породы по глубине выработки. В других породам приписываются свойства сыпучих тел. В третьих, базирующихся на теории упругости, исходят из предположения, что породы изотропны и упруги. В четвертых учитывается явление образования в породах над выработками естественного свода. Последние способы практически оказались наиболее плодотворными, а самым удачным и наиболее приемлемым из них признан способ М. М. Протодьяконова.

Главной предпосылкой теории М. М. Протодьяконова является образование свода; кроме того, предусматривается возможность приложения к горным породам законов теории сыпучих тел с введением вместо настоящего, так называемого *кажущегося коэффициента трения*, учитывающего кроме сил трения силы сцепления между частицами. Этот критерий назван М. М. Протодьяконовым *коэффициентом крепости пород* $f_{кр}$. Пределы изменения его значений очень широки: от 0,3—0,6 для пльвунов, песка, супеси, растительного грунта, торфа до 20 и более для скальных горных пород — базальтов, порфиритов и др. Этот коэффициент охватывает все категории грунтов, встречающихся при туннельных работах как в горных, так и в равнинных районах.

М. М. Протодьяконовым рассмотрены две основные схемы горного давления: 1) для крепких пород, когда боковое давление практически

отсутствует или весьма мало; 2) для мягких пород, когда кроме вертикального давления имеется и боковое.

По первой из названных схем (рис. 27.1, а) предполагается, что над прямоугольной туннельной выработкой шириной l часть породы, придя в движение, обрушается. Границей зоны обрушения будет некоторый свод AOB , где растягивающие напряжения можно считать отсутствующими, а сжимающие — находящимися в допустимых пределах. Вертикальное горное давление в этом случае выразится весом породы в объеме AOB . Форму свода можно определить приближенно из условия равновесия его под равномерной нагрузкой p вышележащей породы в предположении отсутствия моментов в своде, т. е. наличия только центрального сжатия силой N . Равновесие выделенного произвольного участка OC (см. рис. 28.1, а), к которому приложены сила распора H и продольная сила N , заменяющая действие отброшенных частей свода, может быть выражено равенством нулю суммы моментов всех сил относительно точки C с координатами x и y :

$$Hy - px^2/2 = 0, \quad (27.1)$$

откуда $y = px^2/(2H)$.

Следовательно, кривая AOB — парабола.

Для определения распора H рассмотрим условия прочности пят свода A и B . В пяте B , например, действуют распор H и вертикальная реакция $P=0,5pl$. Для обеспечения устойчивости свода необходимо соблюдение соотношения

$$H < f_{кр} P \text{ или } H < 0,5 pl f_{кр}. \quad (27.2)$$

Иными словами, при двойном запасе прочности

$$H = 0,5 \cdot 0,5 pl f_{кр} = 0,25 pl f_{кр}. \quad (27.3)$$

Заменив в формуле (27.1) значение H по выражению (27.3), получим

$$y = 2x^2/(f_{кр} l). \quad (27.4)$$

При $x=0,5l$ и $y=h$ имеем высоту параболического свода, характеризующую горное давление:

$$h = l^2/(2f_{кр} l) = l/(2f_{кр}). \quad (27.4a)$$

Вертикальное горное давление на горизонтальную крепь, приходящееся на l м туннеля, легко вычислить, если известен объемный вес породы γ и площадь свода обрушения $\omega=2/3lh$:

$$Q = \gamma\omega = \gamma(2/3)lh = \gamma l^2/(3f_{кр}). \quad (27.5)$$

Среднее значение удельного равномерного вертикального горного давления, кгс/м², равно:

$$q = \gamma l/(3f_{кр}). \quad (27.6)$$

По СН 238-73 [238], применяют

$$q = \gamma l/(2f_{кр}) = \gamma h. \quad (27.6a)$$

При круглом очертании крепи туннеля нормами рекомендуется

$$q_i = 0,7 q. \quad (27.7)$$

Значения $f_{кр}$ приведены в нормативных документах.

По второй схеме (рис. 27.1, б) в условиях сравнительно мягких пород где возможно возникновение боковых плоскостей обрушения, размеры свода обрушения получаются увеличенными. Пролет свода обру-

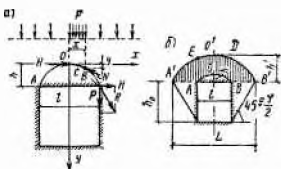


Рис. 27.1. Схемы к расчету горного давления по М. М. Прото-
дьякову

шения здесь заведомо больше пролета выработки, и его, согласно СН 238-73, при $f_{кр} \leq 3$ можно выразить зависимостью

$$L = l + 2h_0 \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2), \quad (27.8)$$

где l — пролет выработки; h_0 — высота выработки в свету; φ — угол внутреннего трения грунта.

Высоту свода обрушения $A'O'B'$ определяют аналогично рассмотренному для первой схемы с учетом нового значения пролета свода обрушения:

$$h' = L/(2f_{кр}). \quad (27.9)$$

Вертикальную нагрузку на верхнюю часть обделки туннеля принимают равной площади $A'E'DB$, умноженной на объемный вес грунта γ и единицу длины туннеля:

$$Q' = 2/3 \gamma h l + \gamma (h' - h) l. \quad (27.10)$$

Имея в виду формулы (27.8) и (27.9), можно записать

$$Q' = 2/3 \gamma h l + \gamma h_0 \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) / f_{кр}. \quad (27.11)$$

Нагрузка на призму обрушения при определении бокового давления может быть выражена так:

$$q = \frac{2/3 \gamma L h' - Q'}{2(L - l)/2} = \frac{2/3 \gamma L h' - Q'}{L - l}, \quad (27.12)$$

Боковое горное давление на стенку высотой h_0 будет равно:

$$E = 1/2 h_0 (2q + \gamma h_0) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (27.13)$$

При $f_{кр} > 3$ рекомендуется принимать $L = l$.

§ 131. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА БЕЗНАПОРНЫХ ТУННЕЛЕЙ

1. Условия работы, особенности устройства и форма сечения. Если колебание уровня воды в голове туннеля невелико и по гидравлическим и водохозяйственным условиям возможен безнапорный режим, то строят безнапорные туннели; судоходные туннели, естественно, могут быть только безнапорными. Максимальной пропускной способностью обладают туннели, имеющие в части, заполненной водой, круглое или прямоугольное со скругленными углами сечение. На выбор формы поперечного сечения туннеля влияют характер пород, в которых располагается сооружение, и условия производства работ. С учетом этого рекомендуются следующие типы поперечных сечений безнапорных туннелей:

а) *прямоугольное* с плоской кровлей или пологим сводом (рис. 27.2, а) для туннелей небольших размеров в прочных скальных породах с незначительным вертикальным горным давлением и отсутствием бокового давления; $f_{кр} \geq 8$;

б) *корытообразное* с полукруглым сводом (рис. 27.2, б) при небольшом вертикальном горном давлении и отсутствии бокового давления; $8 > f_{кр} > 4$;

в) *подвешенное* с верхним сводом малого радиуса и криволинейными стенками (рис. 27.2, в) при большом вертикальном горном давлении, небольшом боковом давлении и значительном колебании уровня воды в туннеле; $4 \geq f_{кр} \geq 2$;

г) *подковообразное (коробовое)* (рис. 27.2, г) при значительном вертикальном и боковом горном давлении и при наличии давления пород снизу; $f_{кр} < 2$;

д) *круглое* при наклонном или переменном напластовании горных пород, наличии значительного напора грунтовых вод и щитовом способе проходки.

Отношение высоты туннеля h к его ширине b принимают в пределах 1—1,5; при большом колебании уровня воды в туннеле предпочтительны

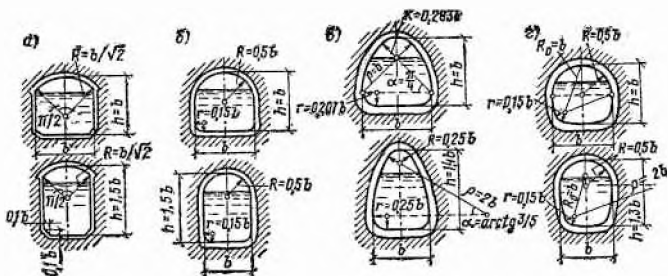


Рис. 27.2. Типы поперечных сечений безпортальных туннелей

а — прямоугольное с пологим сводом; б — корытообразное с полукруглым сводом; в — подъяе-
стое с криволинейными стенками; г — подковособразное (коробовое)

большие значения этого отношения. С учетом условий производства работ ширину туннеля принимают не менее 1,6 м, высоту — не менее 1,9 м. Запас над уровнем воды в туннеле должен быть не менее 0,4 м или $0,15 h$ (где h — высота туннеля) при условии обеспечения подвода воздуха в воздушную зону туннеля для предотвращения захлебывания.

2. Обделки безпортальных туннелей, проложенных в прочных породах, предназначены для уменьшения шероховатости их стенок; проложенных в прочных, но трещиноватых породах, — кроме того, для обеспечения водонепроницаемости их стенок; проложенных в слабых породах — наряду с перечисленными целями для защиты выработок от опасных деформаций пород и обрушения кровли и стенок.

Обделку, предназначенную для уменьшения шероховатости стенок туннеля (выравнивающую), выполняют или по всему его сечению, или в пределах живого сечения потока в нем. При необходимости защиты породы от выветривания выравнивающую обделку делают по всему сечению туннеля. Для уменьшения шероховатости стенок выработки желательно применять при проходке короткозамедленное взрывание породы. Для устройства выравнивающей обделки используют в зависимости от характера пород и способа проходки туннеля бетон, шприц-бетон, торкрет-бетон или набрызгбетон (по сетке или без нее).

Обделка, предназначенная для предохранения кровли и боковых стенок выработки от разрушения, одновременно служит и для уменьшения шероховатости и для обеспечения водонепроницаемости стенок туннеля. При породах малой и средней крепости выполняют бетонные обделки минимальной толщиной 0,2 м по всему сечению или только в верхнем своде; в последнем случае по живому сечению устраивают выравнивающую обделку (при прочных породах). Для туннелей больших сечений в сильно нарушенных породах и при наличии значительного горного давления, т. е. при менее благоприятных геологических условиях, применяют железобетонные обделки, главным образом монолитные. Сборные обделки применяют для туннелей круглого сечения. Арматуру в железобетонных обделках ставят в соответствии с расчетом. При проектировании и расчете обделки следует учитывать металлическую крепь, оставляемую в теле обделки. Это ведет к уменьшению арматуры. Если в качестве временной крепи используют анкеры, то при расчете обделки необходимо учитывать разгружающее влияние сформированного анкерами породного свода, что позволит несколько облегчить обделку.

При проходке туннелей щитовым способом в слабых грунтах целесообразно применять монолитно-прессованную обделку при соответствующем давлении прессования.

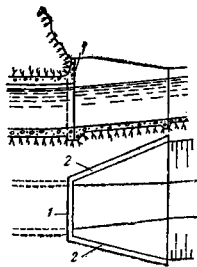


Рис. 27.3. Конструкция выходного портала безнапорного туннеля
1 — порталная стенка; 2 — крыло

Зазор между обделкой и породой цементируют глинисто-цементным или другим раствором, что обеспечивает упругое взаимодействие обделки и породы, уменьшение деформаций породы, более равномерное распределение горного давления на обделку, а также защиту обделки от грунтовых вод.

Уменьшение шероховатости обделки достигается зачисткой наплывов и выступов; обеспечение ее водонепроницаемости — оштукатуриванием поверхности цементным раствором или набрызгом с затиркой. Устройство продольных и поперечных швов (через 6—8 м) не должно снижать надежности обделки; с этой целью в шов вводят арматурные связи и используют для его заделки расширяющийся и безусадочный цемент.

Защита обделки от воздействия грунтовых вод достигается устройством под туннелем продольного дренажа, снимающего давление грунтовых вод, в сочетании с поперечными дренами (иногда вертикального и комбинированного дренажа), с выводом дренажных вод в туннель (трубками над уровнем воды в туннеле), если они безвредны для обделки.

Если грунтовые воды агрессивны, то для защиты обделки проводят цементацию окружающей породы, между обделкой и породой укладывают изолирующие слои асфальтовой клебмассы и других составов.

3. Порталы или входные и выходные устройства туннелей служат для создания плавного подхода к туннелю и перехода от него к дальнейшей части водовода, гашения избыточной энергии потока, выходящего из туннеля, регулирования расхода, закрепления концевых участков обделок и других целей. Портал (рис. 27.3) обычно состоит из порталной стенки, крыльев (открылков) и низовой плиты. Портальная стенка — это утолщенная обделка, ограниченная вертикальной плоскостью, перпендикулярной оси туннеля, сопрягающаяся по бокам с вертикальными (или другой конструкции) крыльями, переходящими в откосы канала. Внизу к порталной стенке примыкает плита. Откос над порталной стенкой обычно дренируют.

§ 132. СТАТИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ ОБДЕЛОК БЕЗНАПОРНЫХ ТУННЕЛЕЙ

Форму и размеры сечения туннеля устанавливают на основе технико-экономических и гидравлических расчетов. Гидравлический расчет сечения туннеля проводят как для равномерного движения в открытых руслах; при необходимости (в энергетических туннелях) учитывают и неустановившееся движение.

Для определения размеров обделки проводят статические расчеты. За основные силы, действующие на обделку, принимают: 1) горное давление (см. § 130); 2) собственный вес обделки, определяемый по ее толщине δ , которую предварительно назначают или по аналогии с имеющимися туннелями, или по графику на рис. 27.4; 3) нагрузку от предварительного напряжения; 4) давление грунтовых вод, определяемое в зависимости от положения их уровня; 5) давление воды изнутри туннеля. Первые три нагрузки относятся к постоянным, четвертая и пятая — к временным длительным; к кратковременным нагрузкам относятся давление пульсации потока воды, внутреннее давление в туннеле от гидравлического удара, давление раствора, нагнетаемого за обделку, силы, возникающие в результате температурно-усадочных явлений в бетоне, и др.

1. Некоторые расчетные схемы. Если в скальной породе отсутствует боковое давление ($f_{кр} > 4$) и по боковым стенкам и дну предусмотрена только выравнивающая обделка (рис. 27.5, а), расчет обделки может быть сведен к расчету свода на вертикальное горное давление и давление грунтовых вод. Для приведенных условий, но при наличии сплошной обделки примерно постоянной толщины (рис. 27.5, б) расчет обделки может быть выполнен по расчлененной схеме: выделяют «рабочий свод» А—А, заштрихованный на рисунке, который рассчитывают на вертикальное горное давление, а стенки рассчитывают отдельно на свои нагрузки и давление свода. Методика выделения рабочего свода основана на наблюдаемых схемах обрушения (рис. 27.5, в), когда свод в ключе прогибается вниз, а в пятах — в направлении породы. В обделках с полукруглым очертанием свода рабочий свод ограничивается радиальными сечениями, проведенными под углом 30° к горизонту.



Рис. 27.4. График для предварительного определения относительной толщины δ/b обделки безнапорного туннеля

1 — из бетона; 2 — из железобетона



Рис. 27.5. Схемы к расчету обделки безнапорного туннеля

Если обделка подвергается действию также и бокового горного давления, ее расчет проводят более точно, как для замкнутого контура.

Упругий отпор породы учитывают на той части контура обделки, которая в расчетной схеме действия сил получает перемещение в сторону породы; в очень слабых, неустойчивых породах упругий отпор не учитывают.

2. Основы расчета обделки свода, упруго заделанного в пятах. Расчетная схема представляет собой симметрично нагруженный круглый свод постоянной толщины e и отличается от расчетной схемы арочного кольца общего типа характером нагрузки. Здесь нагрузка вертикальная — равномерно распределенное горное давление q ; упругая податливость пят учитывается коэффициентом упругого отпора породы k .

При рассмотрении симметричной круглой обделки постоянной толщины e с постоянным моментом инерции I можно, пользуясь методом перемещений, записать выражения расчетных моментов и нормальных сил в общем виде:

для ключевого сечения

$$M_k = M_e - 0,173 r_0 H_e; N_k = H_e; \quad (27.14)$$

для пяты, наклоненной к горизонту под углом 30° ,

$$M_n = M_e + 0,327 r_0 H_e - 0,375 q r_0^2; N_n = 0,5 H_e + 0,75 q r_0, \quad (27.15)$$

где $M_e = q r_0^2 f_1(m, n)$; $H_e = q r_0 f_2(m, n)$; $m = k r_0 / E$; $n = (e / r_0)^2$; r_0 — радиус свода; e — толщина свода (обделки); k — коэффициент упругого отпора породы; E — модуль упругости; q — вертикальная нагрузка — равномерно распределенное горное давление.

По полученным значениям M и N , используя формулу неравномерного сжатия, можно определить напряжения в обделке. Подробно с указанными расчетами можно ознакомиться в специальной литературе [31, 238].

§ 133. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА НАПОРНЫХ ТУННЕЛЕЙ

1. Условия применения, форма сечения. Напорные туннели применяют в следующих случаях: а) при больших колебаниях уровня водохранилища или озера, от которого отходит туннель; б) если по топографи-

ческим и геологическим условиям невозможна экономически обоснованная трассировка безнапорного туннеля; в) когда сложные гидравлические условия режима установки (например, гидроэлектростанции) требуют применения водовода с напорным режимом.

Для напорных туннелей характерно значительное внутреннее гидростатическое давление. Этим и обусловлено наиболее частое применение для них круглой формы поперечного сечения. Овальную форму применяют относительно редко. По производственным условиям наиболее удобно прямоугольное сечение, за исключением случая использования способа щитовой проходки.

2. Обделки напорных туннелей. В период эксплуатации обделка напорных туннелей, подверженная действию внутреннего гидростатического давления, превосходящего внешнее давление, работает на растяжение, а в период опорожнения, строительства или ремонта туннеля, когда внутреннее давление отсутствует, обделка работает преимущественно на сжатие. Существенное влияние на работу обделки в таких условиях оказывают характер и свойства окружающей породы: ее крепость ($f_{кр}$) и упругость (податливость, характеризуемая коэффициентом упругого отпора породы k). При больших значениях $f_{кр}$ и k внутреннее давление может быть воспринято полностью окружающей породой; обделка в этом случае необходима лишь для выравнивания поверхности выработки (уменьшения шероховатости) и обеспечения водонепроницаемости стенок туннеля.

Находясь под воздействием внутреннего гидростатического давления кольцо обделки претерпевает деформации растяжения, передавая часть давления на породу, которая также деформируется. Если радиальные деформации породы велики (0,5—1 мм), то появляется необходимость в использовании стальной обделки, которая полностью воспринимает гидростатическое давление без передачи его на окружающую породу.

Для эффективного использования упругого отпора породы должна быть обеспечена передача деформаций от обделки породе. С этой целью контакт между обделкой и породой цементируют под давлением. Такая цементация, кроме того, приводит к обжатию обделки, что улучшает ее работу на внутреннее давление воды.

Краткая характеристика обделок напорных туннелей. По условиям работы и особенностям конструкций обделки напорных туннелей можно подразделить на следующие группы:

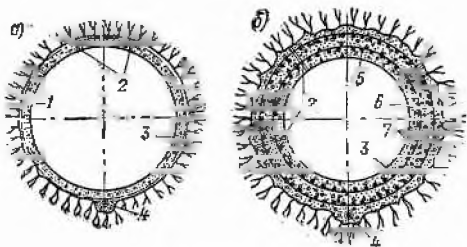
1) *выравнивающие и противofильтрационные обделки*, применяемые для напора до 60 м в крепких (плотных и устойчивых) породах с $f_{кр} > 14$. В конструктивном отношении они аналогичны обделкам безнапорных туннелей;

2) *монолитные однослойные обделки* (рис. 27.6), применяемые также в крепких породах для напора до 60 м при небольшом горном давлении. При напорах 30—100 м в породах с большим горным давлением ($f_{кр} < 1$) и малым коэффициентом упругого отпора применяют обделки с одиночной или двойной арматурой. Для обеспечения водонепроницаемости обделок используют торкретную штукатурку поверхности толщиной 2—4 см с затиркой или, для обделок малой толщины, шприц-бетон. При расчетах обделок допускают возможность образования трещин, если они не опасны для долговечности обделки и прочности пород при взаимодействии их с фильтрующимися из туннеля водами и при малых потерях воды из туннеля;

3) *сборные однослойные обделки* (рис. 27.7), представляющие собой свободные элементы в виде замкнутых колец (для туннелей малых диаметров) или кольцо из отдельных блоков. Такие обделки применяют, как и упомянутые выше, при больших напорах; водонепроницаемость обеспечивается торкретом; стыки замоноличивают, причем арматуру

Рис. 27.6. Монолитная однослойная обделка туннеля

а — бетонная; б — железобетонная; 1 — бетон; 2 — трубки для инъекции; 3 — торкрет; 4 — дренаж; 5 — круговая арматура; 6 — железобетон; 7 — распределительная арматура



соседних блоков сваривают. Очень эффективны обделки с предварительным напряжением;

4) *комбинированные обделки*, представляющие собой как бы два кольца: внутреннее (железоторкретное, железобетонное или стальное) и внешнее (бетонное или железобетонное — монолитное либо сборное из блоков или тьюбингов) (рис. 27.8).

Изоляцию и дренаж обделок напорных туннелей осуществляют так же, как и для безнапорных туннелей.

Ниже рассмотрены более подробно некоторые из обделок.

Обделки с глубокой укрепительной цементацией. Такие обделки состоят из бетонного кольца, за которым с помощью цементации создается зона породы повышенной прочности. Толщина бетонного кольца определяется из условия восприятия давления инъецируемого раствора на первом этапе цементации, т. е. рассчитывается на сжатие. Скважины располагают равномерно по периметру обделки; для обеспечения равномерного обжата кольца нагнетание раствора рекомендуется проводить одновременно во все скважины. На следующем этапе раствор нагнетают уже в глубокие скважины (глубиной до 0,7 диаметра туннеля) и обжатию подвергают как само кольцо, так и укрепленную на первом этапе породу. Цементный раствор нагнетают под высоким давлением — 0,4 МПа (40 ат) и более.

Обделки с эластичной водонепроницаемой прокладкой. Такие обделки применяют, когда с помощью цементации не удастся создать вокруг туннеля водонепроницаемую зону породы. В СССР предложена обделка из плит-оболочек с гибкой волнистой прокладкой из металлопласта (тонкой листовой малоуглеродистой стали, обклеенной с обеих сторон пленкой из поливинилхлорида). За рубежом в качестве эластичной прокладки предложено использовать гофрированную медную фольгу толщиной 0,1—0,2 мм, покрытую битумом.

Предварительно-напряженные обделки. Если в обделке искусственно создать сжимающие напряжения, равные или близ-

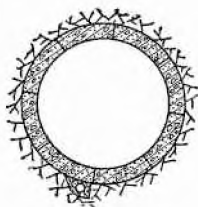


Рис. 27.7. Сборная однослойная обделка туннеля

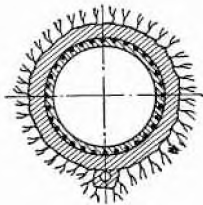


Рис. 27.8. Комбинированная обделка туннеля

кие по значению расчетным растягивающим напряжениям от эксплуатационных нагрузок, то это приведет к повышению их трещиностойкости, водонепроницаемости, продолжительности срока службы и в конечном счете к возможности уменьшения их толщины, что особенно важно для напорных туннелей. Способ создания начального напряженного состояния обделки определяет особенности конструкции. По этому признаку обделки можно разделить на две группы: 1) *напряженно-армированные и бандажированные*, в которых сжимающие напряжения обеспечены натяжением арматуры или бандажей, размещенных по наружной поверхности; 2) *обжатые*, в которых начальные напряжения обеспечены без использования арматуры (нагнетанием цементного раствора в специальный зазор между обделкой и выравнивающим слоем бетона либо вдавливанием обделки в породу).

Предварительно напряженные обделки могут быть как монолитными, так и сборными.

Обделки из набрызгбетона. При возведении туннелей в крепких слаботрещиноватых породах в ряде случаев целесообразно применение обделки из набрызгбетона по металлической сетке. Набрызгбетон по сравнению с бетоном обладает повышенной прочностью на растяжение, хорошей сцепляемостью со скальной поверхностью, большой плотностью и водонепроницаемостью. Выполнение такой обделки не требует устройства опалубки и проведения заполнительной инъекции, что приводит к повышению темпов возведения сооружения и дает определенный экономический эффект.

Использование для обделок низко модульных бетонов. Бетоны с малыми модулями упругости (в 1,5—2 раза меньшими по сравнению с обычными) интенсивнее вовлекают в работу скальную породу, что весьма целесообразно при проходке туннелей в прочных, но трещиноватых породах. Толщина обделки из низко модульного бетона может быть на 30—50% меньше толщины обделки из обычного бетона такой же марки.

Применение для обделок полимерных материалов. С развитием химической промышленности появляются возможности широкого применения полимерных материалов для конструкций, работающих на растяжение и изгиб, подвергающихся кавитации и истиранию. В качестве перспективных материалов можно назвать полимербетоны, силикатные бетоны с добавками синтетических смол, пластраторы (полимерное вяжущее в сочетании с инертными заполнителями), бетоны с добавками из синтетических или силикатных волокнистых материалов (с высокой прочностью на растяжение).

Имеются данные о возможности использования для обделок туннелей расширяющихся бетонов.

§ 134. СТАТИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ ОБДЕЛОК НАПОРНЫХ ТУННЕЛЕЙ

Обделка напорного туннеля представляет собой упругое кольцо, расположенное в упругой среде и подверженное воздействию внутреннего гидростатического давления и внешних сил. Существенную роль в работе обделки играет упругий отпор породы, в которой расположен туннель, если его заглубление составляет не менее трех его диаметров и коэффициент крепости пород $f_{кр} > 1,5$. В настоящее время имеются достаточно точные методы расчета кольцевых обделок туннелей, в первую очередь однослойных. Некоторая неопределенность характера распределения реакций оказывает заметное влияние на точность расчетов. Более сложны условия работы комбинированных (двухслойных) обделок.

Разработаны графики (рис. 27.9), по которым можно предварительно назначить толщину обделки. Используя график на рис. 27.9, а, по значению коэффициента упругого отпора k определяют долю n внутрен-

него гидростатического давления p , воспринимаемую обделкой. Определить числовое значение давления, воспринимаемого обделкой $p_0 = np$, для заданного коэффициента крепости породы $f_{кр}$ по графику на рис. 27.9, б определяют толщину обделки δ в долях от диаметра туннеля D .

1. Расчет однослойных обделок на внутреннее гидростатическое давление. Рассматривая цилиндрическую трубу круглого сечения с равномерно распределенным внутренним давлением p , расположенную в упругой среде с коэффициентом упругого отпора k , Б. Г. Галеркин получил простую формулу для определения нормальных напряжений σ в точке с радиусом r , значение которого изменяется в пределах $r_{вн} \leq r \leq r_{н}$ (где $r_{вн}$ и $r_{н}$ — соответственно внутренний и наружный радиусы обделки):

$$\sigma = \{1 + N + (r_n/r)^2 [1 + N(1 - 2\mu)]\} / \{t^2 - 1 + N[t^2(1 - 2\mu) + 1]\}, \quad (27.16)$$

где $N = kr_n(1 + \mu)/E$; μ — коэффициент Пуассона материала обделки; E — модуль его упругости; $t = r_n/r_{вн}$.

Для слабых пород рекомендуется принимать $k=0$ и $N=0$.

Если в формуле (27.16) заменить коэффициент упругого отпора k массива породы по поверхности выработки радиусом r_n коэффициентом удельного упругого отпора k_0 в зоне $r_0 = 100$ см, которые соотносятся так: $k = 100 k_0 / r_n$, как это сделал С. К. Шаншиев, то получим

$$\sigma = [(r_n/r_{вн})^2 + A] / [(r_n/r_{вн})^2 - A], \quad (27.17)$$

где $A = [0,01 E - (1 + \mu) k_0] / [0,01 E + (1 + \mu)(1 - 2\mu) k_0]$.

Отсюда можно получить значение радиуса

$$r_n = r_{вн} \sqrt{A(\sigma + p) / (\sigma - p)} \quad (27.18)$$

и толщину обделки

$$\delta = r_n - r_{вн} = r_{вн} (\sqrt{A(\sigma + p) / (\sigma - p)} - 1). \quad (27.19)$$

Значение k_0 для пород с коэффициентом крепости $f_{кр}$ от 1,5 до 12 вычисляют по зависимости В. А. Словинского: $k_0 = 50 a f_{кр}$, где a находится в пределах 0,8—1,2 (первое значение принимают при значительной трещиноватости породы, второе — при малой трещиноватости).

В СН 238-73 даны формулы для определения толщины обделок туннелей (бетонных и железобетонных) при воздействии гидростатического давления p . Кроме того, там приведены расчетные графики [238].

2. Расчет обделки на горное давление (как и на остальные виды нагрузок — см. пп. 3—6) можно проводить по методу О. Е. Бугаевой с учетом упругого отпора породы, но без учета трения. Упругий отпор породы действует по части обделки с центральным углом 270° (рис. 27.10) и распределяется по такому закону: на уровне горизонтального диаметра он равен $-k\delta_a$, в пределах $45^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$ он равен $-k\delta_a \cos 2\varphi$, а в пределах $90^\circ \leq \varphi \leq 180^\circ$ он равен $-k\delta_a \sin^2 \varphi + k\delta_b \cos^2 \varphi$, где φ — угол наклона радиального сечения к вертикали.

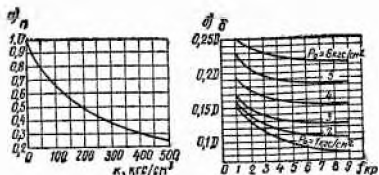


Рис. 27.9. Графики для предварительного определения толщины обделки напорного туннеля

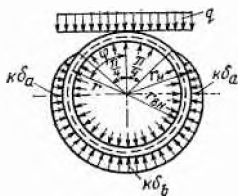


Рис. 27.10. Схема к расчету обделки по методу О. Е. Бугаевой

Нормальные напряжения в обделке определяют по формуле неравномерного сжатия по изгибающему моменту M и нормальной силе N в рассматриваемых сечениях:

$$M = q r_n [Aa + B + Cn(1 + a)]; \quad N = q r_n [Da + E + Fn(1 + a)], \quad (27.20)$$

где q — равномерно распределенное вертикальное горное давление; r — радиус осевой линии обделки; $a = 2 - r_n/r_2$; $n = r^2 r_n k b / (0,0641 r^2 r_n k b + EI)$; b — ширина расчетной полосы сечения обделки; I — момент инерции сечения обделки; для коэффициентов A, B, C, D, E и F автором метода составлены таблицы.

3. Расчет обделки постоянной толщины на собственный вес проводят аналогично предыдущему по зависимостям

$$M = gr^2 (A_1 + B_1 n); \quad N = gr (C_1 + D_1 n), \quad (27.21)$$

где g — вес 1 м^2 обделки (на 1 м длины туннеля); для коэффициентов A_1, B_1, C_1 и D_1 автором метода составлены таблицы.

4. Расчет обделки на давление воды при неполном заполнении туннеля проводят по зависимостям

$$M = \gamma_{\text{вн}}^2 r (A_2 + B_2 n); \quad N = \gamma_{\text{вн}}^2 (C_2 + D_2 n), \quad (27.22)$$

где γ — вес 1 м^3 воды; для коэффициентов A_2, B_2, C_2 и D_2 имеются таблицы автора метода.

5. Расчет обделки на давление грунтовых вод, уровень которых расположен на высоте h над замком свода, проводят по зависимостям

$$M = -\gamma_{\text{н}}^2 r (A_2 + B_2 n); \quad N = -\gamma_{\text{н}}^2 (C_2 + D_2 n) + \gamma h r_n. \quad (27.23)$$

6. Расчет обделки на боковое горное давление проводят для двух случаев:

а) для сечения в замке свода и в подошве обделки

$$M = -0,1488 q_1 r_n^2; \quad N = 0,7584 q_1 r_n; \quad (27.24)$$

б) для сечения по горизонтальному диаметру

$$M = 0,1366 q_1 r_n^2; \quad N = 0,5 q_1 r_n. \quad (27.25)$$

где q_1 — удельное боковое горное давление.

После проведения расчетов напряжения от различных нагрузок суммируют. Если обделки выполняют в породах, где не может быть учтен упругий отпор, то для приведенных выше формул принимают $k=0$ и $n=0$.

В замке обделки круглого сечения туннелей, проложенных в слабых грунтах, от воздействия горного давления, собственного веса и внутреннего гидростатического давления появляются растягивающие напряжения. С. К. Шаншиевым предложено делать в круглых сечениях прямоую горизонтальную вставку, в которой момент от внутреннего гидростатического давления, имеющий обратный знак по отношению к моменту от горного давления и собственного веса, приблизительно уравнивает его.

7. Расчет двухслойных (комбинированных) обделок состоит из двух частей: а) расчета наружной бетонной обделки на внешнее давление; б) расчета двухслойной обделки на внутреннее гидростатическое давление. В первом приближении этот расчет можно осуществлять по зависимостям (27.19) — (27.21), а более точно — по зависимостям, приведенным в нормативных документах [238].

§ 135. НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

1. Определение диаметра туннеля. Эту задачу решают на основе технико-экономического расчета в соответствии с назначением туннеля. Определяют экономически наиболее выгодный диаметр (пролет) туннеля в свету. Имеется параметрический ряд сечений туннелей, в котором при-

няты стандартные диаметры (пролеты) в свету: 2; 2,5; 3; 4; 4,5; 5; 5,5; 6; 7; 8; 9; 10; 11; 12; 13,5 и 15 м. Диаметр (пролет) туннеля, определенный технико-экономическим расчетом, сравнивают с приведенным параметрическим рядом и за расчетный принимают одно из двух ближайших стандартных значений. Скорость движения воды при экономически наиболее выгодных размерах сечения, например для подводных и отводящих туннелей гидроэлектростанций, принимают в пределах 3—4,5 м/с при пропуске среднерезервного расхода за год расхода.

2. Учет сейсмических воздействий. В практике мирового гидротехнического строительства имеется много примеров уязвимости туннелей при сейсмических воздействиях. Действие продольных сейсмических сил вызывает в породе напряженное состояние с напряжениями, зависящими от коэффициента сейсмичности, объемной массы породы, скорости распространения в породе продольных и поперечных сейсмических волн и преобладающего периода колебаний частиц породы, который может быть определен по данным инженерно-сейсмических исследований, а ориентировочно принят равным 0,5 с.

Если туннельная выработка закреплена обделкой, то действующее на нее сейсмическое горное давление можно определить из решения о напряжениях в пластине, ослабленной отверстием и подкрепленной кольцом, от действия растяжения или сжатия.

Изложенное, а также небольшое количество имеющихся данных лабораторных и модельных исследований по возведению туннелей в сейсмических районах обуславливают необходимость дальнейшего проведения опытно-экспериментальных исследований.

3. Учет износостойкости и температурных напряжений. Выходящий наносодержащий поток истирает обделку и сокращает срок ее службы. При проектировании обделки необходимо учитывать этот существенный фактор ее работы (см. гл. 10).

При проведении статических расчетов следует учитывать температурные напряжения, возникающие от колебаний температуры протекающей воды.

Проектирование и строительство туннелей в условиях многолетней мерзлоты представляют собой особо сложную задачу вследствие специфических свойств вечномерзлых грунтов, их изменчивости в зависимости от колебаний температуры и многих других факторов.

4. Способы производства туннельно-строительных работ выбирают в зависимости от инженерно-геологических условий, глубины залегания выработки, длины туннеля и размеров его поперечного сечения.

Довольно широко распространены *горные способы проходки* туннелей с использованием щитов и туннелепроходческих машин. Возможность получения поперечного сечения туннеля правильной формы без переборов при применении механизированных щитов и туннелепроходческих машин обеспечивает экономию бетона для обделки и раствора для заполнительной инъекции, а также использование новых типов обжатых обделок. Отсутствие необходимости во взрывах при разработке забоя предотвращает образование трещин в окружающей породе и тем самым обеспечивает хорошие условия статической работы обделки.

5. Новые методы разрушения горных пород. К таким методам относятся огневые методы, методы разрушения с помощью электромагнитных волн сверхвысоких частот, лазерных и электронных лучей, гидравлические методы. Большинство этих методов пока находится в стадии исследования. Следует считать перспективными волновые методы при условии решения вопроса о защите человека от сверхчастотного излучения. Методы с использованием электронных и лазерных лучей также имеют большое будущее, здесь трудности обусловлены высокими температурами у забоя. Проведение лабораторных и натуральных исследова-

ний, а также опытных проверок дает возможность решить эту сложную, но весьма важную проблему.

6. Применение временной крепи. При проходке туннелей в настоящее время в качестве временной крепи используют анкерную или комбинированную крепь, т. е. сочетание анкерной крепи с металлической сеткой или набрызгбетоном. Анкерная крепь создает как бы армокаменный свод по периметру выработки, связанный с вышележащей устойчивой неповрежденной породой. Набрызгбетон вследствие его хорошего сцепления со скальной поверхностью выработки можно рассматривать как одно целое с укрепленной и омоноличенной скальной породой. Он допускает высокую степень механизации работ и обеспечивает высокие технико-экономические показатели туннеля. Покрытие из набрызгбетона без какого-либо дополнительного усиления омоноличивает устойчивые скальные породы (трещиноватые и выветривающиеся), защищая их от разрушения, предотвращает просачивание воды из туннеля.

Применение глубоких предварительно-напряженных анкеров дает возможность облегчить несущие конструкции крупных туннелей и подземных камер. В настоящее время ведется работа по внедрению анкерного крепления с закреплением анкеров в шпуре на полиэфиревой или эпоксидной смоле. Быстрое нарастание прочности смолы позволяет успешно крепить выработку в слабых и обводненных породах.

Г Л А В А 28

СОПРЯГАЮЩИЕ СООРУЖЕНИЯ

§ 136. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ. БЫСТРОТОКИ

Сопрягающие сооружения применяют: а) при сопряжении участков каналов, расположенных на различных уровнях; б) в качестве важного элемента берегового водосброса в гидроузле с земляной плотиной (см. гл. 17); в) при устройстве лесосплавных сооружений — бревноспусков (см. гл. 42).

Основное назначение сопрягающих сооружений — гашение энергии потока при переборке его с более высоких отметок на низкие.

Все сопрягающие сооружения по условиям пропуска воды по ним можно разделить на две группы: 1) с движением воды без отрыва от сооружения на всем пути — *быстротоки и трубы*; 2) с движением воды на части пути без отрыва от сооружения, а на части пути свободно в воздухе — *ступенчатые и консольные перепады*. Могут быть и промежуточные формы сопрягающих сооружений: *трубчатые перепады, трубчато-ковшовые водосбросы, быстротоки-перепады и др.*

Быстротоки — это наиболее простые сопрягающие сооружения, которые можно возводить практически при любых инженерно-геологических условиях. Типы быстротоков и особенности их работы подробно рассмотрены в главах 10 и 12. Быстротоки на каналах выполняют из бетона, железобетона, бутового камня и других строительных материалов.

На рис. 28.1 изображен бетонный быстроток. Входная часть его в конструктивном отношении аналогична входной части регулятора. В гидравлическом отношении она работает как незатопленный водослив с широким порогом.

Уклон быстротока **выбирают исходя** из условия обеспечения его минимальной длины и соответствия естественному уклону местности в целях уменьшения объема земляных работ.

Обычно рассматривают несколько вариантов трассирования быстротока, выбирая наиболее экономичный. При этом необходимо иметь в виду следующее **обстоятельство**. Бетонные и железобетонные лотки

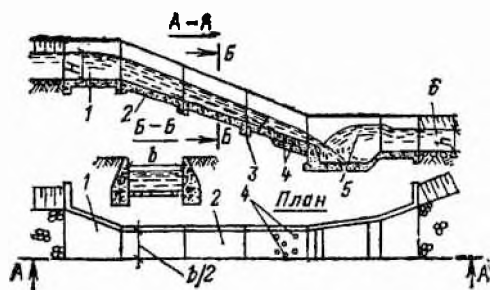


Рис. 28.1. Бетонный быстроток

1 — входная часть; 2 — лоток; 3 — шов;
4 — отверстия в плитах; 5 — водобой-
ный колодец; 6 — выходная часть

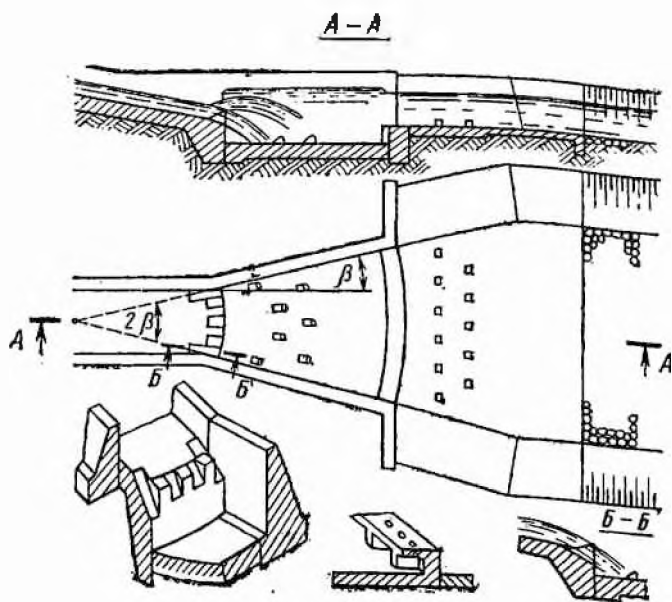


Рис. 28.2. Выходная часть быстро-
тока

быстротока в принципе могут допускать скорости потока 12—13 м/с и более (см. гл. 10), вместе с тем для небольших быстротоков на каналах, особенно сборных типовых, обычно скорости принимают в пределах 7—10 м/с. В этом случае можно не считаться с кавитацией и аэрацией потока. При значительных уклонах быстротока ($i > 0,15$) и большой их длине для уменьшения скорости потока применяют искусственную шероховатость.

Гидравлический расчет лотка быстротока проводят известными из гидравлики способами.

Как правило, водобой и рисберма быстротока в плане расширяются. Угол расширения (рис. 28.2) во избежание отрыва потока от стенок колодца и образования сбойного течения необходимо ограничивать значением $\operatorname{tg} \beta = 1/7 \dots 1/14$ или устраивать растекатели (см. рис. 12.4). В конце колодца можно проектировать водобойную стенку или уступ.

В быстротоках с криволинейной осью внешний борт лотка делают выше противоположного в соответствии с наклоном поверхности потока, а минимальный радиус закругления принимают равным десятикратной ширине лотка. Запасы в высоте стенок лотка над уровнем воды принимают по указаниям СНиП [208].

При проектировании длинных быстротоков необходимо обращать внимание на обеспечение устойчивости режима потока в лотке, предотвращая образование так называемых катящихся волн (см. главы 10 и 12). Поперечное сечение лотка быстротока должно быть безволновым (см. рис. 17.5).

Для снятия давления фильтрационного потока с дна лотка быстротока вдоль него предусматривают застенный дренаж с выводом в отводящий канал.

Борьба с размывом в нижнем бьефе (за рисбермой) осуществляется на основе рекомендаций, изложенных в гл. 12.

Имеются конструкции быстротоков трубчатого типа, в трубах которых устанавливается безнапорное движение. В этом случае допускаемые скорости на водоскате, т. е. в трубе, могут быть существенно повышены, так как при аэрации потока разбрызгивание воды (диспергия) не приведет к дополнительному увлажнению грунта около быстротока.

Типовые конструкции сборных быстротоков разработаны Ленгипроводхозом для расхода до 50 м³/с (сборный лоток быстротока располагают или в грунте склона, или на сваях), а также Гипровод-

хозом — быстротокки-перепады на небольших каналах с расходом 1,46—5,67 м³/с (их можно располагать практически на любых грунтах, за исключением ила, просадочных пород, торфа, плывунов, слабых глинистых и мелкозернистых с примесью ила). Имеется много различных типов конструкций быстротокков, разработанных и другими проектными организациями: Укргипроводхозом, Азгипроводхозом, Южгипроводхозом и т. п.

§ 137. СТУПЕНЧАТЫЕ ПЕРЕПАДЫ

При сравнительно больших уклонах местности ($i > 0,2$), когда устройство быстроточка обычно нецелесообразно, применяют ступенчатые перепады. Эти перепады в зависимости от высоты падения проектируют *одноступенчатыми* или *многоступенчатыми*. Перепады выполняют из бетона, железобетона, бутового камня или кирпича.

Одноступенчатые перепады применяют при малой высоте падения (до 5 м) или при большой высоте падения, но значительной протяженности склона, если применение быстроточка нецелесообразно. В последнем случае устраивают систему одноступенчатых перепадов, соединенных каналами. Ступенчатый перепад состоит из входной части, соединяющей сооружение с подводящим каналом, ступени (ступеней), образованной стенкой падения, дном и продольными стенами, выходной части (в виде водобоя) и рисбермы, обеспечивающей сопряжение сооружения с отводящим каналом.

Перепады бывают *открытыми*, *полунапорными* и *напорными*.

Открытые перепады могут иметь различное поперечное сечение на входе (рис. 28.3): прямоугольное, трапецидальное или гребенчатое. Наиболее простым является прямоугольное поперечное сечение, однако его применение при падении расхода ниже расчетного ухудшает условия работы подводящего канала: в нем образуется кривая спада со всеми вытекающими из этого последствиями. Для предотвращения этого явления необходимо устанавливать на входе перепада затвор. Такой недостаток несвойственен трапецидальному и щелевому (гребенчатому) поперечному сечению на входе. Ступени (стенки падения) выполняют либо в виде подпорных стенок с вертикальной или слегка наклонной гранью, обращенной в сторону потока, либо в виде наклонно лежащей плиты. Применение последних не рекомендуется на просадочных грунтах. Поперечное сечение ступеней бетонного перепада представляет собой в конструктивном отношении две подпорные стенки с бетонной плитой между ними, являющейся дном ступени. Железобетонные перепады в отличие от бетонных и других массивных (бутовых, кирпичных) представляют собой в пределах одной ступени рамную ребристую конструкцию с жестким соединением дна (флют-бета) и стен.

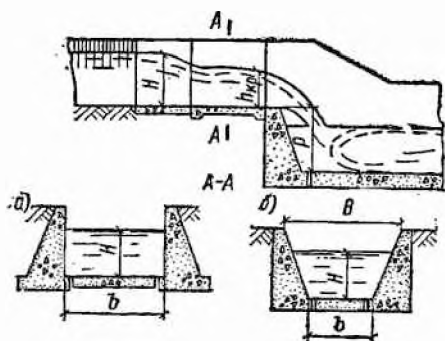


Рис. 28.3. Входная часть перепада

а — прямоугольного сечения;
б — трапецидального сечения

Полунапорные перепады имеют участок напорного движения. Их отличие состоит в том, что струя перед падением на нижележащую ступень ударяется о забральную стенку (или балку). Иногда такая забральная балка расщепляет ниспадающую струю. В обоих случаях происходит более интенсивное гашение энергии падающей струи вследствие ее расщепления и искривления. Забральные стенки могут быть выполнены в виде шандорных балок, которые, снимаются при пропуске льда и шуги через перепад. Такой тип перепада

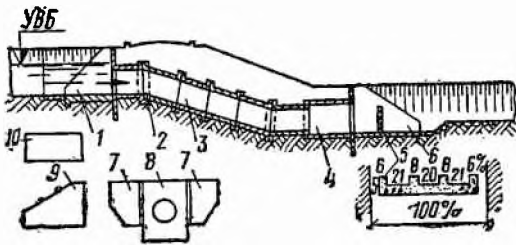


Рис. 28.4. Трубчатый перепад сборной конструкции

1 — входной оголовок; 2 — стык на переломе; 3 — звено трубы; 4 — насадок; 5 — элемент шандорного гасителя (цифрами указаны размеры в процентах); 6 — выходной оголовок с шандорным гасителем; 7 — раскрывки; 8 — порталная стенка; 9 — боковая стенка; 10 — плита

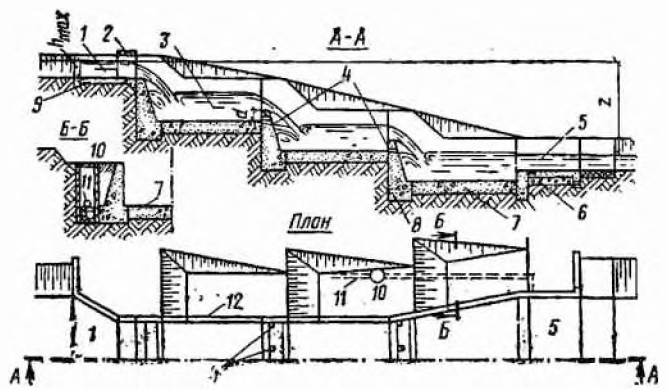


Рис. 28.5. Многоступенчатый перепад

1 — входная часть; 2 — служебный мостик; 3 — водобойный колодец; 4 — сливные отверстия; 5 — выходная часть; 6 — обратный фильтр; 7 — флютбет перепада; 8 — стенка падения; 9 — понур; 10 — смотровой колодец; 11 — дрены; 12 — продольная стена

проектируют для нешироких сооружений, так как при большой ширине конструкция получается сложной и дорогой.

На оросительных каналах с небольшими расходами применяют сборные напорные трубчатые перепады (рис. 28.4). Их достоинства заключаются в большей пропускной способности благодаря работе в напорном режиме, в обеспечении гашения энергии потока в нижнем бьефе относительно несложными недорогими мероприятиями, в возможности совмещения с переездами через каналы.

Гидравлический расчет многоступенчатого перепада (рис. 28.5) ведут в следующем порядке.

Сначала определяют ширину входной части так же, как и для быстротока, т. е. по формуле незатопленного водослива с широким порогом.

Если входная часть имеет трапецидальное поперечное сечение, то ширину b определяют из зависимости

$$Q = \varepsilon (b + 0,8 nH) m \sqrt{2g H_0^{3/2}}, \quad (28.1)$$

где Q — расход; ε — коэффициент сжатия; n — заложение откоса; m — коэффициент расхода водослива с широким порогом; g — ускорение свободного падения; H_0 — напор на пороге с учетом скорости подхода.

Заложение откоса n принимают в пределах 0,25—1. Чем больше разность максимального и минимального расходов, тем откос должен быть положе. Рекомендации по подбору значений n и m имеются в специальной литературе [66, 67].

В тех случаях, когда ширина трапецидального (однощелевого) перепада получается значительной, проектируют многощелевой перепад, разбивая однощелевой на несколько узких щелей с заложением откоса каждой из них n/a , где a — число щелей, которое можно определить по зависимости

$$a = b / (1,5 h_{\max}), \quad (28.2)$$

где b — ширина по дну входной части трапецидального сечения; h_{\max} — максимальная глубина в подводящем канале.

После расчета ширины входной части определяют необходимое число ступеней перепада N из формулы

$$P = z / N + d, \quad (28.3)$$

где P — высота стенки падения (см. рис. 28.3); z — разность уровней воды подводящего и отводящего каналов; N — число ступеней; d — глубина водобойного колодца на промежуточных ступенях.

Решение зависимости (28.3) относительно N дает

$$N = z / (P - d). \quad (28.4)$$

При выборе числа ступеней необходимо иметь в виду, что с увеличением высоты ступени (т. е. с уменьшением их числа) повышается эффект гашения энергии. Так как сооружение должно быть хорошо вписано в склон местности, т. е. без глубоких выемок и высоких насыпей, обычно приходится рассматривать несколько вариантов трассы его, выбирая наиболее экономичный.

После выбора числа ступеней проводят расчет первой ступени, определяя: а) сжатую глубину потока при его падении на первую ступень; б) сопряженную сжатой глубиной по формуле сопряженных глубин; в) необходимую высоту водобойной стенки на первой ступени (d на рис. 28.5), являющейся водосливом для второй ступени; г) длину ступени и характер сопряжения потоков на ней.

В таком же порядке проводят расчет второй ступени, учитывая, что высота падения на нее (разность отметок гребня стенки падения и дна ступени) отличается от высоты падения на первую ступень. Все последующие ступени проектируют одинаковыми, принимая для них все размеры, полученные для второй ступени: это упрощает расчет и облегчает производство работ.

Выходную часть рассчитывают из тех соображений, что здесь осуществляется сопряжение перепада с отводящим каналом и затопление прыжка должно предусматриваться с несколько повышенным по сравнению со ступенями коэффициентом запаса.

Для снятия давления фильтрационного потока, обтекающего перепад, которое, как показали исследования Е. А. Замарина, особенно ощутимо на нижней трети длины перепада, предусматривают застенный дренаж. Он представляет собой две дрены (проложенные за каждой из продольных стен), иногда соединенные между собой одной или несколькими поперечными дренами, выводимые на стенку водобоя или в отводящий канал. Устройство застенного дренажа особенно необходимо в тех случаях, когда перепад на входе оснащен затвором.

§ 138. КОНСОЛЬНЫЕ ПЕРЕПАДЫ

Консольный перепад представляет собой быстроток с концевой частью лотка в виде консольного свеса (консоли), с которого струя свободно падает в отводящий канал (рис. 28.6). Консольные перепады успешно применяют в качестве не только сопрягающих сооружений каналов и элемента береговых водосбросов, но и концевых сбросов каналов, транспортирующих воду для заполнения водохранилищ. В последнем случае длина сопрягающих сооружений другого типа (быстротока или ступенчатого перепада) при значительной сработке уровня водохранилища (десятки метров) может достигать нескольких километров. В ряде случаев технико-экономическое сопоставление ступенчатых перепадов, быстротоков и консольных перепадов показывает, что строительство последних оказывается значительно выгоднее строительства других сопрягающих сооружений.

Консольный перепад состоит из входной части, быстротока, консольной части на опоре и укрепленной части откоса в зоне опоры. Расчеты входной части и быстротока не отличаются от расчетов их для других ранее рассмотренных сопрягающих сооружений. Важной частью расчета консольного перепада является определение

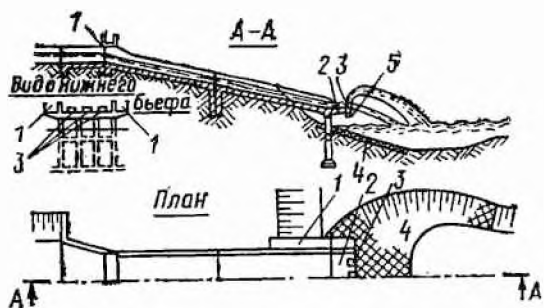


Рис. 28.6. Железобетонный консольный перепад

1 — служебный мостик; 2 — консоль; 3 — трамплины; 4 — крепление; 5 — сливник

глубины воронки размыва под ниспадающей с консоли струей в целях назначения глубины погружения опоры для обеспечения устойчивости сооружения. Консоль рассчитывают на максимальный сбросной расход, однако иногда более опасным может оказаться и меньший расход, при котором образуется хотя и менее глубокая и широкая воронка, однако расположенная ближе к опоре и тем самым угрожающая подмывом опоре и откоосу.

Воронку размыва разрабатывает сама падающая струя; отводящий канал проектируют до ее местоположения, чтобы не допустить размыва грунта в сторону, что возможно в самом начале эксплуатации.

Воронку обычно закрепляют под консолью и на откосах. Для крепления используют гибкие, подвижные конструкции (габионы, тюфяки, иногда каменную наброску), что позволяет покрытию занимать новое положение по мере размыва воронки, ослабляя размывающее действие ниспадающей струи.

Консоль устраивают для обеспечения большего отлета струи от сооружения, чаще всего ее располагают горизонтально; консоль с обратным уклоном делают в тех случаях, когда сбросное сооружение работает с постоянным (с малыми колебаниями) расходом.

В конструктивном отношении консоль представляет собой призматический или расширяющийся в плане (для уменьшения удельных расходов) лоток прямоугольного поперечного сечения. Для большей жесткости конструкции иногда по верху лотка устанавливают поперечные балки, жестко связанные с бортами; в лотке консоли можно размещать продольные стенки, делящие поток на ряд струй. Эти стенки устраивают расходящимися ($6-8^\circ$), что способствует уменьшению удельного расхода в месте схода потока с консоли. Их продолжают и под дном консоли для образования вместе с поперечными балками жесткой системы.

Опоры консоли представляют собой систему стоек (колонн), жестко связанных поверху поперечной балкой (или рамой), на которой располагается консоль. Если опоры консолей получаются очень высокими, установка их в открытом котловане нецелесообразна. В этом случае обычно используют либо железобетонные сваи, опускаемые забивкой или подмывом, либо опоры, заложенные с помощью опускных колодцев.

Гидравлический расчет входной части и быстротока общеизвестен. Дальность отлета струи и глубина воронки размыва могут быть определены по указаниям, приведенным в гл. 12. Имеются и другие способы расчета воронки размыва [66, 67].

На глубину размыва оказывает большое влияние удельный расход в месте входа струи в воду. Уменьшение удельного расхода может быть достигнуто устройством расширяющейся в плане консоли (с отдельными стенками) с углом роспуска $8-12^\circ$ и устройством трамплинов на части свеса (консоли), когда ниспадающая струя разбивается как бы на две части (падающую с горизонтальных участков, где нет трамплинов, и падающую с трамплинов). При совместном применении обоих указанных мероприятий удельный расход в месте падения струи существенно уменьшается, что приводит к резкому уменьшению глубины размыва.

На рис. 28.7 представлен один из вариантов типового консольного перепада, разработанный Ленгипроводхозом. В этой конструкции свес (консоль) расположен на сваях.

§ 139. ВЫБОР ТИПА СОПРЯГАЮЩЕГО СООРУЖЕНИЯ

Тип сопрягающего сооружения выбирают на основе технико-экономического сопоставления различных вариантов с учетом условий производства работ и особенностей эксплуатации.

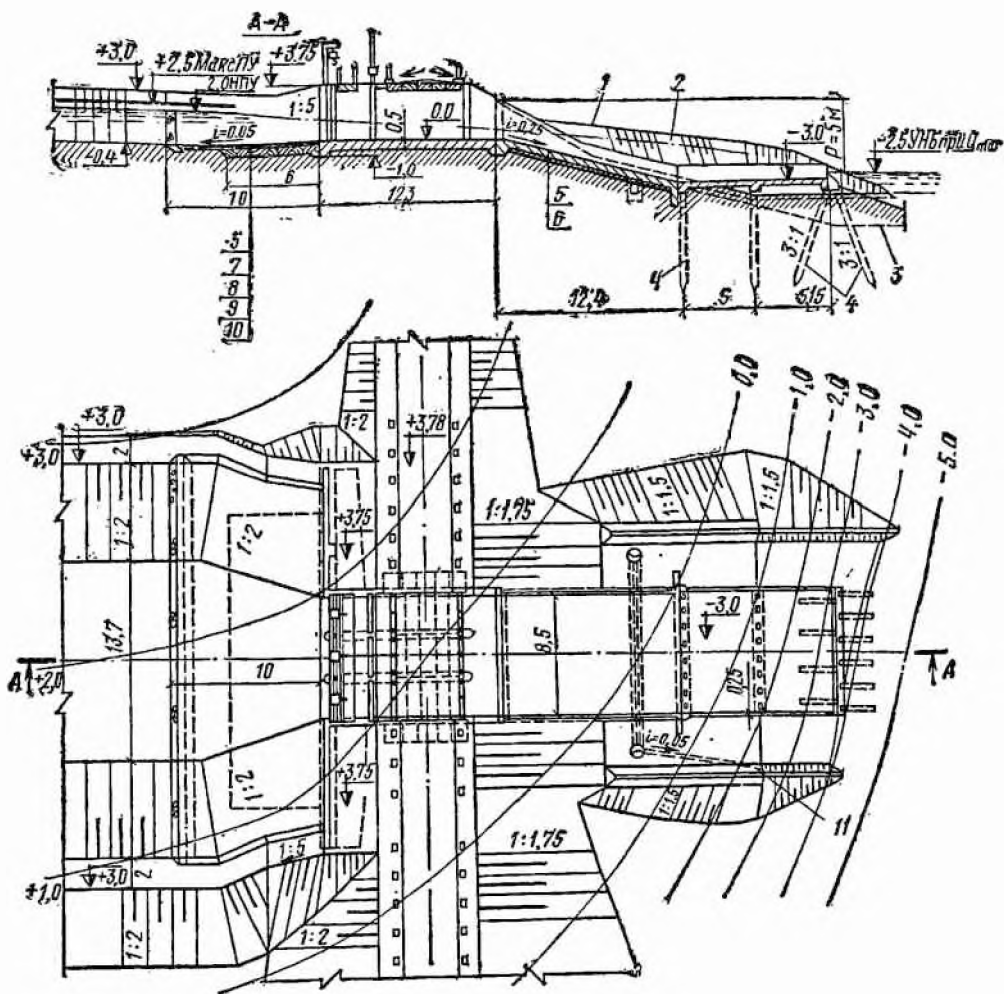


Рис. 28.7. Продольный разрез и план сборно-монолитного консольного перепада, разработанного Ленгипроводхозом

1 — левая бровка; 2 — естественная поверхность грунта; 3 — предполагаемое дно воронки; 4 — свая железобетонные марки СУ 7-250; 5 — железобетон монолитный марки 200; 6 — подготовка из бетона марки 100, $b=10$ см; 7 — песчано-гравийная подготовка, $b=10$ см; 8 — плотно утрамбованный суглинок; 9 — песок, $b=5$ см; 10 — понур из асфальтовых матов; 11 — стальная труба, $d_y=100$ мм

Для предварительного выбора типа сооружения можно руководствоваться некоторыми общими соображениями.

Одним из главных критериев, определяющих выбор типа сопрягающего сооружения, является характер рельефа местности по его трассе. На пологом склоне местности с уклоном от 0,08 до 0,25 более экономичны быстротоки — гладкие при уклонах местности до 0,15—0,17 и с искусственной шероховатостью при больших уклонах. На крутых участках трассы канала (т. е. при уклонах $i=0,25 \dots 0,35$) целесообразнее проектировать перепады одно- и многоступенчатые, так как быстротоки вследствие больших скоростей могут оказаться неприемлемыми. При еще более крутом обрывистом рельефе местности, когда уклоны достигают единицы и даже более, целесообразно использовать консольные перепады, шахтные перепады, трубчато-ковшовые водосбросы.

Немаловажным фактором, влияющим на выбор типа сопрягающего сооружения, является положение уровня грунтовых вод. При глубоком залегании уровня грунтовых вод можно проектировать любое из рассмотренных сопрягающих сооружений. Если уровень грунтовых вод располагается близко от дневной поверхности, лучше выбрать менее массивное сооружение, такое, как быстроток или консольный перепад.

На выбор типа сооружения влияет также качество грунтов основа-

ния. Наиболее требовательны к качеству грунтов консольные перепады, ибо размеры воронки размыва в слабых грунтах получаются очень большими, кроме того, опоры консоли следует располагать в прочных грунтах. Следующими по требовательности к качеству грунтов основания являются перепады. Быстротоки как более легкие сооружения наименее требовательны к качеству грунтов основания.

Несомненно, большое влияние на выбор типа сопрягающего сооружения оказывают условия эксплуатации. Необходимость постоянного наблюдения за состоянием опор и воронкой размыва ставит консольные перепады в особое положение. В районах с суровым климатом необходимо вести регулярное наблюдение в зимнее время за быстротоками, так как намерзание льда на их стенки (особенно трапециoidalного поперечного сечения) приводит к уменьшению их поперечного сечения и пропускной способности. Обычно при проектировании быстротоков удельный расход в лотке q принимают в пределах 4—12 м³/с на 1 м его ширины. Перепады в эксплуатационном отношении наименее требовательны, они нуждаются лишь в обычном осмотре и периодическом ремонте.

По стоимости (для одних и тех же условий) наиболее выгодны консольные перепады, на втором месте находятся быстротоки и самыми невыгодными являются перепады.

ГЛАВА 29

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О МЕХАНИЧЕСКОМ ОБОРУДОВАНИИ
ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

§ 140. МЕХАНИЧЕСКОЕ ОБОРУДОВАНИЕ И МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ
КОНСТРУКЦИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

При эксплуатации гидротехнических сооружений возникает необходимость в полном или частичном закрытии водопропускных отверстий — для регулирования расходов или уровней воды, пропуска плавающих тел или судов. Инженерные конструкции, выполняющие эти функции, называют *гидротехническими затворами*. Часто требуется, не прерывая пропуска воды через сооружение, удерживать плавающие тела, сор и т. п. Для этой цели применяют *сороудерживающие решетки*. Функционирование затворов и решеток обеспечивается *подъемно-транспортными* механизмами, ремонтными и аварийными *заграждениями*, а также иными приспособлениями. Перечисленный комплекс конструкций называют *механическим оборудованием гидротехнических сооружений*. В него входят: а) затворы всех типов и любого назначения (в том числе ворота судоходных шлюзов и доков, лесо- и рыбопропускных сооружений) с их закладными и опорно-ходовыми частями; б) сороудерживающие решетки и другие заграждения для предотвращения попадания в водопропускные сооружения плавающих тел; в) механизмы для маневрирования затворами и решетками; г) устройства для маневрирования вододействующими затворами; д) устройства для очистки решеток и вывоза сора, решеткоочистительные машины; е) подъемно-транспортные механизмы и захватные балки, предназначенные для маневрирования подвижными конструкциями, монтажа и демонтажа оборудования и его транспортирования в пределах сооружения.

На гидротехнических сооружениях применяют также *металлические конструкции* различного назначения: а) служебные мосты; б) подкрановые балки и крановые пути; в) облицовки водоводов, трубопроводы и уравнивательные резервуары; г) временные (строительные) и постоянные эстакады для механизмов; д) шоссейные и железнодорожные мосты; е) перекрытия (частично или полностью съёмные) над служебными помещениями (например, над затворохранилищами) и агрегатами гидроэлектростанций. Большинство перечисленных металлических конструкций непосредственно связано с работой механического оборудования.

Без надежно действующего механического оборудования работа большинства современных гидротехнических сооружений была бы невозможна. Исследования, проектирование, изготовление, монтаж и эксплуатация механического оборудования и металлических конструкций гидротехнических сооружений превратились в настоящее время в самостоятельную обширную *отрасль гидротехники*.

На гидротехнических сооружениях СССР ежегодно вводят в эксплуатацию механическое оборудование и металлические конструкции общей массой до 20 000 т. В ближайшие годы ожидается дальнейший рост ввода оборудования, в первую очередь в связи с широким развитием водохозяйственного строительства.

Затворы классифицируют по различным признакам. Наиболее важные из них — эксплуатационное назначение, местоположение перекрываемого отверстия относительно уровней бьефов и способ пропуска воды.

По эксплуатационному назначению затворы подразделяют на *основные, аварийные, ремонтные (аварийно-ремонтные) и строительные*.

Основные затворы (устаревшее и ныне не рекомендуемое название «рабочие затворы») предназначены для обеспечения постоянного выполнения главных эксплуатационных функций водопропускными отверстиями: пропуска или регулирования расхода воды либо поддержания уровней бьефов на заданных отметках. Основные затворы сооружений всегда находятся в рабочем состоянии. Они должны обеспечивать любое *маневрирование в текущей воде* под напором при всех возможных условиях эксплуатации, заданные условия наполнения или опорожнения камер судоходных сооружений и поддержание необходимых уровней в камерах. Время работы основных затворов под напором и в текущей воде не ограничивается.

Аварийные затворы предназначены для прекращения течения воды в водопропускных сооружениях или снятия напора с основных затворов или гидромашин (турбин, насосов) при аварии. Аварийные затворы должны гарантировать закрытие отверстия в текущей воде при любых возможных на сооружении напорах. Открытие аварийного затвора под напором обычно не требуется, а время работы под напором в текущей воде (число маневрирований) ограничено реально мыслимым числом аварийных ситуаций. Чаще всего поступательное движение затвора со скоростью 0,2—0,5 м/мин вполне достаточно для прекращения аварийной ситуации. В отдельных случаях (например, в водоприемной части напорных трубопроводов гидроэлектростанций при их открытой прокладке) устанавливают быстродействующие («быстропадающие») затворы с автоматическим дистанционным управлением, закрывающие отверстие за время, исчисляемое секундами.

Ремонтные затворы предназначены для временного перекрытия водопропускных отверстий с целью осмотра или ремонта оборудования или частей сооружений. Они работают в условиях статических нагрузок, маневрируют ими только в стоячей воде.

Аварийно-ремонтные затворы соединяют функции и признаки аварийных и ремонтных. Совмещение функций затворов применяют в настоящее время очень часто, так как оно дает существенный технико-экономический эффект.

Строительные затворы служат для закрытия водопропускных отверстий в период строительства сооружений (в период пропуска строительных расходов). В функциональном отношении — это основные и аварийно-ремонтные затворы. В настоящее время стремятся к совмещению функций строительных и эксплуатационных затворов, проектируя соответствующим образом пропуск строительных расходов и очередность возведения частей сооружения. Строительные затворы (или эксплуатационные затворы со строительными функциями) работают в следующих условиях: регулирование пропуска воды в широком диапазоне напоров и расходов — от минимальных бытовых до максимальных строительных, пропуск через отверстия большого количества плавающих тел, льда и строительного мусора, использование временных механизмов. Эти условия сложнее и тяжелее, чем обычные эксплуатационные, поэтому выбор типа и компоновки строительных затворов при их проектировании является очень ответственным моментом. Недооценка важности строительных затворов (иногда объясняемая якобы «времен-

ным» характером строительной эксплуатации) может приводить к серьезным авариям и поэтому недопустима.

По местоположению перекрываемого отверстия относительно уровней бьефов затворы подразделяют на *глубинные и поверхностные*.

Глубинные затворы (см. далее рис. 29.4 и 29.6) перекрывают отверстия, погруженные ниже уровней бьефов (хотя бы с одной стороны от затвора — верховой или низовой по течению).

Поверхностные затворы (см. далее рис. 29.1—29.3) при полном закрытии не погружены целиком под уровень воды. Условия работы поверхностного затвора, как правило, благоприятнее условий работы глубинного затвора.

По способу пропуска воды различают затворы с пропуском ее *с одной стороны* от их подвижной части (обычно из-под затвора), *с двух сторон* от их подвижной части (из-под затвора и над ним — см. далее рис. 29.3, б) и *со всех сторон* от их подвижной части (см. далее рис. 29.6, д, е).

Затворы классифицируют по отдельным конструктивным признакам:

1) по способу передачи давления воды на сооружение различают затворы, передающие давление на быки и устой (см. далее рис. 29.1, 29.2, б), на флютбет (порог) сооружения (см. далее рис. 29.2, а, в), на быки и порог (см. далее рис. 29.2, ж), на контур глубинного отверстия или его часть (см. далее рис. 29.4, а — в);

2) по способу движения различают затворы, движущиеся поступательно (см. далее рис. 29.1, а, б), вращающиеся (см. далее рис. 29.1, в, г), перекатывающиеся (см. далее рис. 29.2, б), свободно плавающие (см. далее рис. 29.2, к);

3) по конструкции опорно-ходовых частей различают затворы со скользящими опорами (см. далее рис. 29.1, а'), с опорами качения (см. далее рис. 29.1, а''), с зубчатыми опорами (см. далее рис. 29.2, б), с опорами гидравлического действия (см. далее рис. 29.2, в);

4) по материалу конструкций различают затворы металлические (наиболее распространенные), деревянные (см. далее рис. 31.2, г), железобетонные (см. далее рис. 31.1, а), композитные;

5) по виду привода различают затворы с механическим приводом (ручным и электрическим; см. далее рис. 29.7, 29.8, а), с гидравлическим приводом (см. далее рис. 29.8, б), вододействующие (с перемещением затвора под действием напора верхнего бьефа; см. далее рис. 29.2, в), со смешанным приводом (полувододействующие).

Кроме того, глубинные затворы часто классифицируют по напору: низконапорные (напор до 25 м), средненапорные (напор от 25 до 50 м), высоконапорные (напор более 50 м). Последняя классификация, однако, *весьма условна*, так как при переходе через указанные ступени напоров не происходит каких-либо качественных изменений в условиях работы затворов или в их конструкциях.

§ 142. ВИДЫ ПОВЕРХНОСТНЫХ ЗАТВОРОВ

Разнообразие и неповторимость индивидуальных условий работы различных гидротехнических сооружений обусловили большое многообразие видов и вариантов конструкций поверхностных затворов — их известно более 90. Многие из них предложены очень давно и имеют сейчас лишь исторический интерес, а часть применяется и в настоящее время.

1. Наиболее распространенные виды поверхностных затворов (рис. 29.1).

Плоские затворы (рис. 29.1, а) представляют собой плоскую ригельную конструкцию, поступательно перемещающуюся в пазах на

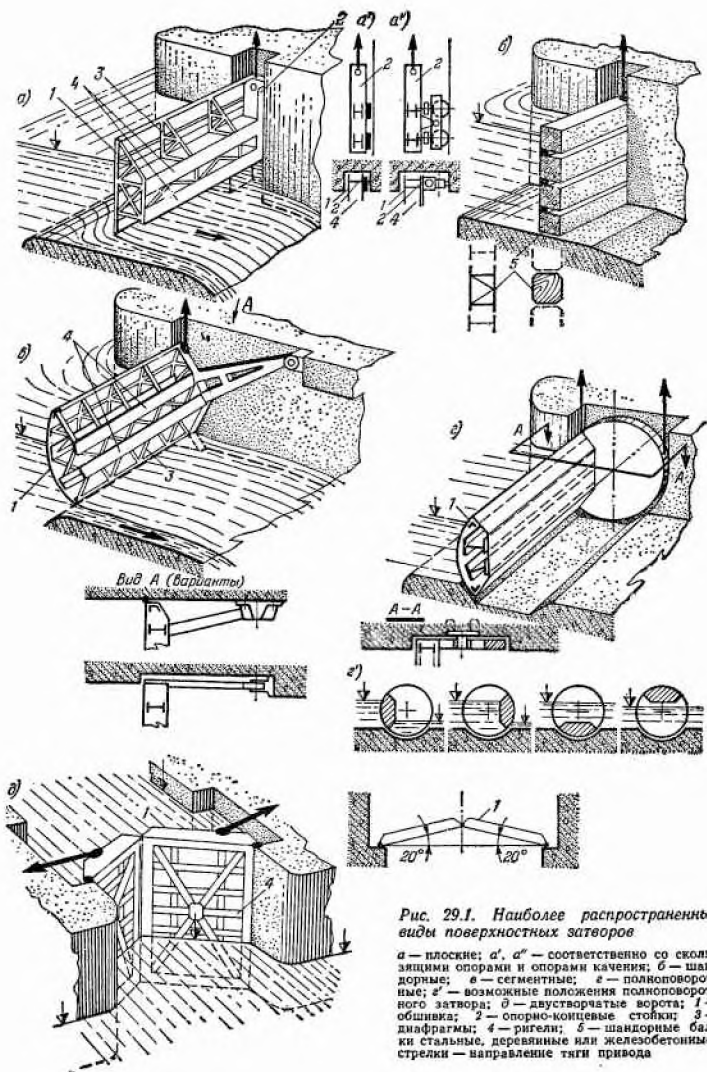


Рис. 29.1. Наиболее распространенные виды поверхностных затворов

а — плоские; а', а'' — соответственно со скользящими опорами и опорами качения; б — шандорные; в — сегментные; г — полноповоротные; г' — возможные положения полноповоротного затвора; д — двустворчатые ворота; 1 — обшивка; 2 — опорно-концевые стойки; 3 — диафрагмы; 4 — ригели; 5 — шандорные балки; стрелки — направление тяги привода

скользящих или колесных опорах и передающую давление воды на быки. Воду пропускают с одной стороны от подвижной конструкции — из-под затвора. Плоскими затворами перекрывают отверстия пролетом до 30—40 м при напоре до 12—15 м. Этот вид затворов (простейший по конструкции и древнейший по происхождению) наиболее распространен в наше время (более 80% поверхностных затворов). Плоскими затворами оборудуют водосливные плотины, регуляторы на каналах, входные устройства береговых водосбросов, сопрягающих сооружений и речных водозаборов. В виде плоских затворов выполняют верхние основные и аварийные ворота судоходных шлюзов. Плоские затворы используют как *основные, аварийные, ремонтные, строительные*. Аварийные и ремонтные затворы *выполняют плоскими в подавляющем большинстве случаев* (даже при основном затворе иного типа).

Шандорные затворы (рис. 29.1, б) состоят из отдельных балок (шандор), укладываемых в пазы друг на друга. Каждая балка представляет собой либо брус (деревянный или железобетонный), либо небольшой плоский ригельный затвор. Известны шандорные затворы из круговых арочных балок. Обычно шандорные затворы используют при сравнительно малых пролетах отверстий (до 10—12 м) и малом напоре (до 5—6 м), как правило, в качестве *ремонтных заграждений*. Маневрирование ими требует больших затрат времени и труда, в том числе ручного. В настоящее время шандорные затворы применяют довольно редко.

Сегментные затворы (рис. 29.1, в) имеют сегментообразное ригельное пролетное строение, опирающееся через фермы («ноги») на шарниры, передающие давление воды на быки. Центр кривизны обшивки обычно находится на оси шарниров. Пролеты отверстий, перекрываемых сегментными затворами, больше, чем у плоских, — до 40—50 м, напор на них может достигать 12—18 м. По степени распространенности сегментные затворы занимают второе место после плоских и используются исключительно в качестве *основных* на водосливных плотинах, в регуляторах и других сооружениях на каналах, на входе в открытые водосбросы и водозаборные сооружения, а также в качестве верхних (опускных) ворот судоходных шлюзов.

Полноповоротные (сегментные уравновешенные) затворы (рис. 29.1, г, г') представляют собой жесткую обшитую со всех сторон трубообразную балку. Фланцы балки со встроенными противовесами опираются на шарниры в быках. Привод затвора односторонний, затвор можно повернуть на 360°. Полноповоротные затворы перекрывают отверстия пролетом до 30 м при напоре до 5—7 м, однако это, по-видимому, не предел. Их применяют в тех же случаях, что и сегментные. В Западной Европе они получили широкое распространение в 20—30-х гг., а в СССР — в последнее десятилетие, в основном в качестве ворот судоходных шлюзов с головным питанием. Применение полноповоротных затворов в качестве *основных* перспективно и для других сооружений.

Шлюзные двустворчатые ворота (рис. 29.1, д) представляют собой две плоские створки, вращающиеся вокруг вертикальных осей и взаимно поддерживающие друг друга в закрытом положении. Каждая створка выполнена как ригельная металлическая конструкция. Створки в закрытом положении повернуты в сторону верхнего бьефа под углом 20° и образуют трехшарнирную систему с распором. Ворота предназначены для поддержания только статической разности уровней, маневрируют ими при отсутствии напора. При полном открытии створки помещают в углубления («шкафы») в быках. Двустворчатые ворота перекрывают отверстия пролетом до 30 м при напоре до 45 м. Как правило, их используют в качестве нижних ворот средненапорных судоходных шлюзов (иногда и в качестве верхних ворот). Двустворчатые шлю-

зные ворота относятся к категории *основных затворов*. Иногда их применяют и как ремонтные затворы.

2. **Относительно редко применяемые виды поверхностных затворов** (рис. 29.2). Ниже описаны затворы, применяемые лишь в некоторых случаях, характерных специфическими требованиями к затвору или специфическими условиями эксплуатации сооружения.

Клапанные затворы (рис. 29.2, а) представляют собой плоские стальные конструкции, вращающиеся вокруг горизонтальной оси, расположенной вблизи порога. Нагрузка на порог передается с помощью ряда шарниров с общей пространственной (а иногда и конструктивной) осью. Клапан можно поднимать за один конец или за два конца — в зависимости от его жесткости и пролета отверстия. Воду и плавающие тела пропускают над клапаном. При полном открытии отверстия клапан укладывают на флютбет. Клапанные затворы могут перекрывать отверстия пролетом до 60 м при напоре до 3—4 м (обычно пролеты не превышают 20—30 м). Известно много вариантов клапанных затворов, отличающихся способом перемещения, числом шарниров (вплоть до двух при небольших пролетах), а также формой обшивки или наличием обшивки с низовой стороны полотнища. Клапанные затворы применяют, как правило, в качестве *основных*. Их используют на плотинах и в водозаборных сооружениях для сброса в нижний бьеф льда, шуги и сора с минимальной потерей воды.

Вальцовые затворы (рис. 29.2, б, б') представляют собой трубообразные (обычно круглого сечения) стальные балки, расположенные поперек потока и выкатываемые по наклонным путям на быках. Жесткая балка затвора может перекрывать отверстия пролетом до 100 м при напоре до 9 м. Рабочие пути выполнены в виде зубчатых стальных реек, а торцы балки, обязательно круглые, снабжены зубчатыми бандажами. Привод затвора односторонний. Для увеличения высоты перекрываемого отверстия и улучшения гидравлики вальцы часто снабжают козырьками. Обычно воду пропускают из-под затвора. Известны схемы с пропуском воды над затвором, обеспечивающие сброс льда и сора без большой потери воды. В условиях сурового климата предусматривают обогрев внутренней полости вальцов. Вальцовые затворы применяют на водосливных плотинах в качестве *основных* при необходимости создания больших открытых пролетов для пропуска льда.

Секторные затворы (рис. 29.2, в) имеют пролетное строение в виде сектора кругового цилиндра с двумя (как минимум) водонепроницаемыми обшивками по цилиндрической напорной и одной из радиальных поверхностей. Нагрузка на порог (флютбет) передается через шарниры, расположенные обычно вдоль пролета под каждой фермой-диафрагмой. Затвор может быть опущен в нишу («камеру давления») в бетоне. Воду и плавающие тела пропускают только над затвором. Как правило, секторные затворы выполняют *вододействующими*. Их подъем или опускание происходит вследствие подачи воды в камеру давления из верхнего бьефа или при сливе ее из камеры давления в нижний бьеф через систему каналов в теле сооружения. Известно много конструкций секторных затворов и систем управления ими. На торцах затвора и вдоль пролета расположены уплотняющие устройства, обеспечивающие не только плотное закрытие отверстия, но и уплотнение камеры давления. С нарушением последней функции уплотняющих устройств возможен отказ затвора. Затворы с камерой давления недостаточно надежны при наличии в потоке наносов, которые могут попасть в камеру и шарниры. Секторные вододействующие затворы применяют на водосбросных сооружениях (плотинах, входных устройствах береговых водосбросов, аварийных водосбросах) в качестве *основных* для автоматического регулирования уровня верхнего бьефа, сброса

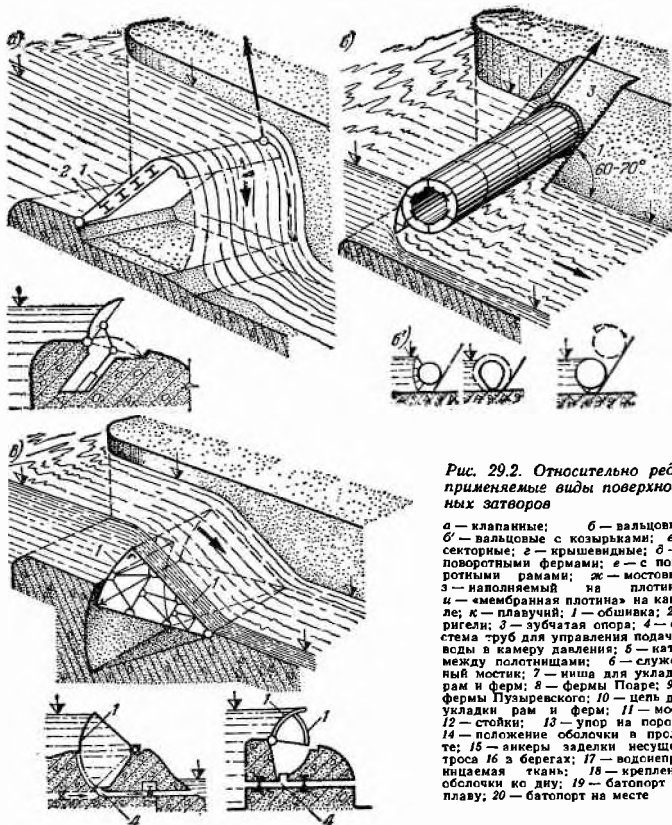
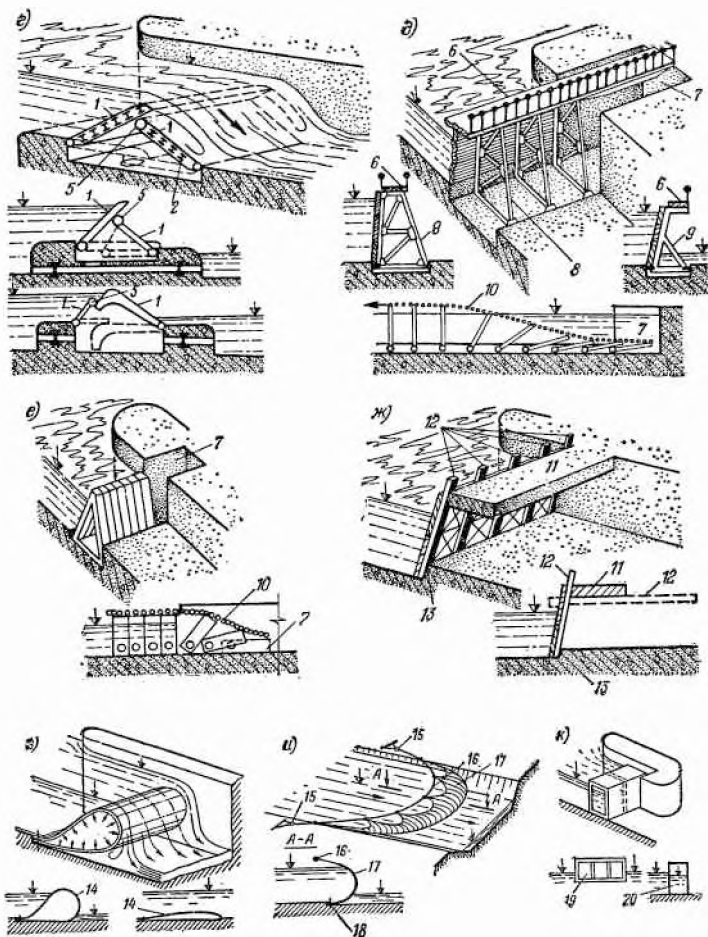


Рис. 29.2. Относительно редко применяемые виды поверхностных затворов

а — клапанные; б — вальцовые; б' — вальцовые с козырьками; в — секторные; г — крышевидные; д — с поворотными рамами; е — с поворотными рамами; ж — мостовые; з — наволняемый на плетине; и — «мембранная плотина» на канале; к — плавучий; л — обшивка; 2 — ригели; 3 — зубчатая опора; 4 — система труб для управления подачей воды в камеру давления; 5 — каток между полотнищами; 6 — служебный мостик; 7 — ишпа для укладки рам и ферм; 8 — фермы Поаре; 9 — фермы Пузыревского; 10 — цепь для укладки рам и ферм; 11 — мост; 12 — стойки; 13 — упор на пороге; 14 — положение облочки в пролете; 15 — анкеры заделки несущего троса 16 а берегах; 17 — водонепроницаемая ткань; 18 — крепление облочки ко дну; 19 — батопорт на плаву; 20 — батопорт на месте

льда и плавающих тел при напоре до 10—12 м. Размер перекрываемого отверстия в принципе не ограничен, так как затвор в каждом поперечном сечении «плавает» и не подвергается изгибу вдоль пролета, а горизонтальная нагрузка передается на шарниры, рассредоточенные по пролету. Пролет выбирают из соображений пропуска льда, а также технологии монтажа и ремонта затвора.

Крышевидные затворы (рис. 29.2, г) имеют два плоских полотнища, вращающихся вокруг осей на шарнирах. Каждое полотнище аналогично клапанному затвору (см. рис. 29.2, а). Верхнее полотнище опирается на низовое, которое воспринимает часть нагрузки и передает ее на порог через шарниры. В поднятом положении затвор образует как бы двускатную крышу (отсюда и название). Для маневрирования затвором полость между полотнищами и флютбетом («камеру давления») заполняют водой до необходимого уровня с помощью системы труб с задвижками. При маневрировании полотнища скользят друг по другу; при полном открытии их укладывают в углуб-



ление на флютбете. Воду и плавающие тела пропускают над затвором. Крышевидные затворы поддерживают напор до 7—8 м при пролетах отверстий до 50 м. Соображения о предельных пролетах и о роли уплотняющих устройств те же, что и для секторного затвора. Затвор применяют в качестве *основного* на низконапорных водосливных плотинах для точного регулирования уровней, пропуска льда и плавающих тел, а также плотов и судов на лесосплавных и судоходных реках (во время паводка, когда при открытом затворе перепад не превышает 0,1—0,3 м). Крышевидные затворы плохо работают при обилии наносов и в зимних условиях.

Затворы с поворотными фермами (рис. 29.2, д) состоят

из ряда плоских ферм, шарнирно-укрепленных на флютбете на расстоянии 1,5—3 м друг от друга. Верхние пояса ферм соединены служебным мостиком. На фермы опираются плоские деревянные или стальные щитки без уплотняющих устройств, устанавливаемые с мостика. Для пропуска воды часть щитков снимают. После съема всех щитков разбирают мостик. Фермы, связанные поверху цепью, поворачивают вокруг шарниров и укладывают друг на друга на флютбет (в одном из устоев, который выполняют широким, для укладки ферм предусмотрено на ниша). После этих операций, выполняемых вручную (средствами «малой механизации»), отверстие может пропускать лед, плавающие тела и суда (иногда такие затворы называют «судоходными»). Затворы с поворотными фермами практически перекрывают отверстия неограниченных пролетов (достигнутый пролет 200 м) при напоре до 5 м. Работы по укладке и установке затвора требуют значительного времени (до 2 сут), затвор не может удовлетворительно работать зимой, он неприемлем при большом количестве наносов. Этот тип затвора применяют в качестве *основного* на реках и каналах для создания сезонного регулируемого подпора и в качестве *ремонтного* в судоходных шлюзах или на плотинах, снабженных другими типами затворов с большими пролетами.

Затворы с поворотными рамами (рис. 29.2, е) (иногда называемыми «фермами Томаса») состоят из ряда плоских статически неопределимых треугольных рам шириной 0,6—1 м без затяжек. Рамы закреплены на флютбете с помощью шарниров. Прилегая вплотную друг к другу, рамы перекрывают все отверстие без дополнительных щитков. Уплотняющие устройства между рамами отсутствуют, необходимая степень плотности закрытия (вообще говоря, невысокая) достигается механическим прижатием рам друг к другу. Рамы укладывают на флютбет аналогично фермам затворов с поворотными фермами. Затвор работает только в предельных положениях — открытым или закрытым. Пролеты отверстий и напоры аналогичны принимаемым для затворов с поворотными фермами. Затвор используют в качестве *ремонтного* в судоходных сооружениях, на плотинах (перед большепролетными основными затворами) и перед сооружениями на каналах, а также в качестве *основного* на судоходных и лесосплавных водотоках для создания временного нерегулируемого подпора.

Мостовые (стоечно-плоские) затворы (рис. 29.2, ж) представляют собой ряд стоек (рам), опирающихся на уступ флютбета и мост между устоями (быками). Стойки служат опорами и рабочими путями для деревянных (реже металлических) щитов.

Для открытия отверстия щиты поднимают по стойкам выше уровня воды. Для пропуска судов или плавающих тел стойки (вместе со щитами или без них) приподнимают для снятия их с уступа на пороге, разворачивают в горизонтальное положение и подвешивают под мостом. Пролеты между стойками составляют 2—4 м. Пролет всего затвора ограничен лишь конструкцией моста, воспринимающего $\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{5}$ полной горизонтальной нагрузки на затвор. Известны пролеты мостовых затворов до 60 м. Затворы этого типа обычно применяют при напоре 2—3 м (в отдельных случаях до 6—7 м) там, где создание моста необходимо для выполнения других функций сооружения (обычно транспортных). Их используют как *основные затворы* для создания временного регулируемого подпора на лесосплавных и судоходных водотоках или как *ремонтные* затворы на плотинах и шлюзах, имеющих подходящие мосты.

Наполняемые затворы и мембранные плотины (рис. 29.2, з, и) представляют собой соответственно замкнутые и незамкнутые мягкие оболочки, изготовленные из прочных синтетических (иногда армированных) тканей, закрепляемые на пороге соору-

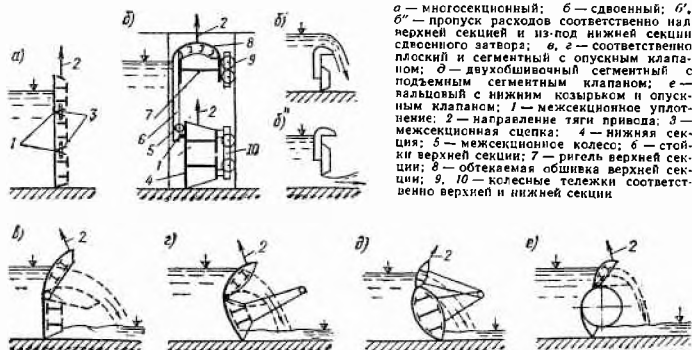
жения и на устоях или берегах. К категориям затворов эти устройства относят по функциональному, а не по конструктивному признаку.

Оболочки наполняемых затворов (см. рис. 29.2,з) с торцовых сторон (со стороны устоев) либо закрыты тканевым «дном», либо прикреплены к бетону. Внутри оболочки подается вода под регулируемым насосной установкой давлением, а иногда — при работе зимой — воздух (или вода и воздух). В зависимости от соотношения давлений снаружи и внутри оболочка может принимать различные каплевидные формы — от наполненной оболочки, перекрывающей отверстие, до опорожненной, уложенной на флютбет. Для регулирования расхода воды в пролете используют частично наполненную оболочку. Затвор может поддерживать напор до 5—6 м (по-видимому, это не предел). Пролеты перекрываемых отверстий, в принципе, ничем не ограничены, так как затвор не подвергается изгибу поперек пролета; обычно пролет 10—30 м, бывает и больше. Растягивающие усилия вдоль пролета имеются только в области торцов, где они воспринимаются тканью. Наполняемые затворы могут быть использованы в качестве *основных* для перекрытия отверстий с большими пролетами на плотинах, реках и каналах, для пропуска судов и плавающих тел, создания временного или постоянного подпора. Затвор не применим в условиях сурового климата, а также при наличии таких плавающих тел, которые могут повредить тканевую оболочку.

Мембранные плотины передают силы растяжения ткани напором воды на несущий трос, заанкеренный на берегу или в быках. Существенного перелива воды они не допускают. Их можно использовать для создания временного (сезонного) подпора на водотоках.

Плавающие затворы (батопорты) (рис. 29.2,к) представляют собой плавающую подобно обычному судну конструкцию (стальную или железобетонную), доставляемую в пролет на плаву (буксиром). После наполнения внутренних отсеков плавающего затвора водой он погружается и работает как обычный плоский затвор. Плавающие затворы используют в качестве ремонтных или временных строительных заграждений, устанавливаемых в стоячей воде. Их применяют для закрытия отверстий, если эта операция является редкой и маловероятной, ввиду чего создание стационарного ремонтного затвора экономически нецелесообразно. Плавающие затворы иногда оказывается возможным установить в отверстиях, приспособления для закрытия которых при проектировании не были почему-либо предусмотрены.

Рис. 29.3. Особые виды поверхностных затворов (примеры)



3. Особые виды поверхностных затворов (примеры) (рис. 29.3). Известны затворы, соединяющие конструктивные признаки двух или нескольких из описанных видов затворов в целях получения дополнительных эксплуатационных возможностей при маневрировании ими. Рассмотрим наиболее распространенные из них.

Плоские многосекционные затворы (рис. 29.3, а) состоят из ряда двух- или трехригельных секций, соединенных стальными сцепками. Затвором маневрируют целиком — всей «стенкой» (как обычным плоским затвором). Извлечение из пазов, транспортирование и монтаж затвора проводят аналогично шандорному затвору, что позволяет более удачно компоновать подъемно-транспортные механизмы.

Плоские сдвоенные затворы (рис. 29.3, б—б'') состоят из двух плоских затворов, перемещающихся в общих пазах независимо (в определенных пределах) друг от друга. Низ верхней стоечной секции с мощным верхним ригелем перемещается по нижней секции на колесах. Нижняя секция представляет собой обычный плоский затвор. Между секциями имеется уплотняющее устройство. Несущий ригель верхней секции имеет криволинейную обшивку удобообтекаемой формы. При подъеме нижней секции можно пропускать воду из-под затвора, при опускании верхней секции можно пропускать воду над затвором или сбрасывать плавающие тела без излишней потери воды. Для поддержания обеих секций в пазах над водой требуется меньшая высота быков, чем для обычного плоского затвора. Этот затвор соединяет конструктивные признаки плоских, шандорных, клапанных и мостовых затворов.

Затворы с клапанами (плоские, сегментные, вальцовые) (рис. 29.3, в—е) имеют на своей верхней кромке клапанный затвор, шарниры которого в отличие от обычного клапанного затвора (см. рис. 29.2, а) укреплены на основном затворе. Клапан выполняется удобообтекаемой формы, что также обеспечивает ему высокую жесткость в пролете. Привод клапана независим от привода затвора. Клапан позволяет осуществлять сброс воды и плавающих тел над затвором. У сегментных затворов иногда применяют клапаны в виде небольших сегментных затворов с общей для клапана и главного затвора осью вращения.

§ 143. ВИДЫ ГЛУБИННЫХ ЗАТВОРОВ

Виды глубинных затворов менее разнообразны, чем виды поверхностных, поскольку круг функций глубинных водопропускных отверстий ограниченнее (так, они, как правило, не осуществляют сброса льда и плавающих тел или пропуска судов). Глубинные отверстия выполняют либо круглыми или квадратными, либо прямоугольными или овальными с соотношениями высоты и ширины не более 2,5—3.

В водоводах, перекрываемых глубинными затворами, принято выделять «затворные камеры». *Затворная камера* — это часть водовода, служащая для помещения самого затвора и сопрягающая отводящие и подводящие участки водовода с местом установки затвора. В пределах затворной камеры нередко изменяют форму и размеры сечения водовода для улучшения режима течения воды, располагают отдельные бычки при перекрытии одного водовода несколькими параллельными затворами, соединяют и разделяют потоки. Для защиты стенок камеры от динамических, кавитационных и абразивных воздействий потока устраивается стальная облицовка, связанная с закладными частями затвора. По конструктивному исполнению затворных камер глубинные затворы подразделяют на две группы, которые дальше рассмотрены отдельно.

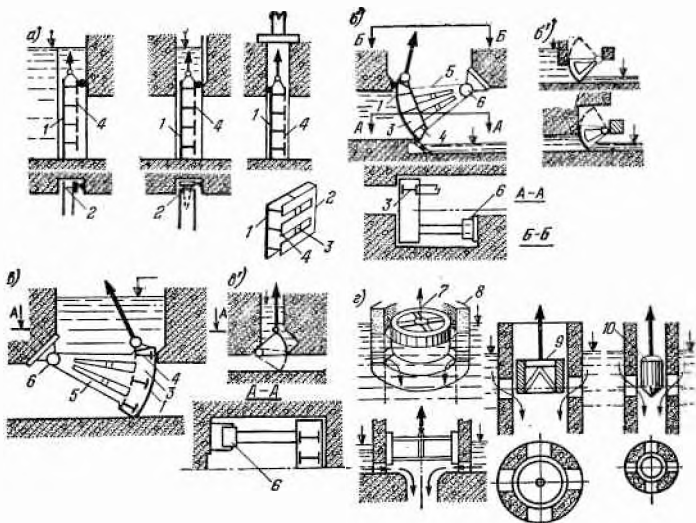


Рис. 29.4. Глубинные затворы с камерами, облицовка которых омоноличена с бетоном сооружения

a — плоские; *б* — сегментные; *б'* — варианты установки сегментного затвора: *а* — обратные сегментные; *б'* — установка обратного сегментного затвора; *з* — вертикальные цилиндрические; 1—4 — см. подпись к рис. 29.1; 5 — «ноги» затворов; 6 — опорные шарниры; 7 — бочарный затвор; 8 — направляющие бочарного затвора; 9, 10 — затопленный цилиндр, соответственно открытый и закрытый

1. Глубинные затворы с камерами, облицовка которых омоноличена с бетоном сооружения (рис. 29.4).

Плоские глубинные затворы (рис. 29.4, *a*) по конструктивной схеме аналогичны плоским поверхностным затворам. В отличие от поверхностных их осуществляют, как правило, многоригельными с жесткими диафрагмами и мощными опорно-концевыми стойками. Опоры их выполняют скользящими, колесными или катковыми, а уплотняющие устройства предусматривают по всему периметру перекрываемого отверстия. Расположение горизонтальных уплотнений определяет вертикальные гидравлические силы, действующие на затвор. Плоские глубинные затворы применяют при напоре до 180—200 м. Размеры перекрываемых ими отверстий ограничены предельными нагрузками на опорные части и предельными грузоподъемностями механизмов. В настоящее время это нагрузка до 4500—5000 тс на основной затвор и до 10 000—12 000 тс на аварийный или ремонтный затвор. Площади отверстий при максимальных напорах составляют соответственно 20—25 и 30—40 м². Плоские глубинные затворы успешно используют для перекрытия отверстий водосбросов, водоспусков, водовыпусков и водозаборов, водоприемников гидроэлектрических и насосных станций. Их устанавливают в диафрагменных и трубчатых регуляторах на каналах, где они имеют самое массовое применение. Это — наиболее распространенный вид затворов водопроводных галерей судоходных шлюзов; в шахтных шлюзах их применяют также и как нижние ворота в камере. Плоские глубинные затворы применяют в качестве *основных* исключительно широко (до 86% глубинных затворов). В качестве *аварийно-ремонтных, аварийных или ремонтных* плоские глубинные затворы применяют практически всегда.

Основные трудности при проектировании и эксплуатации плоских глубинных затворов обусловлены их значительными подъемными усилиями и опасностью возникновения кавитации и кавитационной эрозии конструкции затворов и их камер. Однако основное достоинство плоских затворов — их простота и компактность, а следовательно, удобство компоновки в сооружениях — заставляет интенсивно искать пути преодоления этих трудностей (см. § 149) и оставляет на сегодня (и, по-видимому, в будущем) плоские затворы основным видом глубинных затворов гидротехнических сооружений.

В последние десятилетия в связи с развитием строительства сооружений среднего и высокого напора появился и интенсивно совершенствуется ряд особых конструкций плоских глубинных затворов, маневрирование которыми существенно облегчается благодаря использованию тех или иных способов выравнивания давлений вокруг их подвижной части (рис. 29.5). Так, для заполнения зазатворного пространства,

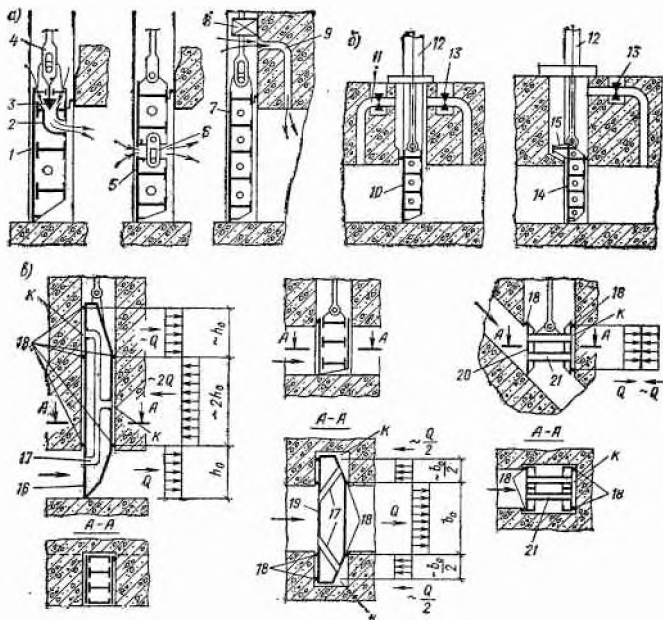


Рис. 29.5. Использование гидравлического выравнивания для облегчения управления плоскими глубинными затворами

а — схемы затворов с байпасами, управляемыми через штанги; б — схемы управления давлением в шахте через байпасы; а — схемы уравновешенных затворов с камерами противодействия; 1 — затвор со встроенным байпасом 2, закрываемым клапаном 3 при опускании нижней штанги 4 на высоту овального отверстия; 5 — двухсекционный затвор, в котором в качестве байпаса используется межсекционная щель; 6 — сцепка с овальным отверстием; 7 — многорыгельный затвор с байпасом 9 в бетоне; 8 — балластная секция на штанге для закрытия байпаса при опускании штанги вниз на величину люфта в подвеске; 10 — затвор с верховым 11 и низовым 13 байпасами, поднимаемый без гидравлической пригрузки и дожимаемый к порогу давлением воды; 12 — гидрорывод на герметической крышке затвора; 14 — затвор с консолью 15 и низовым байпасом, поднимаемый и дожимаемый давлением воды; 16 — консольный затвор; 17 — трубы для подачи воды в камеру давления k ; 18 — уплотнения затвора в камере давления; 19 — уравновешенный затвор с глубокими пазами; 20 — уравновешенный затвор системы П. Р. Хлопенкова; 21 — трубы для подачи воды в камеру, играющие роль сжатых колонн внутри затвора

обеспечения посадки ремонтных затворов (см, § 145) и облегчения подъема ремонтных и аварийно-ремонтных затворов широко применяют байпасные устройства внутри затвора или вблизи него (в бетоне), управляемые силой веса штанг подъема с использованием люфта в подвеске (рис. 29.5, а).

Байпасы, устраиваемые в бетоне сооружения и автономно регулируемые задвижками (рис. 29.5, б), позволяют изменять давление воды в шахте над плоским затвором в широких пределах (от давления перед затвором до давления за ним). Тем самым удается при подъеме затвора и его опускании создать помогающую механизму гидравлическую вертикальную силу, направленную в сторону подъема или опускания. Такие схемы являются чрезвычайно перспективными.

Предложены и разрабатываются конструкции плоских затворов, у которых полностью или частично уравнивается горизонтальная нагрузка на подвижную часть, сводятся к минимуму опорные реакции, а следовательно, и силы трения, преодолеваемые при маневрировании (рис. 29.5, в). Уравнивание нагрузок достигается путем организации с низовой стороны подвижной части затвора так называемых «камер противодействия», ограниченных замкнутым контуром уплотнений и соединяемых трубами внутри затвора между собой и с объемом воды перед затвором. Размеры камер противодействия выбирают так, чтобы сумма всех гидравлических сил, действующих на затвор, не превышала 10% нагрузки Q на напорную поверхность затвора, перекрывающую водовод. Очевидно, что одновременно с уравниванием внешних опорных реакций затвора внутренние силы и особенно изгибающие моменты в подвижной части уравновешенных затворов резко возрастают, что затрудняет конструирование таких затворов. Приемлемое решение в этом отношении найдено в конструкции затвора, предложенной П. Р. Хлопенковым (рис. 29.5, в), где основная часть затвора (трубы) работает на сжатие. Опытный затвор такого типа предполагается установить в водосбросе II яруса плотины Саяно-Шушенской ГЭС.

Общий недостаток известных конструкций затворов с уравниванием нагрузок — значительные потребные габариты и трудности компоновки этих затворов в сооружении.

Сегментные глубинные затворы (рис. 29.4, б, б') по конструктивной схеме аналогичны сегментным поверхностным затворам. В отличие от поверхностных их пролетное строение бывает многоригельным; опорные шарниры вынесены на железобетонную балку, расположенную в пролете выше потолка отводящего водовода; уплотняющие устройства помещены на закладных частях, для чего сделаны «полупазы» и донные пороги; само уплотнение имеет вид непрерывного замкнутого контура, не подверженного воздействию транзитного потока воды. Сегментные глубинные затворы, как и плоские, применяют при напоре до 180—200 м. Размеры перекрываемых ими отверстий ограничены, практически, только предельной нагрузкой на опорные шарниры и возможностями их размещения. В настоящее время эта нагрузка составляет 4000—4500 тс на один шарнир. Площади отверстий составляют до 40—45 м². В отличие от плоских затворов предельные грузоподъемности механизмов не ограничивают параметров сегментного затвора. Сегментные глубинные затворы используют в качестве основных в водосбросах, водоспусках, водовыпусках и водозаборах, а также в диафрагменных регуляторах на каналах в случаях, когда использование плоского затвора оказывается технически нецелесообразным.

Обратные сегментные глубинные затворы (рис. 29.4, в, в') по конструкции аналогичны обычным сегментным (см. выше), но их «ноги» и опорные шарниры расположены со стороны верхнего бьефа и работают на растяжение и отрыв от бетона. Уплот-

няющие устройства помещены только на подвижной части. Управление затвором и его подъем осуществляются через шахту, расположенную с напорной стороны и заполненную водой; механизмы обычно установлены на незатопляемых отметках. Обратные сегментные затворы применяют за рубежом (а в последние годы и в СССР) в качестве *основных* затворов водопроводных галерей судоходных шлюзов, где при напорах более 25—30 м они начинают вытеснять плоские затворы, так как обеспечивают безотказное опускание на порог в текущей воде из любых промежуточных положений (что для затворов шлюзов обязательно; см. гл. 41) и при этом имеют умеренные подъемные усилия. Обратные сегментные затворы применяют при напоре до 50—60 м и при площадях отверстий до 60—70 м², что, по-видимому, не является пределом.

Вертикальные цилиндрические затворы (рис. 29.4, *г*) представляют собой подвижные цилиндры, перемещаемые внутри башен либо специальных центрирующих или направляющих конструкций. Подвод воды осуществляется открытым потоком (у «незатопленных» цилиндрических затворов) или через окна башен (у «затопленных» цилиндрических затворов). Полые (открытые) цилиндры выполняют из стальных колец с ребрами жесткости и конструкциями для присоединения привода. Для борьбы с вакуумом и кавитацией через цилиндр в отводящий водовод подводят воздух. Открытые цилиндры благодаря всестороннему сжатию водой оказываются достаточно легкими и не создают значительных сил трения при перемещении, что позволяет обслуживать их несложными механизмами, даже ручными. Сплошные цилиндры (иногда выполняемые из железобетона) вследствие их значительного веса, наличия вертикальной нагрузки от воды над ними и от вакуума в шахте под затвором требуют больших усилий для перемещения, что ограничивает их диаметры. Затворы, предназначенные только для регулирования расхода, а не для плотного закрытия отверстия, при напоре до 10—15 м можно выполнять без уплотняющих устройств. Известны вододействующие (частично или полностью) схемы затопленных цилиндрических затворов [48]. Цилиндрические затворы выполняют диаметром до 12 м с высотой цилиндров до 3—6 м на напор до 100 м. Они могут быть использованы в роли *основных* (реже *аварийных*) затворов для башенных водозаборов, водовыпусков или водосбросов при водохранилищных плотинах.

2. Глубинные затворы с камерами в виде самонесущего стального корпуса (затворы напорных трубопроводов) (рис. 29.6).

Плоские задвижки (рис. 29.6, *а*) имеют литой (чугунный или стальной) корпус, присоединяемый фланцами к трубопроводу. Внутри корпуса поступательно перемещается литой диск, который закрывает отверстие. Плотность закрытия достигается благодаря клинообразной форме рабочего диска, расклинивающегося при полном закрытии между специальными обработанными бронзовыми кольцами. Такие задвижки выпускают в нашей стране серийно диаметром до 1500 мм на напор до 100 м, а при меньшем диаметре на напор до 250—300 м. При диаметре до 750 мм задвижки могут открываться и закрываться при наличии перепада давлений (т. е. использоваться под напором как *основные* или *аварийные* затворы). При большем диаметре они открываются и закрываются при выравненных давлениях с двух сторон диска (используются как *ремонтные* затворы). Для выравнивания давлений задвижки снабжают обводной трубой (байпасом). При напоре до 25—30 м задвижками можно регулировать расход воды (при обязательном согласии завода-изготовителя), при большем напоре задвижки работают либо в открытом, либо в закрытом положении. Задвижки широко применяют в качестве *основных* затворов на водовыпусках с напором до 15 м и в глубинных водозаборах. Их применяют в системах управ-

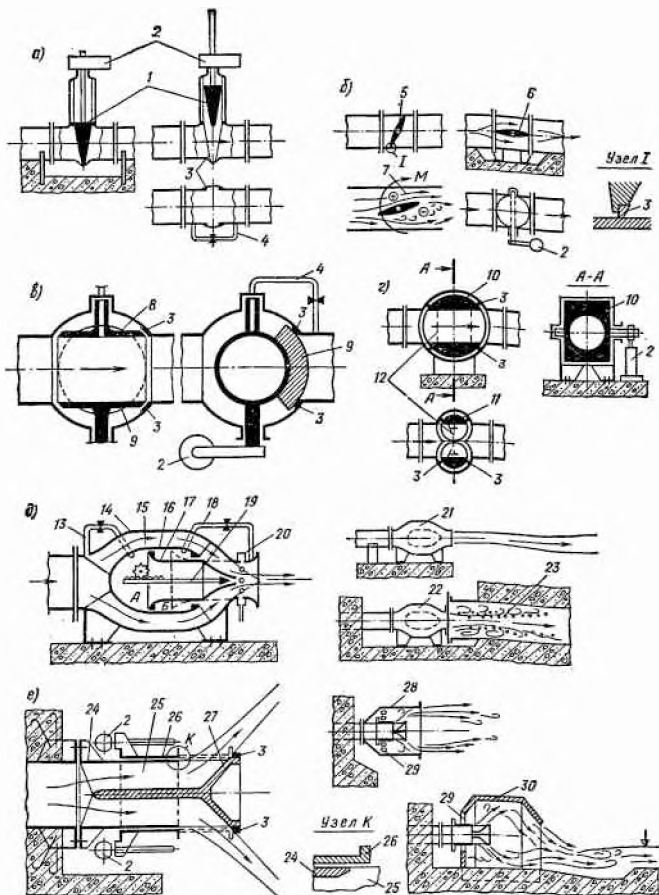


Рис. 29.6. Глубинные затворы с камерами в виде самонесущего стального корпуса

а — плоские задвижки; б — дисковые; в — шаровые; г — поворотные цилиндрические; д — игльчатые; е — конусные; 1 — запирающий клиновидный диск задвижки; 2 — приводы задвижек и затворов; 3 — уплотняющие элементы затворов (бронзовые или резиновые); 4 — байпас; 5, 6 — положение диска соответственно при закрытом и открытом затворе; 7 — обтекание диска и появление момента; 8 — патрубок шарового затвора; 9 — уплотняющий сферический сегмент; 10, 11 — вальцы соответственно одновальцового и двухвальцового затвора; 12 — послесечение вальцов при закрытии; 13 — труба питания полости А; 14 — корпус игльчатого затвора; 15 — ребра, несущие игльчатый затвор; 16 — неподвижная капсула; 17 — подвижный плунжер с рабочей «иглой» (пунктиром показано положение полного закрытия); 18 — труба для выпуска воды из полости Б; 19 — механический клапан выпуска воды из полости А через торец «иглы»; 20 — воздухоподводящий коллектор; 21, 22 — установка игльчатого затвора с истечением соответственно в атмосферу и закрытый водовод; 23 — область кавитации, не повреждающей стенок водовода; 24 — неподвижный патрубок конусного затвора; 25 — ребра, несущие конус 27; 26 — подвижный патрубок (пунктиром показано положение полного закрытия); 28 — насадка, установленная на конусном затворе; 29 — отверстия для подвода воздуха к струе; 30 — камера гашения, установленная на сооружении

ления вододействующими затворами и на байпасах (см. § 145) для выравнивания давлений вокруг крупных ремонтных и аварийных затворов при их подъеме. При напоре более 50—70 м следует применять задвижки только со стальным корпусом.

Дисковые (дроссельные) затворы (рис. 29.6, б) имеют стальной корпус, присоединяемый фланцами к трубопроводам. В корпусе размещен чечевицеобразный диск, который при полном закрытии отверстия разворачивается в плоскость, почти перпендикулярную оси трубопровода, и по всей окружности плотно смыкается с уплотняющим устройством. В таком положении моменты от сил давления воды на две половины диска, находящиеся по разные стороны от оси затвора, практически уравновешены, и для поддержания затвора в закрытом и уплотненном состоянии требуются небольшие усилия. При полном открытии отверстия моменты на диске также уравновешены, а потери напора сравнительно невелики. При малых углах поворота диска (из положения полного открытия) вследствие разного характера обтекания потоком его верхней и нижней поверхности появляется подъемная сила, перпендикулярная плоскости симметрии диска и создающая момент, направленный в сторону закрытия. Затвор неустойчив при полном открытии и должен быть надежно зафиксирован. При угле поворота 10—30° дисковый затвор подвержен усиленным вибрациям. Перекрыть водовод дисковый затвор может очень быстро. Указанные качества определили область применения этих затворов — *аварийные* и *ремонтные* затворы глубинных водопропускных трактов любого назначения. Известны примеры применения дисковых затворов диаметром 700 мм при напорах до 800 м и диаметром 8200 мм при напоре 25 м. В СССР крупные дисковые затворы (диаметром 5000 мм) выполнены на напор 170 м. Дисковые затворы диаметром до 1500 мм выпускают серийно.

Шаровые затворы (рис. 29.6, в) имеют стальной корпус, в котором вращается клапан. Цилиндрический патрубок клапана при полном открытии соединяет с минимальными зазорами подводящую и отводящую части трубопровода. При повороте на 90° клапан боковым, точно обработанным уплотняющим сферическим сегментом соприкасается с седлом на трубопроводе, плотно закрывая отверстие. Для снятия нагрузок с клапана при открытом затворе область с его внешней стороны соединена с отводящей частью трубопровода трубой с краном. Шаровые затворы применяют как *ремонтные* в напорных трубопроводах перед турбинами гидроэлектростанций. Их диаметры составляют 500—8000 мм, они работают при напорах 100—300 м.

Поворотные цилиндрические затворы (рис. 29.6, г) выполнены в виде одного или двух стальных круговых цилиндров в стальном корпусе. Соответственно числу цилиндров (вальцов) их называют одновальцовыми и двухвальцовыми. В отличие от шарового затвора подвижная часть затвора этого вида имеет цилиндрическую обшивку, и силы давления воды по всем поверхностям вальца, кроме поверхности выреза, не создают моментов относительно оси вращения затвора, затрудняющих маневрирование им. При повороте вальцов на угол 90—120° бронзовые уплотнения, находящиеся в зазоре между вальцами и корпусом, плотно смыкаются с уплотняющим седлом на корпусе. Закрытие поворотных цилиндрических затворов можно осуществлять поворотом цилиндрической поверхности как в сторону верхнего, так и в сторону нижнего бьефа (аналогично полноповоротным поверхностным затворам). В отличие от дисковых затворов поворотные цилиндрические затворы не подвержены вибрации и устойчивы при всех частичных открытиях под напором. Они не создают дополнительных потерь напора при полном открытии, что делает их перспективными для использования и в качестве *основных*, а не только *аварийных* затворов. Такие примеры имеются за рубежом. В СССР поворотные цилиндрические

затворы диаметром 3200 мм применены как аварийные при напоре 26 м на Камской ГЭС (24-й агрегат).

Игольчатые затворы (рис. 29.6, д) выполнены в виде стального корпуса, в котором на ребрах жесткости установлен неподвижный цилиндр с напорным обтекателем. Внутренний подвижной цилиндр соединен с регулирующей «иглой» и может перемещаться поступательно для закрытия или открытия отверстия. Подвижной цилиндр перемещается вперед (на закрытие) или назад (на открытие) под действием разности сил, создающейся при различных соотношениях давлений в полостях А и Б. Давление в полости Б всегда близко к давлению верхнего бьефа, давление в полости А регулируется в широких пределах выпуском воды по специальной трубе и выпуском воды через отверстие з игле, регулируемое клапаном, или выпуском воды в затворное пространство по регулирующей трубе. Путем регулирования давления в полости А подвижная часть плавно устанавливается в любое необходимое положение. Затвор является полностью вододействующим.

Для борьбы с местным вакуумом струя может быть аэрирована по периметру через воздушный коллектор. Струя из игольчатого затвора выбрасывается либо в атмосферу, либо в отводящий напорный водовод диаметром, в 1,5—2 раза большим диаметра струи, где происходит ее внезапное расширение и гашение ее энергии (такой водовод называют «камерой гашения»). Затвор надежен в эксплуатации, работает без вибраций, обычно без кавитационных повреждений, плавно и точно регулирует расход. Игольчатые затворы применяют при напоре до 800 м, диаметр их достигает 6500 мм. Используют затворы этого вида в качестве *основных* в водосбросах и водовыпусках высоконапорных плотин. Они весьма сложны в изготовлении и монтаже (и, следовательно, дороги).

Конусные затворы (рис. 29.6, е) иногда называются «телескопическими». Вода из подводящего напорного трубопровода протекает между ребрами жесткости, отклоняется в стороны конусом и выбрасывается из затвора в атмосферу полой струей с сильным разбрызгиванием и аэрацией. Толщину выбрасываемой струи (ширину выходного отверстия) регулируют с помощью подвижного патрубка (клапана), перемещаемого механизмом вдоль оси затвора. Подвижной клапан не имеет существенных нагрузок, направленных вдоль оси затвора; усилия для его перемещения малы и определяются трением в сальниках и случайными сопротивлениями. Выбрасываемая затвором струя захватывает большое пространство, что может быть неприемлемо по условиям работы близлежащих сооружений (из-за выноса ветром брызг на эксплуатационные площадки, линии электропередачи и др.). При параллельной установке конусных затворов приходится размещать их оси в плане на значительном расстоянии, чтобы соударяющиеся в воздухе струи не усугубляли отрицательных последствий разбрызгивания потока. Во многих случаях конусные затворы устанавливают с наклонной осью, чтобы направить струю вверх и избежать размывов грунта непосредственно за сооружением. Кардинальным решением является создание насадок и камер гашения (см. рис. 29.6, е, 17.20, е). Насадку закрепляют на неподвижном патрубке затвора таким образом, чтобы струя ударила о нее, отразилась и направилась примерно вдоль оси затвора. Отклоняя струю вполне удовлетворительно, насадка почти не выполняет функций гасителя энергии. Камеру гашения укрепляют за затвором на независимом от него основании. Форму ее стенок подбирают такой, чтобы после серии отражений и соударений струя поступала в нижний бьеф и протекала по отводящему руслу в виде обычного сплошного потока. Камера гашения, никак не затрудняя работу собственно затвора и не усложняя его, сама подвергается значительным гидродинамическим нагрузкам от удара струи и турбулентных пульса-

ций потока, имеет гораздо большие размеры и мощную конструкцию, чем насадка. Конусные затворы не имеют мест, подверженных кавитационной эрозии. Исключение составляет узел *K* (см. рис. 29.6, *e*), так как здесь образуется зона отрыва потока, а при больших открытиях затвора возникает вакуум. Исполнение этого узла так, как показано на рис. 29.6, *e*, исключает эту опасность. Известны примеры работы затворов при истечении под уровень воды — в нижний бьеф или в отводящий напорный водовод. Однако при такой компоновке были случаи вибрации затворов. Конусные затворы широко применяют в качестве основных затворов водосбросов, водоспусков и водовыпусков плотин различных напоров: от малых (10—20 м) до 250—300 м. Диаметры их достигают 6500 мм. В СССР конусные затворы успешно используют на водовыпусках плотин Средней Азии (Оротокойская, Кировская и др.). За рубежом (например, на Кубе) такие затворы с камерой гашения применяют на водовыпусках плотин из грунтовых материалов (см. рис. 17.20, *b, в*). Иногда конусные затворы применяют в системах опожнения судоходных шлюзов (Павловский на р. Уфе).

§ 144. МЕХАНИЗМЫ И УСТРОЙСТВА ДЛЯ УПРАВЛЕНИЯ ЗАТВОРАМИ

1. Общие сведения. Механизмы для управления затворами могут быть стационарными (один механизм обслуживает один затвор или одну створку ворот) и передвижными (один механизм может обслуживать несколько затворов). По устройству и способу присоединения к затвору эти механизмы подразделяют на *лебедки, краны и тельферы* — с гибкой подвеской, *механические подъемники* — с жесткой тягой и *гидравлические подъемники* (гидроподъемники) — с жесткой тягой. Механизмы с гибкой подвеской можно применять только в случаях, когда не требуется создание дожимных усилий для опускания затворов. Механизмы с жесткой тягой можно использовать во всех случаях, когда это технически целесообразно.

Стационарные механизмы, в качестве которых используют все перечисленные виды, применяют в следующих случаях: а) при необходимости очень быстрого маневрирования затворами (на реках с быстро нарастающими паводковыми расходами, в судоходных сооружениях и т. д.); б) при необходимости обеспечения полной автоматизации или телеуправления работой оборудования; в) при необходимости маневрирования затвором силами одного человека (например, на регуляторах каналов оросительных систем и на водосбросах малых плотин); г) при малом числе затворов на сооружении, когда устройство сложного и дорогого передвижного механизма неэкономично.

Применение передвижных механизмов, в качестве которых используют краны (козловые, реже мостовые) и тельферы, оправдано в следующих случаях: а) когда на сооружении много однотипных затворов и нет необходимости в их быстром и одновременном маневрировании; б) когда на сооружении предусмотрены аварийные или ремонтные затворы, переставляемые из одного отверстия в другое.

Механизмы для управления затворами имеют, как правило, следующие отличия от аналогичных механизмов в других отраслях техники:

1) небольшие скорости подъема и опускания затворов (обычно не более 0,2—1 м/мин, а при ручном приводе даже 0,01—0,05 м/мин), что вполне удовлетворяет эксплуатацию; малые скорости маневрирования позволяют конструировать механизмы с очень большими тяговыми усилиями при небольшой мощности двигателей;

2) наличие (во многих случаях) двух точек подвеса затвора с синхронизацией их движения;

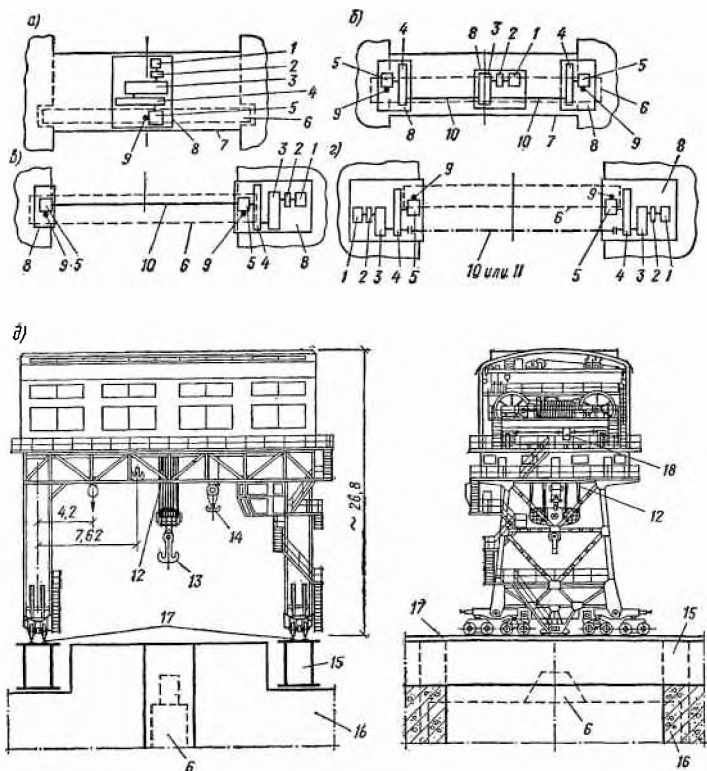


Рис. 29.7. Подъемные механизмы с гибкой подвеской

а-б — схемы установки лебедок над пролетами затворов; (а-а — с одним двигателем; б-б — с двумя двигателями); в — козловой кран грузоподъемностью 500/50 тс, пролетом 22 м над лазом водосливной плотины; 1 — двигатель; 2 — тормоз; 3 — редуктор; 4 — грузовая передача; 5 — выходное устройство; 6 — контур затвора и паза; 7 — служебный мост; 8 — рама механизма; 9 — точка подвеса затвора; 10 — вал механической синхронизации; 11 — «электрический вал»; 12 — грузовой многониточный канатный поднаст; 13 — крюк на 500 тс; 14 — крюк на 50 тс; 15 — подкрановая балка на быках 16; 17 — подкрановые рельсы; 18 — главный механизм подъема

3) применение автоматических ограничителей перегрузки механизма или ограничителей свободного хода тяговых органов в случаях заклинивания или зависания затворов, упора их в порог или полного выхода из отверстия (грузовых реле, «муфта ограничения момента», конечных и путевых выключателей).

Режимы работы механизмов для управления затворами характеризуются следующими особенностями:

1) резким изменением значения усилия за один цикл работы (например, цикл подъема или опускания затвора); это связано с различием сил трения в покое и при движении, загрязнением ходовых частей, изменением расчетного напора с открытием затвора;

2) запрограммированным изменением скорости движения на различных участках рабочего хода (торможение вблизи порога у аварий-

ных затворов или вблизи точки створения у двустворчатых ворот, регулирование скорости подъема затворов галерей шлюзов и т. п.);

3) малой динамической составляющей нагрузки на привод (в связи с малостью скоростей и ускорений).

2. Краткое описание механизмов для управления затворами.

Лебедки, состоящие из двигателя, тормоза и передачи, осуществляют *поступательное* движение каната или пластинчатой цепи, передаваемое через систему подвесок затвору. Лебедки устанавливают над перекрываемыми отверстиями на железобетонных или стальных несущих конструкциях, называемых *служебными мостами*, или на быках сооружения. Схемы установки лебедок при маневрировании затворами за одну и две точки подвеса приведены на рис. 29.7, а—г. В схемах б и в синхронность движения подвесок обеспечивается механически (синхронизирующим валом), в схеме г — электрически («электрическим валом»). Принцип действия электрического вала заключается в следующем. Неодинаковая нагрузка в подвесках приводит к различию в частоте вращения асинхронных двигателей двух лебедок и нарушает равновесие токов в управляющей схеме. Появившийся в ней «уравнительный» ток увеличивает крутящий момент «отстающего» двигателя и восстанавливает равновесие. Электрическая синхронизация принципиально более совершенна, чем механическая (кинематическая), так как реагирует на нагрузку в подвесках, непосредственно связанную с возможным перекосом затвора. В системах с механической синхронизацией при длинных многониточных канатных подвесках вследствие неравномерной вытяжки их и возможного (очень малого) различия в диаметрах канатных барабанов могут появиться значительные перекосы затворов и даже произойти расклинивание их между быками, хотя вал механической синхронизации будет работать исправно. Электрический вал не требует служебного моста и не ограничивает пролета между лебедками. При пролетах до 10 м механический жесткий вал также можно выполнять без моста. Цепные лебедки при компоновке их в сооружении требуют больше места, чем канатные, так как свободный конец пластинчатой цепи не навивается на барабан, а должен быть специальными устройствами сложен вблизи лебедки или опущен в колодезь под действием противовеса. Лебедки выполняют на грузоподъемность до 250—300 тс. Как правило, для подвески затвора используют полиспасты.

Из передвижных кранов для маневрирования затворами используют мостовые или козловые, с одной или с двумя подвесками. *Мостовые краны* применяют для маневрирования затворами только в случаях, когда конструкции для опирания и движения кранов выполнены на сооружении для других целей (в закрытых щитовых помещениях насосных и гидроэлектрических станций, при наличии на сооружениях высоких транспортных эстакад и т. д.). В большинстве случаев для маневрирования затворами применяют *козловые краны* (рис. 29.7, д). Главные их преимущества перед мостовыми: отсутствие высоких конструкций (эстакад) и удобство использования для строительно-монтажных целей. Недостаток кранов — трудность их синхронизации при спаренной работе, однако его можно преодолеть путем управления двумя кранами из одной кабины. Краны выполняют с большим диапазоном грузоподъемности — до 400—500 тс. При грузоподъемности более 100 тс краны снабжают вспомогательным крюком меньшей грузоподъемности (10—20% грузоподъемности главного крюка).

Тельферы (монорельсовые тележки) применяют на небольших сооружениях для управления ремонтными затворами, транспортировки затворов и решеток, а также (хотя и реже) для маневрирования основными затворами за одну точку подвеса. Конструкции для тельферов (опоры, располагаемые на быках, и монорельсы) сравнительно просты. Это делает эффективным применение тельферов в соответствующих слу-

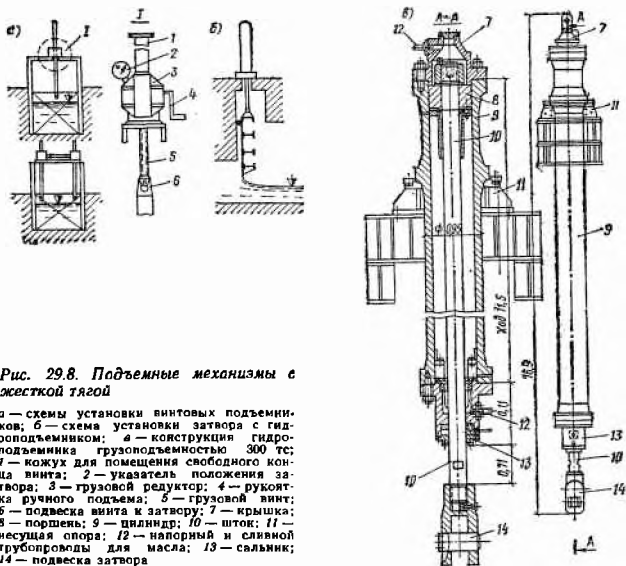


Рис. 29.8. Подъемные механизмы с жесткой тягой

а — схема установки винтовых подъемников; б — схема установки затвора с гидropодъемником; в — конструкция гидроподъемника грузоподъемностью 300 тс; 1 — кожух для помещения свободного конца винта; 2 — указатель положения затвора; 3 — грузовой редуктор; 4 — рукоятка ручного подъема; 5 — грузовой винт; 6 — подвеска винта к затвору; 7 — крышка; 8 — поршень; 9 — цилиндр; 10 — шток; 11 — несущая опора; 12 — напорный и сливной трубопроводы для масла; 13 — сальник; 14 — подвеска затвора

чаях. Тельферы выпускают серийно на грузоподъемность 1; 3; 5 и 10 тс с дистанционным (на висячем кабеле) ручным управлением подъемом и передвижением.

Механические подъемники выполняют *винтовыми* (рис. 29.8, а) и (реже) *реечными*. Грузовые винты и рейки перемещаются поступательно и передают усилие на затвор без дополнительных элементов (полиспастов, передач). Это механизмы средней или малой грузоподъемности (до 15—20 тс в одном тяговом органе). При большой грузоподъемности они становятся тяжелыми и неконструктивными. Винтовыми подъемниками оборудуют затворы небольших плотин, регуляторов, водосбросов и водовыпусков на каналах оросительных систем и на средне- и низконапорных водохранилищных гидроузлах при плотинах из грунтовых материалов. Находящиеся в эксплуатации и устанавливаемые в системе водного хозяйства страны винтовые подъемники исчисляются десятками тысяч. Слабым местом их являются грузовые винты, которые при посадке затвора на порог или при расклинке его в пазах работают на продольный изгиб и могут потерять устойчивость. Для ограничения сжимающего усилия двигатель соединяют с редуктором через «муфту ограничения момента», а рукоятку ручного подъема — через фрикционную муфту. Небольшие винтовые подъемники присоединяют к затвору за одну точку, большие конструируют как на одну, так и на две точки подвеса (рис. 29.8, а). Грузовые редукторы правого и левого подъемников соединяют синхронизирующим валом. Механическая синхронизация при жесткой тяге (в отличие от лебедок с гибкой подвеской) является достаточно совершенной. Для затворов, у которых точка подвеса смещается при маневрировании по горизонтали, подъемники конструируют с опиранием на шарниры, обеспечивающие их свободное качание (см. следующий пункт). Винтовые подъемники изготовляют по типовым проектам со следующим диапазоном параметров: тяговое уси-

лие одного винта 0,25—15 тс, высота подъема 1—3 м, максимальная свободная длина штоков и винтов 3—5 м, их диаметр 40—80 мм, расстояние между точками подвеса двухвинтовых подъемников 2,5—5 м, мощность электродвигателей 0,5—2 кВт, усилие на рукоятках ручного подъема 8,5—50 кгс, время подъема затвора на высоту 1 м электродвигателем 3—15 мин, а вручную 4—40 мин. На водораспределительных сооружениях оросительной сети винтовые подъемники всегда подвергаются воздействию солнечной радиации, атмосферных осадков, ветра и переносимой им пыли, поэтому их выполняют защищенными (двигатели влагозащищенные, редукторы, грузовые передачи и грузовые винты в закрытых корпусах с сезонной смазкой и т. п.). Незащищенными (но обязательно с консервирующей смазкой) выполняют лишь винты небольших ручных подъемников на усилие до 0,25—0,3 тс.

Гидроподъемники (рис. 29.8, б) — жидкостные сервомоторы, у которых тяговое усилие создается благодаря разности давлений рабочей жидкости (очищенного минерального масла — турбинного или веретенного) с двух сторон поршня. Рабочая длина цилиндра (без учета зазоров между крышками и поршнем в его крайних положениях) равна ходу затвора. Отечественные гидроподъемники выполняют с рабочим ходом до 12 м при внутреннем диаметре цилиндра до 700 мм. Разрабатывают цилиндры с диаметром до 900 мм (с ходом 5—6 м). Для гидроподъемников используют давление масла до 30 МПа (300 кгс/см²), создаваемое маслонапорной установкой. В настоящее время проектируют гидроподъемники с грузоподъемностью 1000 тс на один цилиндр, гидроподъемники с грузоподъемностью 600 тс вполне освоены. Слабым местом гидроподъемников (как и других механизмов с жесткой тягой) являются штоки, которые при дожиме затвора на закрытие или при его заклинивании работают на продольный изгиб и могут потерять устойчивость. В связи с этим следует с осторожностью идти на проектирование затворов, требующих дожима через шток. Ориентировочно можно считать, что дожимное усилие гидропривода не должно превышать 50—70% тягового. Гидроподъемники нашли широкое применение на всех сооружениях, где можно создать маслонапорные установки и обеспечить их нормальную эксплуатацию. Их используют на водосливных плотинах, судоходных шлюзах, в зданиях гидроэлектрических и крупных насосных станций, а также на водосбросных и водоприемных сооружениях. Основные преимущества гидроподъемников перед другими видами механизмов для управления затворами: а) значительная грузоподъемность и достаточные дожимные усилия при сравнительно малых габаритах; б) возможность полной автоматизации и дистанционного управления; в) малая уязвимость в чрезвычайных условиях (сейсм, ураган, обстоятельства, рассматриваемые гражданской обороной); г) удобство компоновки. Недостатки гидроподъемников: а) трудность (а иногда и невозможность) зимней эксплуатации на открытом воздухе в суровых климатических условиях из-за загустевания масла; б) просадка (медленное опускание под действием собственного веса) затворов, длительные подвешенных на гидроподъемниках, вследствие протечек масла вокруг поршня и в системе маслопроводов и золотников. Для борьбы с просадкой затворов создают специальные устройства автоматического «поддергивания» затвора, что усложняет схему управления.

3. Соединение затворов и механизмов. Механизмы, как правило, обеспечивают поступательное движение тяговых органов (троса, цепи, штока, винта, рейки). Присоединение тяговых органов к поступательно перемещаемым затворам (плоским, шандорным, вертикальным цилиндрическим) осуществляется или непосредственно, или через систему блоков (грузовой полиспаст) с помощью цилиндрических шарниров (рис. 29.9). Узлы присоединения подвесок к затвору совмещаются с опорно-концевыми стойками или вертикальными диафрагмами. Если

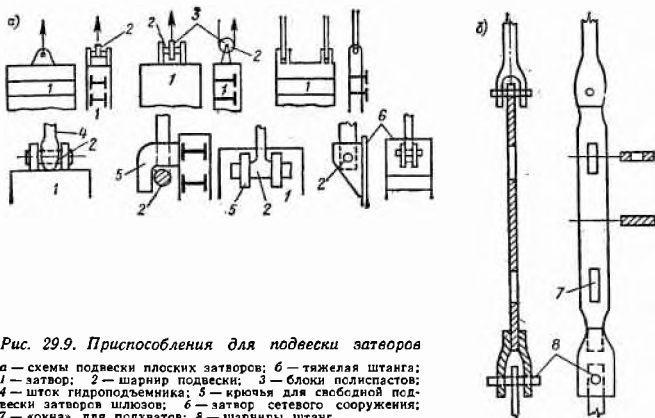


Рис. 29.9. Приспособления для подвески затворов

а — схемы подвески плоских затворов; б — тяжелая штанга; 1 — затвор; 2 — шарнир подвески; 3 — блоки полиспастов; 4 — шток гидropодъемника; 5 — крючья для свободной подвески затворов шлюзов; 6 — затвор сетового сооружения; 7 — «окна» для подхватов; 8 — шарниры штанг

точка подвеса глубоко погружена под воду или всегда находится ниже площадки установки механизма, штоки гидropодъемников или полиспасты канатных механизмов соединяют с затвором через цепь из звеньев тяжелых стальных штанг, рассчитанных на полное усилие, складываемое к точке подвеса (рис. 29.9, б). Если цепь штанг доступна для обслуживания, в них создают «окна» с шагом, равным желательному шагу открытий затвора, для установки подхватов. Это позволяет укоротить канатные подвески, исключить длительную эксплуатацию канатов под водой, уменьшить их вытяжку, облегчить и ускорить маневрирование затвором, а также подвешивать затвор в пазах, освобождая передвижной механизм для других операций. При использовании гидropодъемников применение штанг сводит к минимуму необходимую длину дорогих и сложных в изготовлении штоков. Однако с применением штанг у механизмов с жесткой тягой исчезает возможность дожима затвора. При большой грузоподъемности (более 500—600 тс) узлы присоединения подвесок становятся чрезвычайно громоздкими.

Присоединение тяговых органов к затворам, перемещаемым вращением или перекачиванием (к сегментным, клапанным, вальцовым, дисковым, шаровым, поворотным цилиндрическим, полноповоротным), и к двустворчатым воротам осуществляется через кинематические схемы, преобразующие поступательное движение во вращательное с помощью следующих приспособлений:

а) гибкой подвески (каната или пластинчатой цепи), сматываемой с цилиндрической поверхности затвора или с его фланца (рис. 29.10, а) (небольшие сегментные, вальцовые, полноповоротные затворы); механизм устанавливают на быках или служебных мостах минимально возможной высоты. Сегментные затворы, снабженные такой подвеской, можно поднять до уровня расположения механизма;

б) гибкой подвески, изменяющей в пространстве свой угол (угол α) по отношению к механизму и к затвору — рис. 29.10, б (сегментные и клапанные затворы. Механизм должен быть установлен выше, чем при предыдущей схеме. В данном случае применяют полиспасты, а также неподвижные блоки для фиксации направления входа канатов в механизм;

в) жесткой тяги и качающегося привода (винтового или гидropодъемника) — рис. 29.10, в (сегментные, клапанные, дисковые, шаровые, поворотные цилиндрические затворы и двустворчатые ворота). Опоры

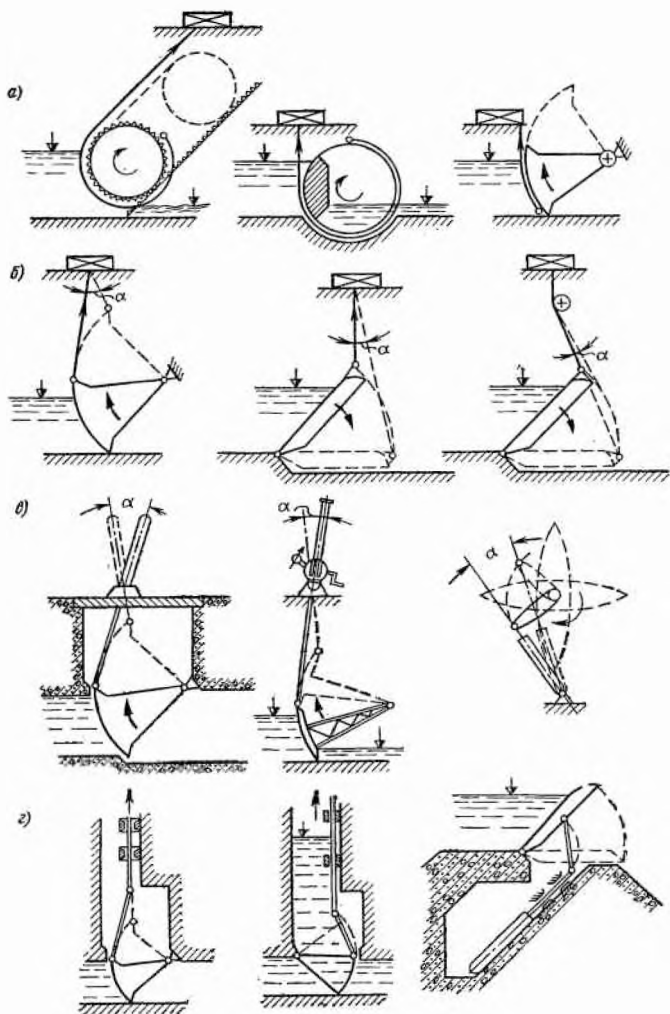


Рис. 29.10. Присоединение вращающихся затворов к механизмам

а — со сдвигаемой гибкой подвеской; б — с переменным углом гибкой подвески; в — с качающимся приводом; з — с кривошипно-шатунной передачей

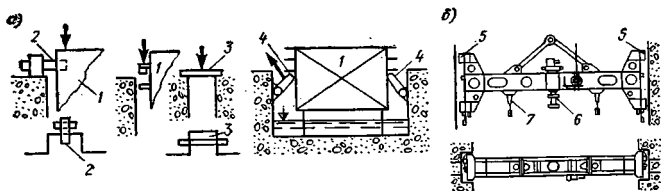


Рис. 29.11. Подхваты (а) и захватные балки (б)

1 — затвор; 2—4 — соответственно консольный, двухопорный и откидной подхваты (схемы); 5 — направляющие колеса балки; 6 — замок балки; 7 — центрирующие штыри

приводов «качающиеся», расстояние от них до затвора конструктивно минимально, что важно для глубинных затворов;

г) кривошипно-шатунного соединения — рис. 29.10, з (сегментные затворы, прямые и обратные, клапанные, дисковые, шаровые, поворотные цилиндрические). Используют механизмы как канатные и цепные, так и с жесткой тягой; в последнем случае расстояние от затвора до привода можно сделать минимальным.

4. Подхваты и захватные балки. Для фиксации затворов в поднятом положении при использовании передвижных механизмов применяют подхваты — укрепляемые на быках стальные упоры. Схемы подхватов (консольных, двухопорных и откидных) приведены на рис. 29.11, а. Наиболее надежны и конструктивны двухопорные подхваты, нагрузка на них практически не ограничена. Нагрузка на консольные подхваты не должна быть более 100—120 тс. При подвеске затвора подхваты вводят в отверстия тяжелых штанг или подводят под упоры на опорно-концевых стойках затвора. Чаще всего так подвешивают плоские затворы, однако подхваты применяют также для сегментных, клапанных и других затворов.

Для сцепления передвижных механизмов с плоскими и шандорными затворами и с секциями сороудерживающих решеток при большом числе затворов на сооружении эффективно применение захватных балок (рис. 29.11, б). Балка представляет собой металлическую конструкцию, перемещаемую краном в пазах затвора и предохраняемую от перекоса направляющими колесами. При опускании балка упирается в затвор, после чего происходит сцепление замка, имеющегося на балке, с подвеской затвора. «Запирается» замок дистанционно — механическим, гидравлическим или электрическим устройством. После этого балка поднимается механизмом вместе с затвором. При большой высоте подъема затворов, значительной грузоподъемности механизма и большом числе затворов применение захватных балок дает значительный эффект благодаря экономии металла на штангах и экономии времени на операциях по подъему и опусканию, а также по сборке и разборке цепей штанг.

5. Автоматизация маневрирования затворами. Вопрос об автоматизации маневрирования затворами возникает в случаях, когда необходимо очень частое и оперативное маневрирование ими при отсутствии непосредственно на сооружении постоянного дежурного персонала. Обычно это бывает на сетевых сооружениях, на водозаборах, а также на водосбросах при быстро и часто меняющихся уровнях или расходах воды. Как правило, автоматизированные затворы должны обеспечивать путем регулирования открытия отверстия поддержание заданного уровня перед затвором (либо за ним) или поддержание заданного расхода. Для этих целей используют две принципиально различные схемы:

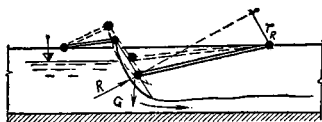


Рис. 29.12. Схема затвора-автомата с изменяемой кинематикой

1) изменение регулируемого затвором уровня или расхода регистрируется специальными датчиками и через электрическую схему управляющее воздействие дистанционно передается механическому или гидравлическому приводу затвора. По этой схеме могут быть автоматизированы любые типы затворов с электри-

фицированным приводом. Достоинства схемы: универсальность по типам затворов и простота «настройки» на любые значения регулируемых параметров. Недостаток схемы — наличие независимых от затворов датчиков и управляющих линий, что (из-за возможности аварий этих элементов) снижает надежность системы в целом;

2) изменение регулируемого уровня воды воспринимается непосредственно затвором в виде нарушения равновесия действующих на него сил, вследствие чего затвор сам меняет свое первоначальное положение на новое, обеспечивающее баланс сил при измененном уровне, открывая или закрывая при этом отверстие. По этой схеме могут быть автоматизированы лишь некоторые конструкции вододействующих и полувододействующих затворов. Достоинства и недостатки этой схемы прямо противоположны предыдущей.

Методы и средства автоматизации водоподачи и водораспределения с использованием указанных схем изложены в работе [192].

Для автоматизации секторных и крышевидных затворов в быках создают систему водопроводящих труб, рассчитанную так, что с повышением уровня верхнего бьефа опорожняется камера давления или заполняется водой внутренняя полость затвора, вызывая его опускание и открытие отверстия.

Клапанные затворы чаще всего автоматизируют с использованием архимедовой силы, действующей при изменении уровня на противовесы, опускаемые в сообщающиеся с верхним бьефом колодцы в быках.

Интересны и перспективны конструкции плоских и сегментных затворов-автоматов с изменяемой кинематикой системы Я. В. Бочкарева [32, 192]*, применяемые на сетевых сооружениях и в водозаборах (рис. 29.12). Небольшой сегментный (или плоский) затвор имеет пролетное строение, шарнирно-соединенное с «ногами», составляющими портал и опирающимися на неподвижные шарниры на быках. Двумя рычагами-корректорами пролетное строение закреплено на второй паре неподвижных шарниров на быках. Затвор всегда находится в равновесии под действием момента от силы собственного веса G (почти постоянного при любом открытии) и момента от равнодействующей R сил давления воды. Поскольку сила R резко уменьшается с открытием затвора, специальным подбором длин рычагов-корректоров можно добиться, чтобы вследствие поворота пролетного строения соответственно возрастало с необходимой интенсивностью ее плечо r_R . Таким образом удается так «настроить» затвор, чтобы он плавно останавливался в любом заданном положении, необходимом для регулирования глубины воды перед затвором или расхода воды за ним.

* Бочкарев Я. В., Ганкин М. З., Овчаров Е. Е. Основы автоматизации и автоматизация производственных процессов в гидромелиорации. М., «Колос», 1969.

КОМПОНОВКА МЕХАНИЧЕСКОГО ОБОРУДОВАНИЯ
НА СООРУЖЕНИЯХ И УСЛОВИЯ ЕГО РАБОТЫ§ 145. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К МЕХАНИЧЕСКОМУ
ОБОРУДОВАНИЮ

С помощью механического оборудования осуществляют большинство функций гидротехнических сооружений (пропуск воды и регулирование ее расхода, пропуск судов, плавающих тел, сброс наносов и т. д.). Нарушение работы механического оборудования может привести к весьма тяжелым последствиям, поэтому первое основное требование к нему — высокая надежность выполнения заданных функций во всех возможных эксплуатационных условиях. Методика количественной оценки надежности механического оборудования разработана пока недостаточно. В связи с этим далее дано лишь общее описание требований к механическому оборудованию, которые определяют его надежность.

1. Соответствие компоновки и конструкции элементов механического оборудования условиям и задачам эксплуатации. Это требование вполне очевидно и всегда может быть выполнено, если при проектировании достаточно полно и всесторонне проанализировать будущие условия работы сооружения как в обычных, так и в особых, редких, но возможных, ситуациях.

2. Обеспечение гарантий маневрирования затворами. Гарантиями маневрирования называют соотношения между усилием механизма и всеми другими силами, действующими на затвор, гарантирующие, как установлено практикой проектирования и эксплуатации, безотказное осуществление операций по маневрированию затворами. Эти соотношения получены на основании решения уравнений равновесия при равномерном движении затвора. Для поступательно перемещаемых затворов составляют уравнение равновесия сил в проекции на направление перемещения, для вращаемых затворов — уравнение равновесия моментов относительно оси вращения. В уравнениях рассматривают:

- Q и M_Q — проекцию и момент силы тяги механизма, действующей на подвеску затвора;
- G и M_G , B и M_B — проекцию и момент силы веса соответственно затвора и балласта в воздухе;
- G_1 и M_{G_1} , B_1 и M_{B_1} — то же, в воде;
- G и M_G — проекции и моменты гидравлических сил, действующих на все смоченные поверхности конструкции затвора;
- $T_{оп}$ и $M_{T_{оп}}$ — проекцию и момент сил трения в опорно-ходовых частях;
- T_y и M_{T_y} — то же, в уплотнениях.

Поскольку коэффициент трения в опорно-ходовых частях и уплотнениях существенно зависит от состояния трущихся поверхностей, наличия в воде различных твердых примесей, действия вибрации и т. д. различают минимальные $T_{оп}''$, T_y'' , $M_{T_{оп}}''$, M_{T_y}'' и максимальные $T_{оп}'$, T_y' , $M_{T_{оп}}'$, M_{T_y}' проекции и моменты сил трения, определяемые соответственно при минимальном и максимальном наблюдавшихся в эксплуатации значениях коэффициентов трения (см. табл. 31.1).

Проверку гарантий маневрирования проводят для четырех случаев.

а. Подъем затвора — движение, при котором действия сил или моментов веса и трения имеют одинаковое направление (интересно, что для обычного плоского затвора это движение отвечает открытию от-

верстия, а, например, для клапанного затвора — закрытию). При подъеме необходимо соблюдение соотношений:

$$n_G^* (G + B) + n_T (T_{\text{оп}}^* + T_y^*) + \Gamma \leq Q_n; \quad (30.1)$$

$$n_G^* (M_G + M_B) + n_T (M_{T_{\text{оп}}}^* + M_{T_y}^*) + M_T \leq M_{Q_n}, \quad (30.2)$$

где n_G^* — коэффициент запаса, учитывающий возможное увеличение веса проката (в пределах допусков) по сравнению с проектом и возможное увеличение плотности материала балласта, принимаемый равным 1,1; n_T — коэффициент запаса, учитывающий возможные вариации коэффициента трения и сопротивления боковых и обратных опорно-ходовых частей (если они имеются), принимаемый равным 1,2; индекс «п» обозначает подъем затвора.

Знаки в формулах (30.1) — (30.8) следует понимать *алгебраически*.

б) Опускание (посадка) затвора — движение, обратное по направлению подъему, при условии, что тяговый орган механизма является *растянутым*. При опускании необходимо соблюдение соотношений:

$$n_{G_1}^* (G_1 + B_1) - n_T (T_{\text{оп}}^* + T_y^*) + \Gamma \geq 0; \quad (30.3)$$

$$n_{G_1}^* (M_{G_1} + M_{B_1}) - n_T (M_{T_{\text{оп}}}^* + M_{T_y}^*) + M_T \geq 0, \quad (30.4)$$

где $n_{G_1}^*$ — коэффициент запаса на уменьшение веса, имеющий тот же смысл, что и n_G^* , принимаемый равным 0,9.

Иногда вводят «коэффициент запаса на посадку» $K_{\text{пос}}$, представляющий собой отношение суммы сил (моментов), способствующих посадке, к сумме сил (моментов), ей препятствующих. Например, для поступательно перемещаемого затвора

$$K_{\text{пос}} = \frac{n_{G_1}^* (G_1 + B_1)}{n_T (T_{\text{оп}}^* + T_y^*) + \Gamma} \geq 1,25 \text{ или } K_{\text{пос}} = \frac{n_{G_1}^* (G_1 + B_1) + \Gamma}{n_T (T_{\text{оп}}^* + T_y^*)} \geq 1,25$$

в зависимости от того, с какой силой совпадает по знаку гидравлическая нагрузка — с силой веса или трения. Аналогично из выражения (30.4) можно получить коэффициент запаса на посадку для вращаемых затворов. Приведенные выше соотношения приводят в практических расчетах к близким результатам с соотношениями (30.3) и 30.4).

в. Дожим (принудительная посадка) затвора — движение, обратное по направлению подъему, при условии, что тяговый орган механизма является *сжатым*. При дожиме необходимо соблюдение соотношений:

$$n_{G_d}^* (G_1 + B_1) - n_T (T_{\text{оп}}^* + T_y^*) + \Gamma < Q_d; \quad (30.5)$$

$$n_{G_d}^* (M_{G_1} + M_{B_1}) - n_T (M_{T_{\text{оп}}}^* + M_{T_y}^*) + M_T < M_{Q_d}, \quad (30.6)$$

где индекс «д» обозначает дожим затвора.

г. Удерживание затвора — опускание затвора при минимально возможных сопротивлениях движению. При удерживании необходимо соблюдение соотношений:

$$n_G^* (G + B) - (T_{\text{оп}}^* + T_y^*) + \Gamma < Q_{\text{уд}}; \quad (30.7)$$

$$n_G^* (M_G + M_B) - (M_{T_{\text{оп}}}^* + M_{T_y}^*) + M_T < M_{Q_{\text{уд}}}, \quad (30.8)$$

где индекс «уд» обозначает удерживание затвора.

При расчетах гарантий маневрирования в начале принимают затвор без балласта ($B=0$, $M_B=0$), обращаясь к применению балласта лишь в случаях, когда не находится другого удовлетворительного решения.

Проверку гарантий маневрирования проводят для *всех возможных положений затвора* (частичных открытых отверстия).

При использовании штанг силу их веса, «дожимающую» затвор при ослаблении тяговых органов, во внимание не принимают.

3. Обеспечение заданной долговечности оборудования. Под долговечностью понимают период времени, в течение которого, несмотря на принимаемые меры, конструкция изнашивается, ее безаварийная эксплуатация становится невозможной, а восстановление — экономически нецелесообразным. Долговечность объектов механического оборудования обычно составляет 20—30 лет.

Старение элементов механического оборудования (в первую очередь, затворов) происходит по ряду причин.

а. Действие электрохимической коррозии — один из главных факторов возможной потери работоспособности металлических конструкций гидротехнических сооружений. Мероприятия по борьбе с коррозией — периодическую очистку и окраску, катодную защиту, надлежащие условия хранения — в обязательном порядке предусматривают при проектировании. Конструкции должны быть выполнены так, чтобы обеспечить минимальную площадь корродирующей поверхности и практически возможность осмотра, очистки и окраски с применением современных технических средств.

б. Кавитационная эрозия и абразивный износ затворов и облицовок. Эти явления следует предвидеть еще при проектировании (см. главы 10 и 11). Если их невозможно избежать (см. § 149), предусматривают применение в местах ожидаемого разрушения сменных деталей затвора или элементов облицовки (уплотняющих устройств и др.).

в. Накопление динамических (усталостных) повреждений в металле несущих конструкций затворов, облицовок и подъемных механизмов. Долговечность в условиях динамического нагружения оценивают расчетом и обеспечивают введением соответствующих коэффициентов запаса при проектировании.

4. Обеспечение условий для осмотра и ремонта механического оборудования (обеспечение «ремонтпригодности», являющейся одним из основных путей поддержания долговечности).

а. Установка ремонтных затворов. Как правило, ремонтные затворы предусматривают для любого основного затвора, за исключением случаев, когда он вместе с закладными частями периодически освобождается от воды на необходимое время. Крайне желательно иметь ремонтные затворы перед аварийно-ремонтными затворами, находящимися под водой во время работы основного затвора (глубинные водосбросы, судходные шлюзы, здания гидроэлектростанций) и недоступными для осмотра. Для ремонтных затворов глубинных отверстий, как и для основных и аварийных, должно быть обеспечено выполнение гарантий маневрирования. Если часть водовода между ремонтным и основным затвором является напорной, то для возможности свободного маневрирования ремонтным затвором *обязательно устройство байпаса* (параллельного водовода небольшого сечения), который поддерживает допустимую разность давлений по обе стороны ремонтного затвора во все время маневрирования им. Байпасы выполняют в виде трубы с задвижкой или с дополнительным небольшим затвором (см. рис. 29.5).

б. Обеспечение наиболее простого подъема затворов в ремонтное положение. Если такой подъем сложно осуществить и основной затвор приходится ремонтировать в отверстии (в пролете), необходимо предусматривать возможность двустороннего подхода к затвору и свободной работы с ним при установленных ремонтных затворах.

в. Расположение глубинных отверстий и элементов механического оборудования в пределах доступа для водолазов (хотя бы при минимальных уровнях воды), что в настоящее время от-

вечает глубинам до 80—90 м. Это требование не относится к беспорным.

5. Резервирование. Один из главных путей повышения надежности — включение в комплекс оборудования или систем управления дополнительных (резервных) узлов и элементов, позволяющих выполнять эксплуатационные операции при выходе из строя основных узлов. Так, ответственные водопропускные сооружения обычно имеют не менее двух отверстий, перекрываемых двойным комплектом затворов. Непосредственно в механическом оборудовании резервирование осуществляют по ряду направлений.

а. Дублирование управления механизмами (электрическое и ручное).

б. Дублирование источников энергии для механизмов (электропитание по двум линиям, возможность подачи масла от резервного насоса и т. п.).

в. Рациональный выбор числа передвижных механизмов. На многопролетных сооружениях предусматривают не менее двух-трех передвижных механизмов.

г. Обеспечение возможностей для временного выполнения функций одного затвора другим в одной и той же отверстии. Например, плоские аварийные затворы водосливных плотин и глубинных водосбросов иногда могут заменять основные, пропускающие воду при частичных открытиях. Такая возможность должна специально проверяться в каждом отдельном случае.

д. Рациональный выбор числа последовательных затворов, устанавливаемых в водопропускном тракте. На сооружениях, порог которых всегда находится ниже уровня воды, обычно устанавливают два (а при постоянном подтоплении порога с нижнего бьефа три) последовательных затвора: аварийно-ремонтный (или ремонтный) и основной (при постоянном подтоплении с нижнего бьефа, кроме того, ремонтный за основным). Эта схема предусматривает *полную ремонтпригодность* первого по течению затвора (аварийно-ремонтного или ремонтного), т. е. возможность извлечения его из воды и доступность для осмотра и профилактики. В глубинных водосбросах (например, туннельного типа) последнее условие выполнить трудно, так как шахты до незатопляемых отметок обычно не устраивают из-за высокой стоимости, а затворы размещают под герметическими крышками, съем которых без осушения водовода исключен. В этих случаях рекомендуется увеличивать общее число последовательно устанавливаемых затворов на один по сравнению с обычной схемой, а именно: устанавливать еще один ремонтный затвор перед аварийно-ремонтным (или аварийным).

е. Создание на сооружении необходимого запаса готовых затворов, их секций и отдельных узлов оборудования.

6. Аварийная защита оборудования. Она заключается главным образом в следующем.

а. Применение аварийных затворов перед теми основными, выход которых из строя (отказ в маневрировании) может привести к серьезным последствиям.

б. Защита механизмов и подвесок затворов от перегрузок и поломок (см. § 144).

в. Блокировка против ошибочных действий персонала при маневрировании.

Перечисленные шесть факторов, определяющие *общую надежность* механического оборудования, являются *главными* при разработке рациональных компоновок оборудования и конструкций затворов и механизмов. Если все эти факторы учтены правильно в нескольких вариантах компоновок оборудования и конструкций затворов, то лучший из них

выбирают по второму основному требованию к механическому оборудованию: соответствие компоновки оборудования и конструкции затворов и механизмов особенностям строительной части сооружения и планам организации строительства и монтажа. При этом всегда следует учитывать стоимость изготовления и монтажа механического оборудования, стремясь к ее всемерному уменьшению, однако не в ущерб надежности работы сооружения.

§ 146. ПРИМЕРЫ КОМПОНОВОК МЕХАНИЧЕСКОГО ОБОРУДОВАНИЯ НА СООРУЖЕНИЯХ

Приводимые ниже примеры в определенной мере иллюстрируют основные положения, сформулированные в § 145. В примеры не включены судоходные сооружения и здания гидроэлектростанций. Первые рассмотрены в гл. 41, вторые — в соответствующем специальном курсе [44]. Типы затворов, показанные в примерах, не являются обязательными или единственно возможными (см. § 142 и 143, где указаны области применения различных затворов). В связи с тем, что плоские и сегментные затворы применяют наиболее часто, примеры приведены главным образом для этих типов затворов.

1. Регуляторы на каналах (рис. 30.1). Основные затворы плоские или сегментные, снабженные стационарными винтовыми подъемниками с электрическим и ручным управлением. Аварийные затворы не предусмотрены, так как отказ основного затвора маловероятен и обычно не может вызвать тяжелых последствий. В крайнем случае роль аварийного заграждения выполняет основной затвор вышерасположенного регулятора. Ремонтный затвор (шандорный) предусмотрен только для многопролетных регуляторов. Шандоры устанавливают вручную или (при пролетах более 2 м) автомобильным краном с площадки сбоку от

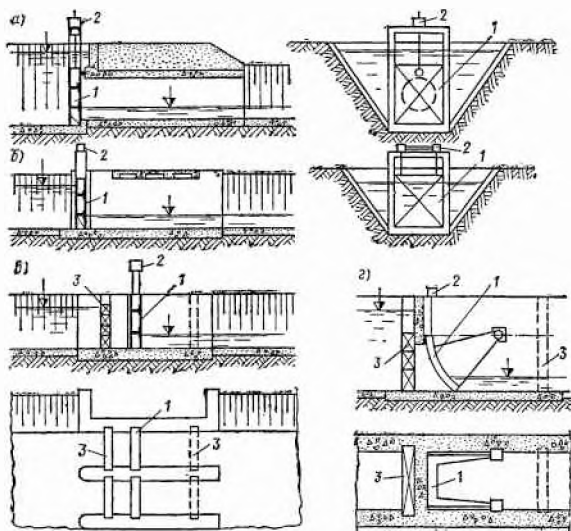


Рис. 30.1. Механическое оборудование регуляторов

а — однопролетного трубчатого; б — однопролетного открытого; в — многопролетного открытого; а — многопролетного диафрагменного; 1 — основной затвор; 2 — привод; 3 — ремонтный затвор

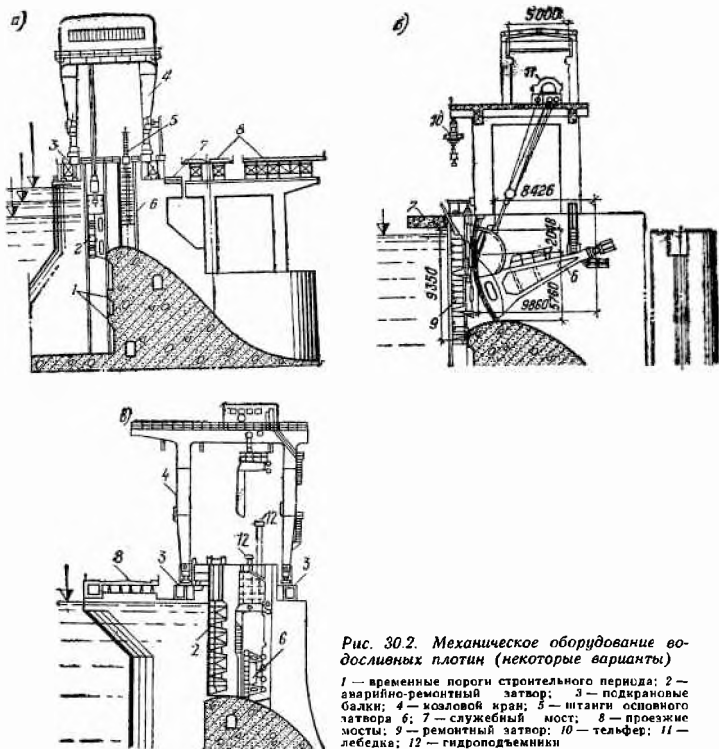


Рис. 30.2. Механическое оборудование водосливных плотин (некоторые варианты)

1 — временные пороги строительного периода; 2 — аварийно-ремонтный затвор; 3 — подкрановые бабки; 4 — козловой кран; 5 — штанги основного затвора; 6; 7 — служебный мост; 8 — проезжие мосты; 9 — ремонтный затвор; 10 — тельфер; 11 — лебедка; 12 — гидropодъемники

регулятора или с дороги. При числе пролетов более двух для установки шандор можно использовать тельфер или ручную таль. Затворы поставляют на монтаж целиком, а при пролетах до 2 м даже в сборке с закладными частями и стойками для механизмов. Такова же компоновка оборудования регуляторов на входе в береговые открытые водосбросы. Здесь ремонтные (шандорные) затворы применяют при любом числе пролетов, если порог регулятора не осушается после прохождения паводка.

2. Водосливные плотины (рис. 30.2). Аварийно-ремонтные и ремонтные затворы используют в строительный период для бетонирования плотин методом «гребенки». Предусмотрен (рис. 30.2, а) ряд временных порогов, служащих во время строительства для опирания нижнего уплотнения затвора на промежуточных отметках. Плоский основной затвор (рис. 30.2, а) имеет штанги и подхваты, аварийно-ремонтный затвор может кратковременно выполнять функции основного.

В компоновке на рис. 30.2, б аварийный затвор не предусмотрен, так как отказ основного сегментного затвора считается маловероятным (решение смелое и всегда требующее надлежащего обоснования для конкретных условий эксплуатации). Лед сбрасывают с помощью клапана. Шандорным ремонтным затвором маневрируют с помощью тельфера

через собственные штанги отдельных секций. Со стороны нижнего бьефа предусмотрена возможность установки ремонтного затвора (шандорного), необходимого из-за постоянного подтопления водослива. В строительный период его используют для бетонирования методом «гребенки». Для успешной зимней эксплуатации применяется обогрев внутренней полости пролетного строения сегментного затвора и всех уплотнений (боковых, донных и вдоль оси клапана).

Компоновка оборудования многопролетной плотины на рис. 30.2, в позволяет осуществлять частые сбросы воды, льда и плавающих тел двоянным затвором с гидроподъемниками на обеих секциях. Аварийно-ремонтный затвор многосекционный, опускаемый при помощи козлового

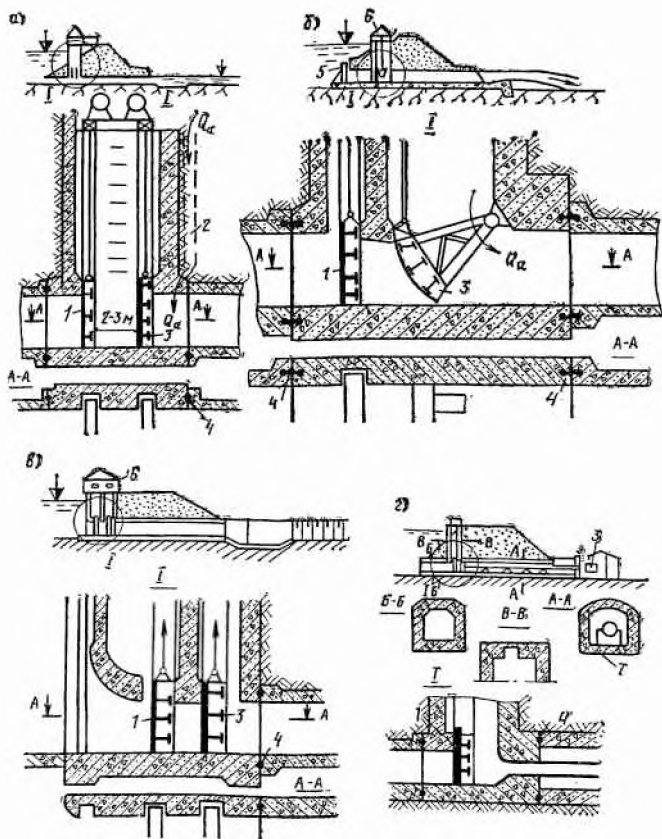
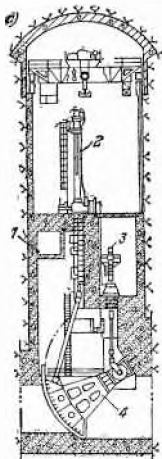
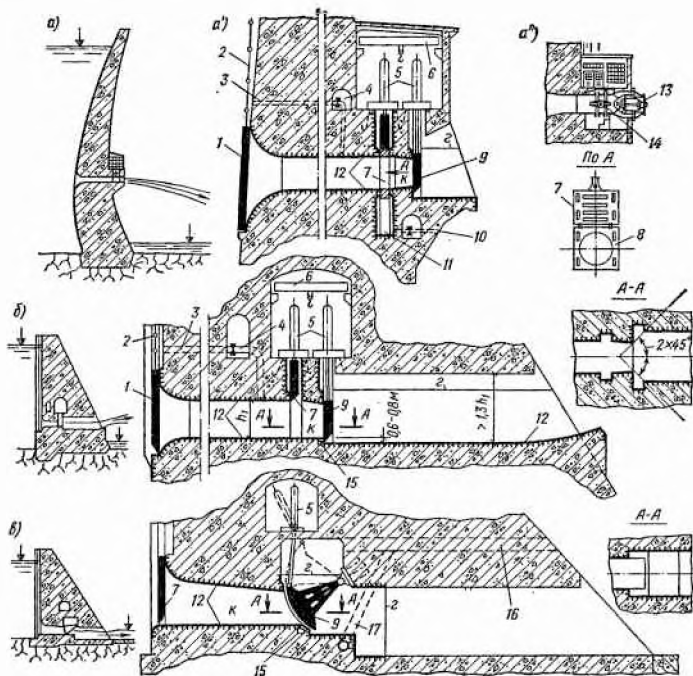


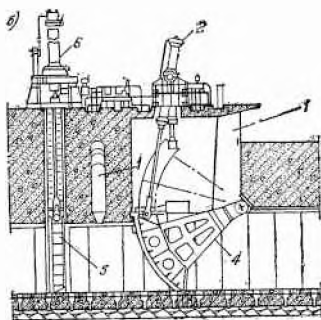
Рис. 30.3. Механическое оборудование трубчатых водосбросов в плотинах из грунтовых материалов

а, б — с башнями в плотине; в — с башней на входе; 2 — с основным затвором на трубопроводе; 1 — аварийно-ремонтный затвор; 2 — аэрационная труба; 3 — основной затвор; 4 — швы с уплотнениями; 5 — ремонтный затвор; 6 — служебное помещение; 7 — галерея с трубопроводом



▲ Рис. 30.5. Механическое оборудование туннельных водосборов (примеры выполнения камер и затворов)

а — Нурекской ГЭС; б — Чарвакской ГЭС; 1 — аэрационная шахта, труба или отверстие; 2 — гидравлический привод основного затвора; 3 — гидравлический привод эксцентрика; 4 — основной затвор; 5 — аварийно-ремонтный затвор с гидравлическим приводом



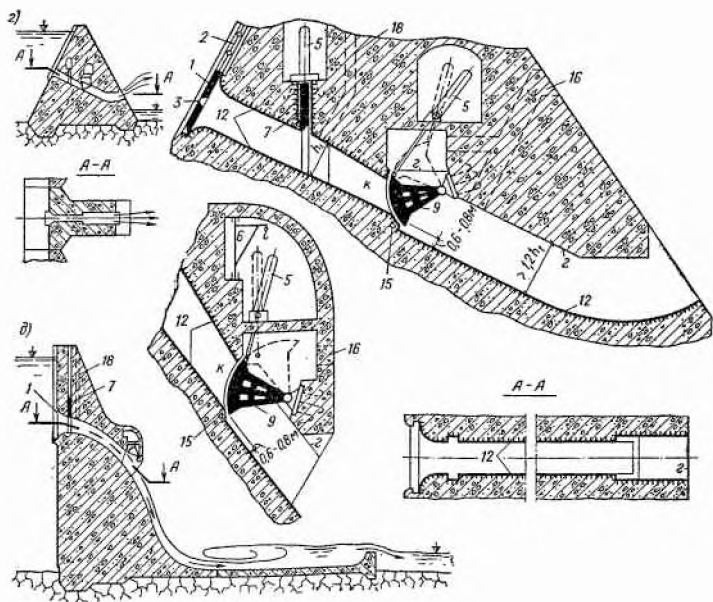


Рис. 30.4. Механическое оборудование водосборов в бетонных плотинах

а — арочной (варианты с плоским а' и игольчатым а'' основными затворами); б, в — гравитационной (соответственно эксплуатационный и строительный водосбор); г — массивно-контрфорсной; д — арочно-гравитационной; 1 — ремонтный прислонный затвор с цепью штанг 2; 3 — байпас ремснтого затвора; 4 — управление байпасом из потерны; 5 — гидродъемники; 6 — грузоподъемный механизм; 7 — аварийный затвор (на рис. а' с замещающим кольцом 8); 9 — основной затвор; 10 — труба промыва ниши 11 замещающего кольца; 12 — стальная облицовка; 13 — основной игольчатый затвор; 14 — аварийно-ремонтный дисковый затвор; 15 — аварийный канал под порогом основного затвора; 16, 17 — аэрационные каналы в бетоне, выведенные на низшую грань плотины; 18 — аэрационные каналы за аварийным затвором, выведенные на незатопляемые отметки; з — граница стальной облицовки; к — противскавitationsный конфузор

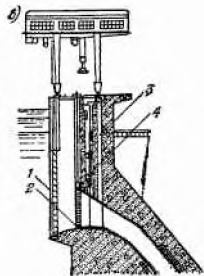
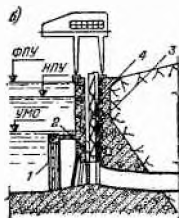
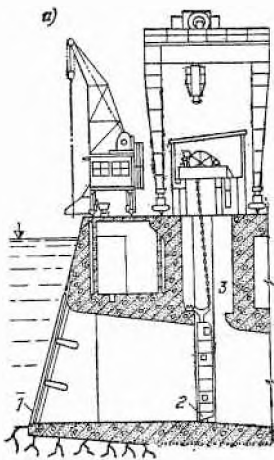
крана всей «стенкой»; функции основного он может выполнять лишь частично (пропуск воды из-под затвора).

На плотинах с передвижными механизмами ремонт и профилактику затвора (очистку, окраску и антикоррозионную защиту) осуществляют вне пролета — на одном из сопрягающих устоев. Часто внутри устоя создают закрытое помещение (затворохранилище), обслуживаемое краном плотины и являющееся ремонтно-монтажной площадкой для механического оборудования.

3. Трубчатые водосборы в плотинах из грунтовых материалов (рис. 30.3). Обычно затворы сосредоточены в башне управления; подъемные механизмы стационарные (канатные или цепные). Как правило, устанавливают два затвора: аварийно-ремонтный и основной; маневрирование ими должно быть гарантировано без дожима. Временное исполнение функций основного затвора аварийно-ремонтным возможно. В ответственных случаях предусматривают ремонтный затвор (рис. 30.3, б, в), вынесенный перед башней. С нижнего бьефа основной затвор обычно не подтоплен и ремонтный затвор не нужен. С конструкцией башни совмещается труба для подачи воздуха за основной затвор при его работе. Распространены схемы с выносом основных затворов

Рис. 30.6. Механическое оборудование водоприемников

а — на входе в дюкер на канале; б — на входе в водозабный туннель; в — перед трубопроводами гидроэлектростанций; 1 — сороудерживающая решетка; 2 — ремонтный затвор; 3 — аэрационная труба (канал); 4 — аварийный (аварийно-ремонтный) затвор



(конусных или плоских задвижек) на выходную часть стального трубопровода, прокладываемого в железобетонной галерее (рис. 30.3, з).

Осмотр, ремонт и профилактику затворов выполняют в башне после подъема их выше уровня воды. Служебное помещение на башне (закрытое и утепленное) должно иметь необходимый для этого объем и приспособления. Для аварийных работ на сооружении и основном затворе (если извлечь его наверх невозможно) обеспечивается доступ в башню под защитой аварийно-ремонтного (или ремонтного) затвора, предусматриваются приспособления для перемещения грузов и людей и система откачки просачивающейся воды. Расстояние между аварийным и основным затвором должно быть не менее 2—3 м. При напоре до 10—15 м затворную камеру выполняют в железобетоне, в металле решают лишь закладные части затворов и плоскости касания уплотняющих элементов. При больших напорах камеры снабжают металлическими облицовками для предотвращения местной фильтрации в бетоне вокруг закрытых затворов и предохранения камеры от абразивных и кавитационных повреждений. Применение облицовок обосновывают соответствующими расчетами (см. § 149).

4. Водосбросы бетонных плотин (рис. 30.4). Механическое оборудование водосбросов в теле бетонных и железобетонных плотин, несмотря на разнообразие их конструкций, komponуют однотипно: основной затвор (плоский или сегментный, реже конусный или игольчатый) устанавливают таким образом, чтобы он мог регулировать расход воды при истечении потока в атмосферу (либо непосредственно, либо в безнапорный отводящий водовод с гарантированной аэрацией потока); аварийно-ремонтный затвор (как правило, плоский, а в трубопроводах дисковый) устанавливают непосредственно перед основным. Управление гидроподъемниками этих затворов осуществляют из одного помещения. Для ремонта применяют тельферы или небольшие краны. Затворы размещены под герметическими крышками. На входе в водовод предусматривают ремонтный затвор, обязательно снабжаемый байпасом и опускаемый в стоячую воду с гребня плотины по направляющим на ее напорной грани. При напоре

более 50 м водовод на всей длине напорной части, камеру основного затвора и (частично или полностью) отводящую часть водовода снабжают стальной облицовкой, омоноличиваемой с бетоном. Перед основным затвором создают противокавитационный конфузур (см. § 149). Известны схемы с двумя рядами затворов (см. рис. 30.4, б), однако их применяют редко — обычно для временных и строительных водосбросов.

Как правило, в плотине создают ряд однотипных отверстий, затворы которых, взаимно резервируемыми друг друга, управляют дистанционно. Осмотр и ремонт затворов и облицовок проводят в водоводах, предусматривая лазы и люки для входа людей и подачи оборудования.

5. Туннельные водосбросы (рис. 30.5, 10.13, 17.13). В этих сооружениях, как и в водосбросах бетонных плотин, используют сегментные или плоские основные и плоские аварийно-ремонтные затворы, располагая их в непосредственной близости друг к другу в общей затворной камере, снабженной стальной, омоноличенной с бетоном, облицовкой. Затворы размещают под герметическими крышками. Истечение из-под основного затвора безнапорное — в атмосферу или туннель. В последнем случае обязательно устройство аэрационной шахты. Поскольку забор воздуха для аэрации потока из помещений, где могут находиться люди, *недопустим* по условиям безопасности (из-за больших скоростей), при совмещении аэрационных и служебных туннелей воздух забирают из атмосферы и подают к камере затвора по закрытым стальным трубопроводам, уложенным внутри этих туннелей. Расположение затворной камеры на трассе туннеля, а также возможность создания единого или раздельных подземных помещений управления основным и аварийным затвором определяются в первую очередь геологией. Наилучшим в смысле условий работы и компоновки оборудования является расположение затворов на выходе из туннеля при едином помещении управления. Поскольку аварийно-ремонтные затворы невозможно извлечь без полного осушения водовода, для повышения надежности комплекса механического оборудования полезно устанавливать третий (ремонтный) затвор.

6. Глубинные водоприемники (рис. 30.6). Водоприемники обычно оборудуют сороудерживающими решетками и двумя рядами затворов — ремонтных и аварийно-ремонтных. Стационарные или передвижные подъемные механизмы выбирают исходя из числа пролетов. Передвижные механизмы можно использовать и при очистке решеток. Для аварийных затворов предпочтительны стационарные механизмы. Если в конце водопроводящего тракта (туннеля, трубопровода) имеется аварийный затвор, а авария водовода между этим затвором и водоприемником представляется маловероятной, аварийно-ремонтный затвор в водоприемнике не предусматривают. Для гарантии посадки ремонтного затвора его обязательно снабжают байпасом. В роли байпаса при многосекционном ремонтном затворе, опускаемом всей «стенкой», целесообразно использовать щель между верхней и нижними секциями и, закрывающуюся (благодаря специальному люфту в сцелках) только после посадки всей «стенки» на порог (см. рис. 29.5). Для впуска воздуха в водовод при закрытии аварийно-ремонтного затвора обязательно предусматривают аэрационную трубу.

§ 147. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ЗАТВОРЫ И МЕХАНИЗМЫ

Внешние воздействия на затворы определяются в основном теми же факторами, что и на плотины (см. гл. I). Некоторые виды нагрузок являются специфическими именно для затворов и связаны с их конструкцией и условиями эксплуатации. Нагрузки на затворы определяют *расчетным путем* (на основании СНиП, технических условий и норм проектирования, а в случаях, не предусмотренных нормами, по литературным

данным) или экспериментально (по результатам специально поставленных лабораторных или натуральных опытов).

1. Гидравлические (гидростатические и гидродинамические) нагрузки рассмотрены в § 148.

2. Силу веса затворов G определяют, пользуясь чертежами, как сумму весов элементов конструкции. На предварительных стадиях проектирования силу веса затворов вычисляют по эмпирическим зависимостям, составленным на основе обобщения опыта. Силу веса плоских и сегментных затворов, тс, подсчитывают по формуле

$$G = (PLa^{-1})^b, \quad (30.9)$$

где P — условная нагрузка на затвор, тс, равная произведению напора на площадь перекрываемого отверстия; L — пролет затвора в свету, м; a и b — коэффициенты (табл. 30.1).

Таблица 30.1

Затворы	a	b
Плоские:		
поверхностные с опорами:		
колесными	20	0,71
скользящими	27	0,7
глубинные с опорами:		
колесными	39	0,73
скользящими	49	0,7
Сегментные		
поверхностные с «ногами»:		
прямыми	25	0,69
наклонными	15	0,7

Для силы веса вальцовых затворов, тс, известна формула А. Р. Безрезинского:

$$G = 0,5 F + 0,02 F \sqrt{F}. \quad (30.10)$$

Для определения силы веса различных секторных затворов, тс, можно воспользоваться данными С. В. Тарановского: секторные затворы с верховой осью вращения

$$G = F [0,255 + 0,217 \sqrt{H} + (0,05 \dots 0,08)H]; \quad (30.11)$$

то же, с нижней осью вращения

$$G = F (0,135 + 0,129 \sqrt{H} + 0,054 H). \quad (30.12)$$

Сила веса крышевидных затворов, тс (по С. В. Тарановскому)

$$G = (0,1 \dots 0,08) F H \sqrt[3]{H^2}. \quad (30.13)$$

В формулах (30.10)–(30.13) F — площадь перекрываемого отверстия, м²; H — напор на пороге затвора, м. Формулы составлены для сварных сплошностенчатых конструкций из обыкновенной углеродистой стали при допускаемых напряжениях $[\sigma] = 1500$ кгс/см². В случаях применения других допускаемых напряжений $[\sigma]$, кгс/см², результаты расчета по формулам умножают на коэффициент $K = (1500/[\sigma])^{3/2}$.

3. Силу тяги механизма вычисляют таким образом, чтобы для затвора выполнялись гарантии маневрирования (см. § 145), и округляют до ближайшей большей в ряду номинальных грузоподъемностей. Грузоподъемность передвижных подъемных механизмов (кранов) определяют в некоторых случаях не по усилию, необходимому для маневрирования рассматриваемым затвором, а по усилию, необходимому для перемещения более тяжелых затворов того же сооружения или иных расчетных грузов (например, ротора гидрогенератора). В этих случаях

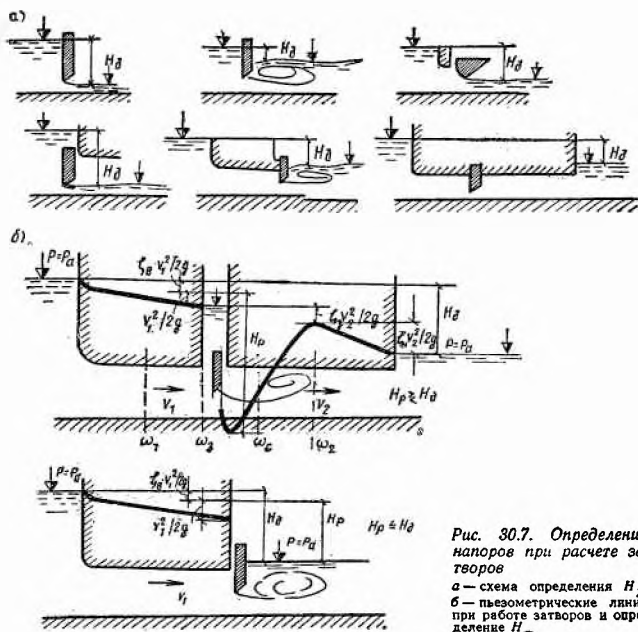


Рис. 30.7. Определение напоров при расчете затворов
 а — схема определения H_d ;
 б — пьезометрические линии при работе затворов и определение H_p

при заклинивании затвора или обмерзании опорно-ходовых частей возможно нагружение его подвесок силой, намного превышающей расчетную для этого затвора по гарантиям маневрирования (вплоть до максимальной грузоподъемности крана). Это следует учесть в расчете затвора, штанг и подвесок.

4. Сейсмические нагрузки на затворы от воды определяют в зависимости от их положения в сооружении: для поверхностных затворов плотин их определяют так же, как и для напорных граней сооружений (см. § 37); чаще всего они не выходят за пределы 15—20% напора; для глубинных затворов их определяют специальными методами расчетов (или, при некоторых параметрах, экспериментально). Сейсмические нагрузки на глубинные затворы зависят от длины напорной части водовода, жесткости затвора и стенок водовода и от иных факторов. При сейсме в напорных водоводах, перекрытых затворами, возникают волны давления (аналогичные волнам гидравлического удара), причем сейсмическая нагрузка может достигать 150—200% напора на затвор.

5. Нагрузки ветровые, волновые, снеговые, строительно-монтажные, от толпы и транспорта, а также нагрузки в особых случаях эксплуатации определяют для затворов такими же методами, как для плотин и других гидротехнических конструкций.

6. На статическое давление льда затворы не рассчитывают. При эксплуатации принимают все меры, чтобы перед ними поддерживалась незамерзающая полоса воды (майна). Расчет затворов на динамическое

действие льда в случаях, когда это действие может быть ощутимым, проводят специальными методами.

Расчеты конструкций затворов и механизмов производят согласно СНиП, технических условий и норм треста Гидромонтаж.

§ 148. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ НАГРУЗОК НА ЗАТВОРЫ

Задача определения гидравлических нагрузок элементарно решается только при закрытом затворе, когда она сводится к простой задаче гидростатики. При маневрировании затвором в текущей воде приходится выполнять более сложные расчеты для определения расчетного напора H_p на затвор при его промежуточных открытиях. Гидравлические нагрузки определяются в соответствии со значением H_p и конструктивными особенностями затвора.

1. Определение расчетного напора на затворы при маневрировании. Расчетным напором на затвор H_p называют разность полной удельной энергии потока (пьезометрическое давление плюс скоростной напор) перед затвором и потенциальной удельной энергии (пьезометрическое давление) за ним. Расположение расчетных сечений и схема определения H_p даны на рис. 30.7. Значение H_p может быть оценено расчетом, а в сложных случаях установлено экспериментально. Исходные данные для расчета: 1) сведения о характере гидравлического режима; 2) значение действующего напора H_d — постоянное или (реже) переменное в зависимости от открытия затвора; 3) сведения о конструкции и

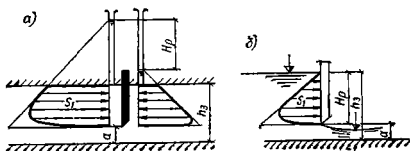
Таблица 30.2

Характеристики, подлежащие определению	Основные формулы для гидравлического расчета затворов при течении за ними	
	напорном	безнапорном
Расчетный напор (рис. 30.7, б)	$H_p = H_d \left[(1 - 2sr^2 \mu_0^2 + s^2 \mu_0^2 r^2) + s^2 (\mu_0/\mu)^2 \right]^{-1}. \quad (30.14)$	$H_p = H_d \left[(1 - s^2 \mu_0^2) + s^2 (\mu_0/\mu)^2 \right]^{-1}. \quad (30.14')$
Открытие, отвечающее максимуму расчетного напора	$s_m = \mu^2 r^2 (1 + \mu^2 r^2)^{-1}. \quad (30.15)$	$s_m = 0. \quad (30.15')$
Осредненный вакуум за затвором (под потолком водовода) — рис. 30.7, б	$h_{vac} = H_p \mu_0^2 sr [2(1 - sr) - sr \zeta_n] - (\nabla УНБ - \nabla \Pi). \quad (30.16)$	$h_{vac} = 0. \quad (30.16')$
Расчетный напор, начиная с которого за затвором возникает кавитация	$H_{p.кав} = \frac{1,1[(p_a - p_{в.п})/\gamma + \beta K_{кр} sr [2(1 - sr) + \nabla УНБ + \nabla - \nabla \Pi] - sr \zeta_n]}{\beta K_{кр} + sr} \quad (30.17)$	$H_{p.кав} = \frac{1,1}{\beta K_{кр}} \times [(p_a - p_{в.п})/\gamma + h_n]. \quad (30.17')$
Степень сжатия потока по площади конфузуром для предотвращения кавитации с напорной стороны (рис. 30.11, б)	$\frac{\omega_k}{(0,93 \dots 0,95) \omega_c} = (K_{кр} + 1)^{1/2} [1 + (p_a - p_{в.п} + \gamma h_n - \gamma x)/(\gamma \mu^2 H_d)]. \quad (30.18)$	

Примечание. В формулах приняты следующие обозначения: $r = \omega_3/\omega_2 \leq 1$; ζ_n — коэффициент сопротивления ствоящей части водовода за затвором, приведенный к сечению ω_3 ; ∇ — заглубление расчетной точки камеры затвора под потолок водовода; $\beta = K/K_{кр}$ — показатель стадии развития кавитации (см. гл. 11); $K_{кр}$ — критический параметр рассматриваемого источника кавитации (паза, затвора, неровности и т. д.); h_n — пьезометрическое давление за затвором; $\nabla \Pi$ — отметка потолка водовода за затвором; остальные обозначения приведены в тексте и на рис. 30.7 и 30.11.

Рис. 30.8. Эпюры давлений на затворы (опытные данные)

а — глубинный; б — поверхностный



размерах водовода и затвора, в частности μ и μ_0 — коэффициенты расхода соответственно водовода с затвором при полном открытии последнего и собственно затвора без учета водовода (для обычных плоских и сегментных затворов $\mu_0 \approx 0,95 \dots 0,97$). Коэффициенты μ и μ_0 приводятся к сечению ω_a , перекрываемому затвором. Открытие затвора характеризуют при расчетах параметром $s = \omega_c / \omega_a \approx (\sqrt{\zeta_a} + 1)^{-1}$, где ζ_a — коэффициент сопротивления затвора рассматриваемого типа при напорном течении, приводимый в справочной литературе (см. [217 и др.]) и зависящий от степени открытия отверстия. Расчеты проводят по формулам, приведенным в табл. 30.2.

Расчеты, эксперименты и анализ формул показывают следующее: а) при напорном течении за затвором расчетный напор превышает действующий (иногда в 1,5—1,8 раза), что необходимо обязательно принимать во внимание при расчетах; при безнапорном течении за затвором расчетный напор никогда не превышает действующего; б) при напорном течении за затвором может возникнуть значительный вакуум. Борьба с вакуумом можно увеличением подтопления водовода с нижнего бьефа ($\nabla_{УНБ} - \nabla_{П}$), увеличением сопротивления за затвором ζ_n , уменьшением общего коэффициента расхода μ . Все эти мероприятия экономически в той или иной мере нерациональны, ввиду чего предпочитают допускать максимально возможный вакуум за затвором. Для основных затворов в этом случае необходимо обеспечить кавитационную безопасность в затворной камере (см. § 149). Ограничение вакуума при больших действующих напорах наступает естественным образом при достижении им своего физического предела $h_{vac\ max} = (p_a - p_{в.п}) / \gamma$, где p_a — атмосферное давление; $p_{в.п}$ — давление насыщенных водяных паров. При этом значении H_p оказывается меньше подсчитанного по формулам на величину разности $(h_{vac} - h_{vac\ max})$.

2. Определение осредненных гидравлических нагрузок на затворы.

Знание расчетного напора H_p и его изменения с открытием затвора позволяет, в принципе, определить гидравлические нагрузки на все обтекаемые водой поверхности затвора. Наиболее полно методы определения нагрузок разработаны для плоских и сегментных затворов.

С низовой стороны затворов давления распределяются практически по гидростатическому закону (рис. 30.8). Отличие от гидростатического распределения вблизи нижней кромки затвора с низовой стороны существенного значения при определении площади эпюр (нагрузок на затворы) не имеет. С напорной стороны более существенное отклонение распределения давлений от гидростатического наблюдается вблизи обтекаемой потоком нижней кромки затвора. Понижение давлений (по сравнению с гидростатическими) происходит вследствие перехода части потенциальной энергии потока в кинетическую при повышении скоростей вблизи отверстия. Влияние этого понижения на суммарную площадь эпюры давлений (нагрузку на затвор) характеризуют величиной φ_a — отношением фактической площади эпюры давлений S_1 на часть затвора высотой $(h_g - a)$, выдвинутую в водовод, к площади эпюры гидростатического давления на ту же часть затвора:

a'/h_a	0	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
φ_a	1	0,96	0,935	0,915	0,9	0,9	0,9	0,9	0,88	0,84	0,74

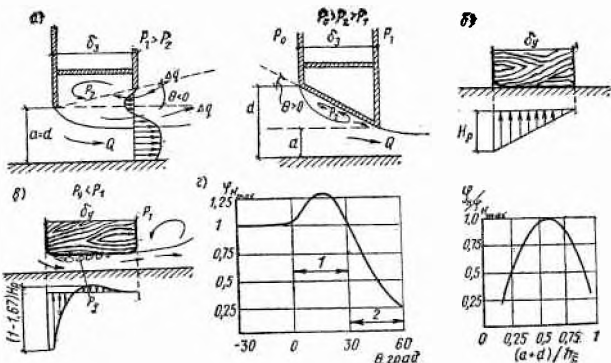


Рис. 30.9. Определение давления потока на нижние ригели затворов

a — с верхним и нижним ножом; b , a — с широким уплотнением, соответственно прижатом и отодвинутом; z — графики для расчета при $0,1 \leq a/h_0 \leq 0,9$ (на втором графике по оси абсцисс обозначено $h=2h_3$); 1 — подсос; 2 — выпор

Незначительное отличие формы эпюр давлений от соответствующих гидростатическому закону позволяет определять осредненные нагрузки на напорную и низовую поверхности плоских и сегментных затворов, а также на верхние ригели плоских глубинных затворов, находящиеся в шахте или в бьефе выше отверстия, по обычным правилам гидростатики, но с двумя дополнениями: 1) расчет ведут не по статическому или действительному напору, а по расчетному напору H_p , изменяющемуся по мере открытия затвора; 2) нагрузку на часть глубинного затвора, выдвинутую в водовод (или на весь поверхностный затвор), после ее вычисления приемами гидростатики по напору H_p умножают на φ_a . Нетрудно убедиться, что при полностью закрытом затворе этот метод расчета нагрузок в точности совпадает с классической задачей гидростатики.

Нижние ригели плоских и сегментных затворов и укрепленные на них конструкции обтекаются чаще всего с отрывом потока. Нагрузки на них не могут быть определены методами, аналогичными гидростатическим. Под нижним ригелем образуется зона отрыва (рис. 30.9, a), из которой транзитная струя вследствие турбулентного перемешивания потока выносит расход Δq . Из затворного пространства в зону отрыва под нижний ригель, очевидно, должен поступать такой же расход. Это физически возможно лишь в случае, если давление в зоне отрыва p_2 меньше давления в затворном пространстве p_1 (левая схема на рис. 30.9, a). Перепад давлений ($p_1 - p_2$) создает направленную вниз существенную нагрузку на нижний ригель, иногда называемую «силой подсоса», которую для снижения подъемных усилий следует всемерно уменьшать. Чем ближе нижняя (по течению) кромка ригеля к транзитной струе, тем больше сила подсоса. Если зона отрыва под нижним ригелем замкнута (не сообщается с затворным пространством), то давление в ней выше, чем за затвором, но все же существенно ниже, чем перед ним (правая схема на рис. 30.9, a). Суммарная нагрузка на нижний ригель при этом направлена вверх. В этом случае говорят, что имеется «сила выпора» затвора. Нагрузку на нижний ригель (на 1 м пролета) определяют по формуле

$$q_n = \gamma H_p \delta_3 (1 - \varphi_n), \quad (30.19)$$

где δ_3 — толщина затвора (высота ригелей); φ_n — коэффициент среднего разрежения под нижним ригелем.

Положительное значение q_n соответствует направлению нагрузки вверх. Следовательно, случаи $\varphi_n < 1$ отвечают выпору, а $\varphi_n > 1$ — подсосу затвора. Значения φ_n меняются с изменением угла скоса нижней грани θ и с изменением открытия затвора (соответственно правый и левый графики на рис. 30.9, з). Очевидно, что существенный по величине подсос затвора наблюдается в диапазоне $0^\circ \leq \theta \leq +30^\circ$, поэтому такие конструкции проектировать не следует.

Нагрузка на контактные поверхности уплотняющих элементов зависит от степени их приближения к уплотняемой поверхности. Считают, что при прижатых уплотнениях (рис. 30.9, б) тонкий слой воды в закрытой щели все же оказывает давление на конструкцию — «фильтрационное давление в уплотнениях». Эпюру фильтрационного давления принимают условно треугольной, а погонную нагрузку на уплотняющий элемент шириной δ_y определяют по формуле

$$q_\phi = 0,5 \gamma H_p \delta_y. \quad (30.20)$$

Если уплотняющий элемент несколько отодвинут от уплотняемой поверхности (например, в донном уплотнении при начале подъема затвора), течение воды в щели происходит как в насадке (рис. 30.9, в). При высоте щели, равной $1/5$ — $1/3$ ширины уплотняющего элемента δ_y , в ней образуется существенный вакуум, могущий достигать $0,6 H_p$. Считая в самом первом приближении эпюру давления в щели также треугольной, получим максимальную погонную нагрузку от подсоса на уплотняющую поверхность:

$$q_{п.макс} = 0,3 \gamma H_p \delta_y < 0,3 \gamma \delta_y (h_n + p_a/\gamma). \quad (30.21)$$

При $H_p > 1,67 (h_n + p_a/\gamma)$ под уплотнением может возникнуть полный (предельный) вакуум. Здесь $h_n = \nabla УНБ - \nabla П - h_a$ — подтопление уплотнения со стороны нижнего бьефа.

Переход от направленной вверх нагрузки q_ϕ к подсосу $q_{п.макс}$ происходит на очень небольшом участке подъема затвора и может привести к рывкам на механизм и ударам затвора о порог. Радикальная мера борьбы с этими явлениями — уменьшение ширины контактной площадки δ_y , а также рациональное назначение конфигурации уплотняющего элемента. Последнее, однако, нельзя считать надежной мерой, так как в процессе эксплуатации уплотняющий элемент может повреждаться и деформироваться. В связи с этим следует с осторожностью относиться к применению широких уплотняющих элементов в донных уплотнениях.

При переливе через поверхностные затворы (рис. 30.10) нагрузка на их напорные поверхности с достаточной точностью может быть найдена методами гидростатики. Поправку φ_a можно не вводить. Нагрузку на затвор сверху от переливающегося слоя воды определяют специальным экспериментом. При переливе через затвор оторвавшаяся струя выносит из подструйного пространства воздух, и там образуется вакуум, прижимающий струю к затвору. Случайное проникание воздуха в подструйное пространство срывает вакуум, и струя отодвигается от затвора. Затем

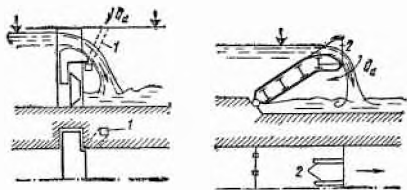


Рис. 30.10. Методы улучшения работы затворов с переливом
1 — воздухоподводящий канал в бычке; 2 — расщепители на гребне затвора

процесс повторяется. Создается режим колебаний затвора и переливающейся струи. Его ликвидация возможна одним из двух методов: 1) организованным подводом воздуха под переливающуюся струю через специальные ниши в быках; 2) установкой расщепителей на затворе, разбивающих переливающийся слой на ряд струй, разделяемых промежутками, через которые воздух поступает под струю.

Сегментные затворы с переливом иногда выполняют с плавнообтекаемой нижней обшивкой. Ее форма, гарантирующая от возникновения вакуума, должна быть очерчена по кривой, охватывающей профиль водослива, построенный для максимально возможного напора. Несоблюдение этого правила может приводить к самопроизвольному «всплыванию» затвора с последующим его падением, ударом о порог и повреждением затвора и флютбета.

Рассмотренные нагрузки являются осредненными во времени. Конструкции затвора следует рассчитывать также на действие пульсации нагрузок (см. [162], а также главы 10 и 12).

§ 149. БОРЬБА С КАВИТАЦИЕЙ И КАВИТАЦИОННОЙ ЭРОЗИЕЙ ПРИ РАБОТЕ ЗАТВОРОВ

1. Источники возможного возникновения кавитации в затворных камерах. Обычно источниками возникновения кавитации в затворных камерах являются (рис. 30.11):

а) *отрыв потока от пролетного строения затвора* (для затворов с напорным течением в отводящем русле или подтопленных) — кавитация возникает в зоне раздела (в так называемом «слое смешения» потоков) между транзитной струей и водоворотной областью. Ее разрушающее действие сказывается только на боковых стенках водовода, с которыми контактирует зона раздела;

б) *отрыв потока от граней пазов, полупазов, уступов* — кавитация возникает также на границе транзитной струи, но области кавитации располагаются очень близко к стенкам водовода и замыкаются на них, вызывая разрушение поверхности;

в) *местные неровности поверхности, или плавная «волна»* на этих поверхностях, возникающие по технологическим причинам (см. гл. 11);

г) *протечки через уплотняющие устройства затворов.* Протечки могут быть случайными (из-за повреждения уплотняющих устройств или попадания под уплотняющие элементы плавающих тел) и *организованными* (когда уплотняющий элемент отводится от уплотняемой поверхности на время маневрирования затвором — см. также гл. 31). Обтекание уплотняющих элементов во всех случаях происходит с отрывом потока и с интенсивной кавитацией на контуре оторвавшейся струи.

До настоящего времени распространено ошибочное мнение, что кавитация в затворных камерах проявляется только при высоких напорах ($H > 50$ м). Нетрудно убедиться [см. формулы (30.17) и (30.17')], что в случае напорного течения кавитация возникает при расчетных напорах 8—14 м, а в случае безнапорного течения — 10—15 м. При расчетных напорах соответственно 13—22 м и 16—25 м уже наступает наиболее опасная в отношении эрозии стадия кавитации ($K/K_{кр} = \beta = 0,6...0,5$). Опыт эксплуатации сооружений доказывает реальность этих оценок. Так, кавитационная эрозия неоднократно отмечалась в затворных камерах водопроводных галерей канала имени Москвы (напоры 10—18 м), у пазов поверхностных затворов при напорах более 14—16 м плотины Ривьера (во Франции), Бонневиль (США) и др. Недооценка кавитационной опасности у затворов для «средних» и «малых» напоров является *вредной* и совершенно *недопустимой*.

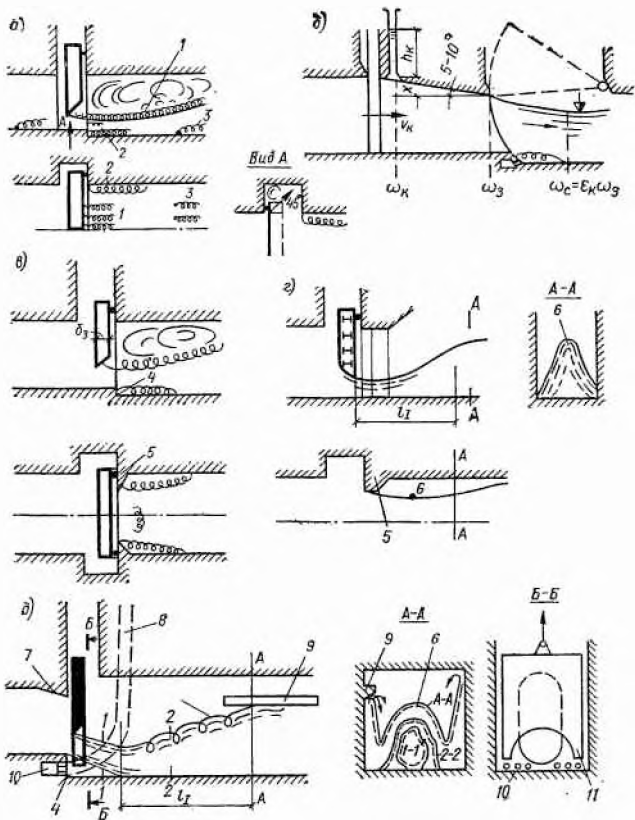


Рис. 30.11. Борьба с кавитацией и эрозией в камерах затворов

1 — источники возникновения кавитации 1—3; б — схема противокавитационного конфузора; в—д — схемы безэрозийных камер затворов; 4 — донный порог; 5 — дефлектор; 6 — профили поверхности струи; 7 — противокавитационный конфузор; 8 — воздуховод; 9 — фонтаногасящие отбойные балки; 10 — воздухоподводящее отверстие; 11 — форма затвора с полукруглым низом

2. Основные направления борьбы с кавитацией и кавитационной эрозией в затворных камерах.

Первое направление, на первый взгляд, наиболее естественное — обеспечение условий, при которых кавитация не возникает. Однако их обеспечение обычно трудно осуществимо и экономически нецелесообразно, так как требует значительных заглублений водоводов или снижения их пропускной способности. Нередко считают, что придание плавных очертаний пазам плоских затворов с целью резкого снижения значения $K_{кр}$ (эти значения приведены в гл. 11 и [162]) — радикальный путь борьбы с кавитацией в затворных камерах. Это представление является ошибочным, во-первых, потому, что само пролетное строение затвора при напорном течении служит более мощным источником кавитации, чем пазы, а во-вторых, потому, что уменьшение $K_{кр}$ путем скруг-

ления задних граней пазов возможно лишь при отсутствии в пазах затвора. При наличии в них частично открытого затвора поток резко деформируется в вертикальном направлении, вызывая интенсивное горизонтальное растекание струи. Она расширяется (при обычном верховом положении донного уплотняющего ножа) с углом до 45° к направлению потока на подходе к затвору и «забрасывается» в пазы. При этом никакие конструктивно разумные «скругления» задних граней пазов не позволяют избежать отрыва потока от них и кавитации за пазами. В связи с этим скругление задних граней во избежание кавитации целесообразно лишь для пазов ремонтных и аварийно-ремонтных затворов, которые при нормальной эксплуатации не находятся в пределах водовода.

Обеспечить условия, при которых кавитация не возникает, сравнительно легко только на напорных участках (перед основными затворами). Возникновение кавитации на оголовках отдельных бычков, пазов и порогах аварийных затворов и на неровностях поверхностей обычно возможно только при полном открытии основного затвора, когда скорости в подводящем водоводе максимальны, а давления стремятся к минимуму. Чтобы обеспечить в подводящем водоводе необходимое избыточное давление, перед основными затворами создают конфузорный (сужающийся) участок (рис. 30.11, б), конический или пирамидальный. Степень необходимого сжатия потока конфузором может быть оценена расчетом (см. табл. 30.2). Все современные водопропускные сооружения с затворами снабжаются соответственно подобранными конфузорами в конце напорной части (что прямо рекомендуется ВСН 38-70).

Второе направление — *защита конструкций затворов и водоводов стойкими материалами*. В частности, на особо ответственных местах затвора (в пазах и под уплотняющими элементами) применяют *нержавеющую сталь*, камеру затвора снабжают *стальными облицовками из углеродистой стали*, используют *полимербетоны и гидротехнические бетоны высоких марок (400—500)* (см. также гл. 11). Это направление все же является пассивным путем решения проблемы для затворов и их камер. Все материалы (кроме нержавеющей стали, слишком дорогой для массового применения в гидротехнических сооружениях) не обладают достаточной кавитационной стойкостью в условиях работы затворных камер. Так, в случае применения облицовок из углеродистой стали каверны глубиной до 10 мм появляются через 40 сут непрерывной работы затворной камеры при напоре 30 м и уже через 15 сут при напоре 50 м.

Третье направление (по-видимому, наиболее перспективное) — *создание форм и конструкций затворов и их камер, при которых отрыв потока и кавитация возникают, однако не оказывают существенного воздействия на твердые границы* (поверхности конструкций затворов и облицовок). Принципиальная и практическая возможность создания таких конструкций («суперкавитирующих», или безэрозионных) обоснована в гл. 11, где отмечено благоприятное влияние подвода воздуха. Реализация этих мероприятий наряду с применением стальных облицовок и высокостойких бетонов позволила создать ряд компоновок камер плоских и сегментных затворов с напорами от 30 до 200 м для современных гидротехнических сооружений. Соответствующие схемы камер затворов приведены на рис. 30.11, в—д.

При напорном течении (см. рис. 30.11, в) борьба с эрозией достигается удалением от дна и стенок кавитирующих зон раздела транзитной струи и водоворотов с помощью дефлекторов и порога. При допустимости подачи воздуха в водовод (исключение составляют галереи судоходных шлюзов) ее целесообразно осуществлять под порог и за дефлекторы, однако насыщение потока в зонах отрыва свободным воздухом для борьбы с эрозией ограничивается во избежание изменения режима течения в водоводе в целом.

При безнапорном течении за затвором (рис. 30.11, г, д) отвод транзитного потока от стенок камеры обеспечивают специальной формой низа затвора и отверстия, а также дефлекторами. В таких камерах транзитный поток, пролетев мимо пазов и затвора, ударяется о дно и, частично, о стенки. При этом на участке длиной l_1 поток движется с максимальной скоростью вблизи поверхности облицовки (почти без пограничного слоя). Одновременно наблюдается фонтанирование потока вдоль стенок. Чтобы избежать захлестывания потолка, опор сегментных затворов и воздухопроводов, применяют отбойные балки, облицованные металлом.

В затворных камерах, выполненных по схеме рис. 30.11, в—д, необходимо особо решать вопрос о борьбе с кавитацией и эрозией облицовок дна (и, частично, стенок) за затвором. На длине l_1 приходится выполнять стальную облицовку с тщательно зачищенными неровностями и стыками и с волнистостью не более $1/150—1/200$ (5—7 мм на 1 м). Возможность снизить требования к гладкости облицовок или перейти от стальной поверхности к бетонной определяется кавитационным расчетом (см. [162]).

Г Л А В А 31

КОНСТРУКЦИИ ПЛОСКИХ И СЕГМЕНТНЫХ ЗАТВОРОВ

§ 150. ПЛОСКИЕ ЗАТВОРЫ

1. Пролетные строения. У небольших плоских затворов, устанавливаемых на сетевых сооружениях и в составе затворов мостовых и с поворотными фермами, пролетные строения выполняют по типовым проектам из стального 6-мм листа с подкреплением уголками и полосами (см. рис. 31.1, г) и из шпунтованных досок на шпонках (см. рис. 31.2, г). Специальных уплотнений и опорно-ходовых частей эти затворы не имеют. У крупных затворов пролетные строения содержат более или менее явно выраженные элементы: ригели, обшивку, балочную клетку, диафрагмы, опорно-концевые стойки, подъемно-весовые фермы (рис. 31.1, 31.2).

Ригели работают как статически определимые двухопорные балки. Высота их определяется: 1) допустимым относительным прогибом в пролете ($1/1000$ для затворов с верхним горизонтальным уплотнением, $1/600$ для прочих основных затворов, $1/500$ для аварийных, $1/400$ для ремонтных затворов); 2) допустимыми нормальными напряжениями от изгиба в поясах ригелей посередине пролета; 3) допустимыми касательными напряжениями от перерезывающих сил в стенках ригелей у опор. У большепролетных поверхностных затворов высота ригелей лимитируется чаще всего первым условием и составляет $1/7—1/9$ пролета. У опор она может быть уменьшена на 40—60% с ориентацией на третье условие. У глубинных затворов при среднем и большом напоре высота ригелей определяется вторым и третьим условием (последнее может превалировать у самых тяжело нагруженных затворов) и составляет $1/5—1/7$ пролета.

Ригели конструируют по общим правилам проектирования металлических конструкций [132, 142]. В последнее время предпочитают сплошностенчатые ригели (рис. 31.1, а) и ригели из прокатных профилей. Они технологичнее, обеспечивают высокую живучесть при случайных повреждениях, большую устойчивость и выносливость конструкции, их легче очищать и защищать от коррозии. Ригели-фермы применяют лишь для поверхностных затворов очень большого пролета (более 20 м). В сплошностенчатых конструкциях обязательно устройство отверстий в стенках для стока воды. Для глубинных затворов иногда применяют ригели в виде балки переменного сечения (см. рис. 31.1, а), у которой попереч-

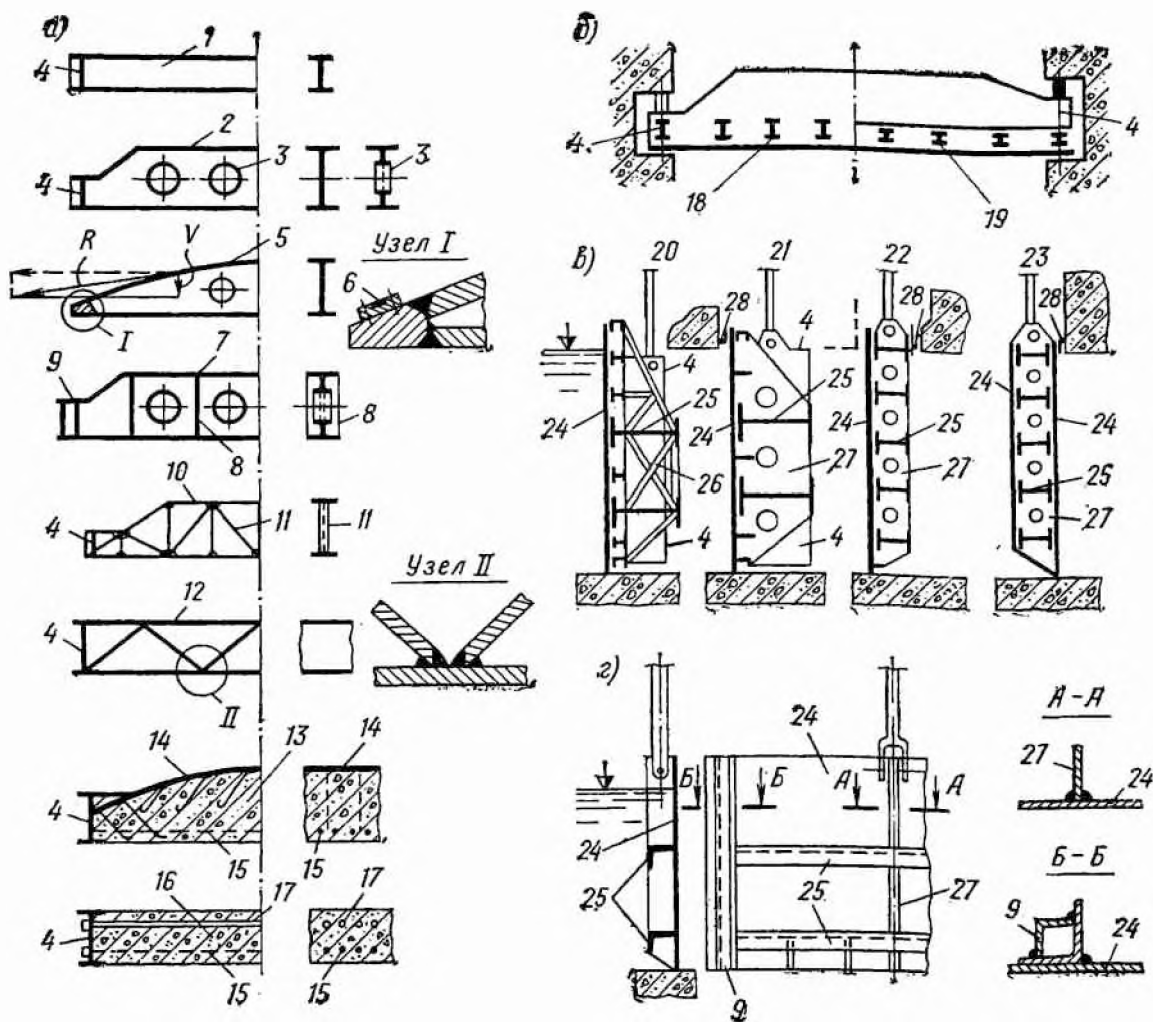


Рис. 31.1. Пролетные строения плоских затворов

а — виды ригелей; б — варианты взаимного расположения ригеля и балочной клетки; в — расстояние ригелей по высоте и поперечные связи; г — пролетное строение типового затвора для регулятора на канале; 1 — ригель постоянного сечения (сварной или из прокатного двутавра); 2 — сварной ригель переменного сечения; 3 — отверстия с обвязкой; 4 — одностенчатая опорно-концевая стойка; 5 — криволинейный ригель с компенсацией поперечной силы; 6 — опора скольжения; 7 — усиленный тяжело нагруженный ригель; 8 — ребра, обеспечивающие устойчивость стенки ригеля; 9 — двустенчатая опорно-концевая стойка; 10 — ригель-ферма поверхностного затвора; 11 — раскосы между поясами ригеля; 12 — сечение затвора «сквозная плита» Плявиньской ГЭС; 13 — железобетонный затвор Волжской ГЭС имени XXII съезда КПСС; 14 — низовая обшивка в роли арматуры; 15 — конструктивная арматура; 16 — железобетонный затвор Волжской ГЭС имени В. И. Ленина; 17 — предварительно-напряженная арматура; 18 — балочная клетка между ригелями; 19 — балочная клетка, наложенная на ригели; 20, 21, 22, 23 — соответственно двухригельный поверхностный, двухригельный глубинный, многоригельный глубинный и многоригельный двухобшивочный глубинный (ремонтный) затворы; 24 — обшивка; 25 — ригели; 26 — решетчатая ферма-диафрагма; 27 — плоская (листовая) диафрагма; 28 — верхнее горизонтальное уплотнение

ную силу воспринимает не только стенка, но и поперечная составляющая V растягивающего усилия R в нижнем поясе. Это позволяет сузить ригель к опоре и уменьшить размер паза, что для глубинного затвора очень важно.

Основное правило расположения ригелей по высоте — их **равнонагруженность**. В связи с этим у поверхностных затворов (имеющих обычно два ригеля) их располагают в нижней части (рис. 31.1, в) на равном расстоянии от точки приложения равнодействующей сил давления воды. У низконапорных глубинных затворов неравномерность расстановки ригелей менее заметна. У средне- и высоконапорных глубинных затворов ригели расставляют равномерно (см. рис. 31.1, в, 31.2, в). Расстояние между их растянутыми поясами принимают не менее 450—500 мм из условия возможности ведения сварки, очистки и окраски.

Обшивку поверхностных затворов выполняют из листовой стали толщиной 8—20 мм, глубинных — 10—60 мм. При шаге ригелей более 50—60 толщин обшивки ее подкрепляют балочной клеткой из стоек и об-

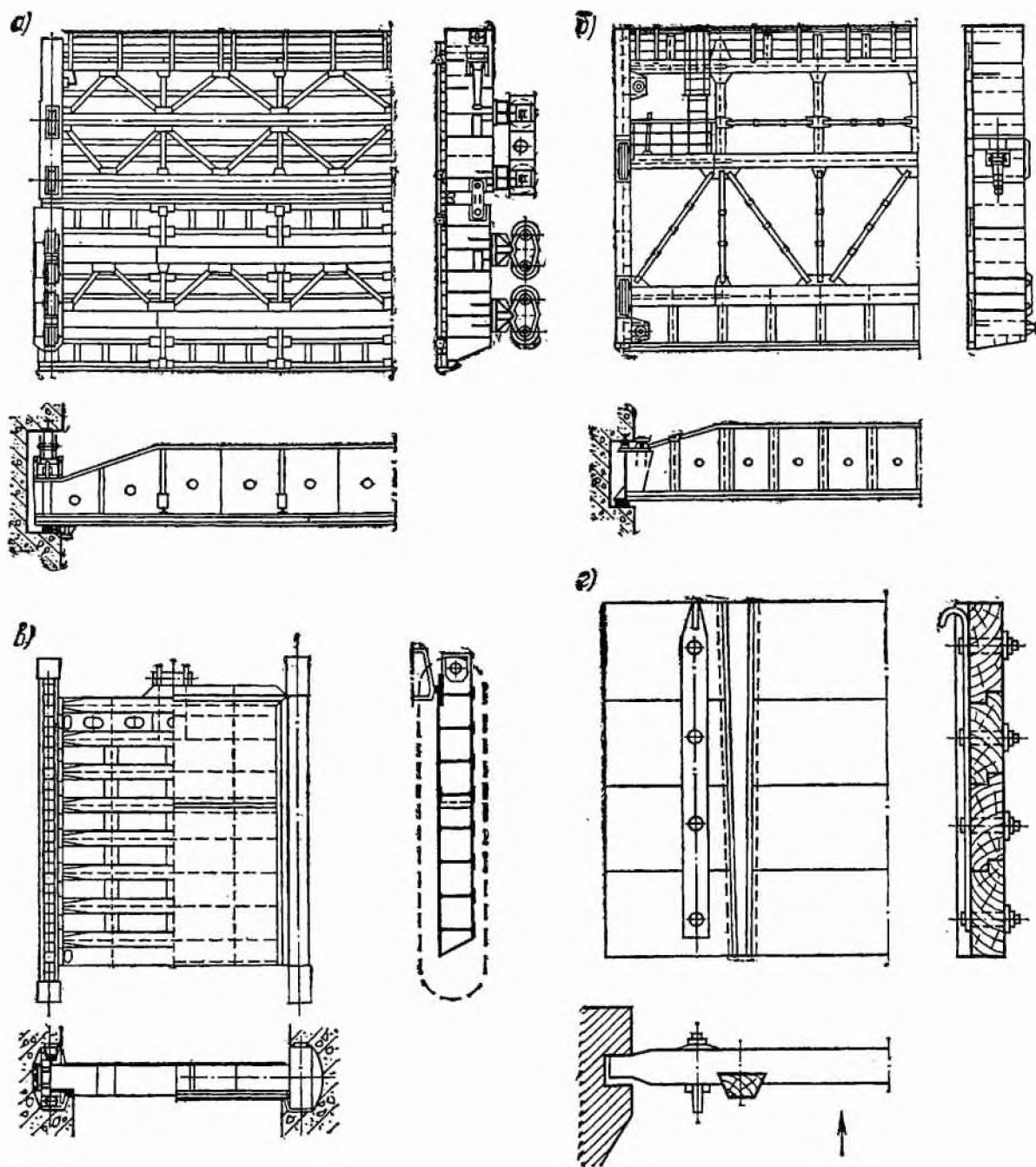


Рис. 31.2. Конструкции плоских затворов

а — поверхностного колесного двухсекционного; б — поверхностного двухригельного скользящего; в — глубинного каткового («гусеничного»); г — деревянного скользящего

решетин (см. рис. 31.1, б, в), передающих нагрузку на ригели и обеспечивающих устойчивость обшивки. Обычно необходимость в таком подкреплении возникает у поверхностных затворов. Стойки могут быть разрезными на ригелях или неразрезными. В последнем случае обшивка хуже работает на изгиб вместе с ригелем, однако облегчается изготовление затвора и его транспортирование на место монтажа.

Вертикальные диафрагмы (см. рис. 31.1, в), обеспечивающие совместную работу ригелей, выполняют в виде ферм или сплошнотенчатыми с отверстиями.

Опорно-концевые стойки (см. рис. 31.1, а) служат для передачи нагрузки от ригелей опорам. Их выполняют одностенчатыми или двустенчатыми (для затворов пролетом более 20 м с колесными опорами). Крепление опор к стойкам показано на рис. 31.3.

Пролетные строения выполняют и из железобетона со стальной распянутой обшивкой или с арматурой (предварительно-напряженной во избежание трещинообразования в бетоне). Разработаны типовые проек-

ты таких затворов для сооружений на каналах, много лет эксплуатируют такие затворы на водосбросах Волжских ГЭС имени В. И. Ленина и имени XXII съезда КПСС (см. позиции 13 и 16 на рис. 31.1). При высоких напорах использование железобетона для затворов обеспечивает, судя по проектам, высокую живучесть, неповреждаемость и демпфирование колебаний от динамических нагрузок при 40%-ном снижении стоимости затвора по сравнению со стальным.

При опасности завала пролетных строений льдом, сором и наносами иногда применяют двухобшивочные затворы (см. рис. 31.1, *в*), хотя они очень нетехнологичны при сварке, очистке и окраске. Удачный вариант двухобшивочного затвора — безригельный, так называемая «сквозная плита» (см. поз. 12 на рис. 31.1, *а*). Его обшивки выполнены из толстого стального листа и связаны листовыми вертикальными раскосами на всю высоту затвора. Пролетное строение, промываемое внутри вертикальным током воды, практически не имеет вертикальной составляющей гидродинамической нагрузки. При расстоянии между обшивками 1 м и более затвор достаточно технологичен. Такой затвор с успехом эксплуатируют на Плявиньской ГЭС (глубинный, аварийный).

Известны конструкции глубинных затворов с «замещающим кольцом» (см. рис. 30.4, *а*), у которых на обычном многоригельном затворе шарнирно закреплена рама («кольцо»), закрывающая пазы заподлицо со стенками водовода при полном открытии отверстия и опускаемая в шахту (с промывкой) при закрытии его. Пазы, закрытые кольцом, не засоряются и не служат источником кавитации. Затвор может быть только аварийно-ремонтным. Применен на Ингури ГЭС при напоре до 180 м, диаметр 5000 мм. Такой затвор целесообразен, по-видимому, только в случаях, когда не удается создать противокавитационный конфузор (см. § 149), так как последний более просто решает те же проблемы, что и явно сложное «замещающее кольцо».

2. Опорно-ходовые части. Для передачи нагрузки от пролетного строения к бетону при неподвижном затворе и при его движении служат опорно-ходовые части, которые подразделяют на скользящие, колесные и катковые.

Скользящие опоры известны с древних времен, их широко применяют и в наши дни. Простейшие из них с парами трения «сталь по стали», «дерево по дереву», «дерево по стали», «сталь по бронзе» изображены соответственно на рис. 31.3, *а*, 31.2, *г*, 29.1, *б* и 29.6, *а*. Такие опоры используют для малых затворов сетевых сооружений, ремонтных (например, шандорных) затворов, плоских задвижек. Их существенный недостаток — большое сопротивление движению (табл. 31.1); именно поэтому они не находят применения для средних и крупных основных и аварийных затворов.

Подлинную революцию в отечественном затворостроении совершило внедрение скользящих опор из древеснослоистого пластика (рис. 31.3, *б*). В последнее время предложены также опоры на масляните. Древеснослоистый пластик (ДСП-Б ГТ) состоит из многих слоев березового шпона, пропитанных фенолформальдегидной смолой при высокой температуре и большом давлении. Его запрессовывают с натягом 2—2,5% в стальную обойму, закрепляемую на опорно-концевых стойках затвора. Поверхность трения, образованная торцами волокон древесины, скользит по цилиндрическому рельсу из нержавеющей стали, обработанному по 7-му классу чистоты. Маслянит — пластмасса на основе полиамидной смолы П-68-С с добавлением графита — изготавливают в виде пластин литьем под давлением. Пластины зажимают в разъемной обойме (см. рис. 31.3, *б*); рельс такой же, как и у опор из ДСП. ДСП и маслянит оказывают сравнительно небольшое сопротивление движению затвора при высокой несущей способности. Опоры из ДСП и особенно из маслянита подвержены существенному износу, поэтому для часто действующ-

Таблица 31.1

Материалы пар трения и условия их работы	Погонная нагрузка, кгс/см, или удельное давление, кгс/см ²	Характеристики различных пар трения, используемых в скользящих опорах и уплотнениях затворов							
		размеры рельса из нержавеющей стали, см		скорость скольже- ния, м/мин	расчетные коэффи- циенты трения скольжения				
		ширина	радиус головки		в покое (максимальный)	при движении			
						максимальный	минимальный		
ДСП-Б ГТ по шлифованной стали Х13Н4Г9 или 1Х18Н9Т в обычной речной воде *	500—1000	2,5	10	Не ограничена	}	0,23	0,1	0,07	
	1000—2000	3,5	15			0,19	0,09	0,05	
	2000—3000	4,5	20			0,15	0,08	0,04	
	>3000	6	30			0,13	0,07	0,04	
Маслянит Д по нержавеющей стали в обычной речной воде	1200	4	20	0,05	}	1	0,05	0,05	
		7,5	50			{ 0,7 0,05	{ 0,15 0,14}	0,07	0,07
«Сталь по стали» в воде	2000	7,5	50	0,05	}	{ 0,7 0,11}	{ 0,12 0,11}	0,06	0,06
						До [σ] _{см} стали	—	—	Не ограничена
«Дерево по стали» в воде	До [σ] _{см} дерева	—	—	То же	0,45— 0,55	—	—	0,2	
Резина по нержавеющей стали в уплотнениях в воде	≤1,5γН _p	—	—	»	0,7— 0,9	—	—	0,1	

* В воде с абразивными наносами расчетный коэффициент трения скольжения в покое (максимальный) равен 0,5.

щих затворов погонную нагрузку ограничивают 500—1000 кгс/см. Для редко действующих основных затворов на опорах из ДСП допустима нагрузка до 5000 кгс/см, для ремонтных — до 8000 кгс/см. На опорах из маслянита во всех случаях допустима нагрузка до 2000 кгс/см.

Достоинства скользящих опор: а) сравнительно небольшое сопротивление перемещению затвора (по крайней мере в обычной речной воде); б) малые габариты, простота конструкции, изготовления, монтажа, замены; в) высокая надежность (при правильно выбранных параметрах) и живучесть; г) высокие демпфирующие свойства по отношению к вибрации пролетного строения.

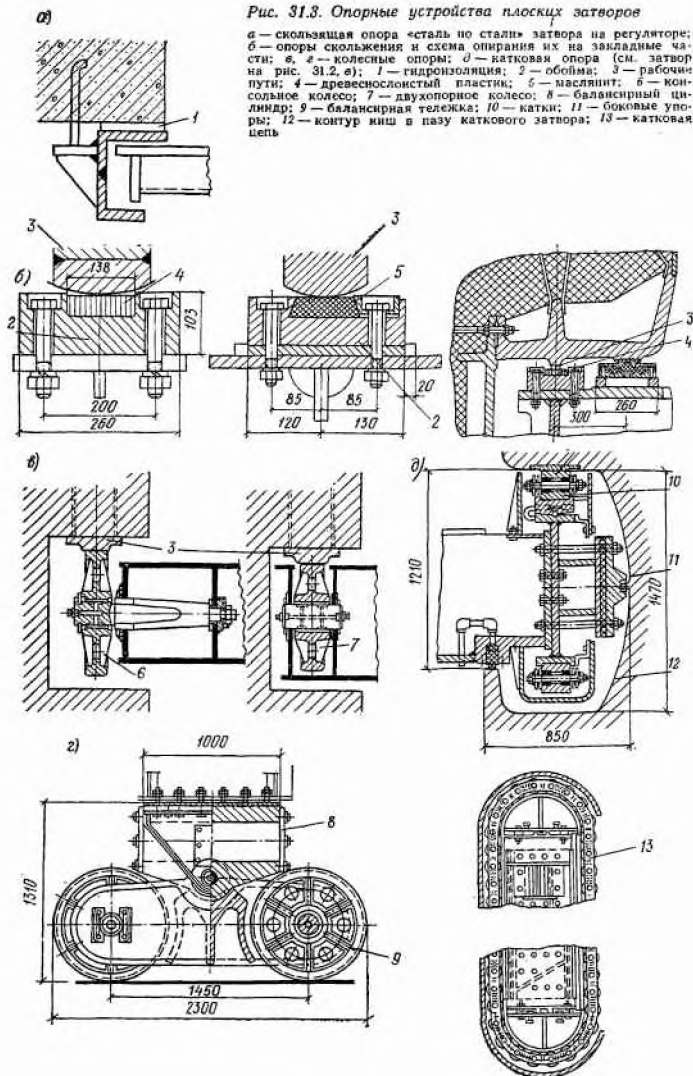
Недостатки скользящих опор: а) зависимость коэффициента трения от скорости движения, причем при нулевой скорости коэффициент трения в 1,5—2 раза больше, чем при движении; это обуславливает рывок (пик) усилия при трогании затвора с места, резко ухудшает условия посадки затворов, вызывает вредные автоколебания в системе подвески; б) ощутимый износ при частой эксплуатации.

Если указанные недостатки скользящих опор правильно учесть при проектировании, то такие опоры, как правило, можно использовать успешно, реализуя все их несомненные достоинства. В связи с этим в нашей стране более половины основных затворов и почти все аварийные и ремонтные затворы выполняют на скользящих опорах из ДСП (в последние годы и из маслянита).

Колесные опоры (см. рис. 31.3, в, г) представляют собой либо отдельные колеса на осях, закрепленных в опорно-концевых стойках (см. рис. 31.3, в), либо колесные тележки (см. рис. 31.3, г).

Рис. 31.3. Опорные устройства плоских затворов

а — скользящая опора «сталь по стали» затвора на регуляторе; б — опоры скольжения и схема опирания их на закладные части; в, г — колесные опоры; д — каткованая опора (см. затвор на рис. 31.2, в); 1 — гидроизоляция; 2 — обойма; 3 — рабочий пути; 4 — древеснослойный пластик; 5 — маслянит; 6 — консольное колесо; 7 — двухопорное колесо; 8 — балансирный цилиндр; 9 — балансирная тележка; 10 — катки; 11 — боковые упоры; 12 — контур ниш в пазу катковом затворе; 13 — катковая цепь



Колеса на осях, закрепленных в опорно-концевых стойках, применяют при необходимости обеспечения минимальных габаритов опорно-ходовых частей и пазов затворов. Колеса должны быть по возможности равномерно нагружены; их располагают по тем же принципам, что и ригели. Однако конструктивно колеса не могут быть установлены точно против стенок ригелей. У многоригельных затворов колеса вообще расположены между ригелями. Колеса на осях, закрепленных в опорно-концевых стойках, выполняют «бочкообразными» (обычно безребордными) для беспрепятственного поворота их на рельсах при прогибе затвора. Втулки, в которых вращаются оси колес, выполняют из ДСП, бронзы, баббита. В редких случаях применяют роликовые подшипники, тщательно уплотняемые во избежание попадания в них воды. Несущая способность современных колес достигает 300—350 тс (на каждое колесо). При нагрузке более 100—150 тс для колес и рельсов используют высококачественные термически обработанные стали.

Опоры в виде колесных тележек (см. рис. 31.3, з) используют при наличии свободного места в пазах — обычно для поверхностных затворов плотин и верхних ворот шлюзов. Контакт тележек с затвором обеспечивают цилиндрические балансирные катки, позволяющие осуществлять беспрепятственный поворот опорно-концевых стоек при прогибе ригелей и поперечное смещение их при температурных деформациях затвора. При этом колеса, выполняемые цилиндрическими, с ребордами, относительно рельсов не поворачиваются. Пример установки балансирных тележек с четырьмя и восемью колесами дан на рис. 31.2, а.

Катковые опоры (рис. 31.3, д) применяют в тех случаях, когда нагрузки на опоры оказываются выше несущей способности всех колес, конструктивно располагающихся в пределах размеров затвора. Опора состоит из катковой бесконечной цепи (аналогичной гусенице трактора), перекатывающейся по рельсу и опорно-концевой стойке. Цепь закрыта кожухом со всех сторон, кроме «рабочей». При закрытом затворе опорное устройство помещается в специальных нишах в пазах и колодцах у порога. При опускании затвора в поток в пазах и колодцах образуются мощные вихри, выбрасывающие все попавшие туда посторонние предметы (даже металлические). В СССР затвор с катковой опорой осуществлен в туннелях Нурекской ГЭС (напор 120 м, размер отверстия 3,5 × 9 м). Описанный затвор называют «гусеничным». Приводимые в литературе (например, [48]) «катковые затворы на раме Стонея» в настоящее время применения не находят.

Главные преимущества затворов на опорах качения перед затворами со скользящими опорами: а) отсутствие повышенного начального сопротивления движению при трогании затвора с места (трения покоя); б) меньшее сопротивление при движении (в среднем на 10—20% у катковых затворов и колесных затворов со скользящими втулками и на 60—70% у колесных затворов на роликовых подшипниках); в) отсутствие ощутимого износа.

Сложность и высокая стоимость изготовления и монтажа, усложнение (по сравнению с затворами со скользящими опорами) закладных частей и значительные размеры пазов при колесных и катковых опорах ограничивают их распространение.

Кроме перечисленных опорно-ходовых частей применяют направляющие и распорные устройства. Они необходимы для следующих целей: 1) ограничения поперечных перемещений затвора; 2) плотного прижатия затвора к основным опорам в ненагруженном состоянии; 3) восприятия нагрузок при подъеме затвора, подвешенного не точно за центр тяжести, или при нерасчетном (неполном) загрузении затвора водой; 4) восприятия обратных нагрузок, возникающих при закрытии аварийных затворов в непосредственной близости перед основными; 5) демпфирования колебаний затвора под воздействием гидроди-

намических нагрузок. В качестве направляющих устройств применяют стальные опоры (см. рис. 31.3, д), опоры скольжения из ДСП, боковые колеса. В качестве распорных устройств применяют буферные тележки с массивным резиновым упругим элементом, рессорные тележки, а также управляемые уплотняющие устройства (см. п. 3). Последние наиболее эффективно демпфируют колебания затвора.

3. Уплотняющие устройства затворов. Уплотняющие устройства в современных затворах (нередко достаточно сложные) состоят из уплотняющего элемента, уплотняемой поверхности и конструкций, обеспечивающих удержание уплотняющего элемента и управление им.

К уплотняющим устройствам затворов предъявляют следующие основные требования: 1) *герметичность* — основное требование, обеспечиваемое правильным выбором конструкции уплотняющего устройства, соответствующей условиям работы затвора; 2) *долговечность*, обеспечиваемая устойчивостью уплотняющих элементов против механических повреждений и старения под воздействием солнечной радиации и колебаний температуры; 3) *износоустойчивость* уплотняющих элементов при многократном движении затвора (нередко в присутствии абразивных наносов); 4) *малое сопротивление* движению затвора; 5) *ремонтпригодность* (удобство замены уплотняющих элементов); 6) *динамическая устойчивость* (устойчивость против возникновения незатухающих автоколебаний при протечке); 7) *неповреждаемость щелевой кавитацией*; 8) *хорошие демпфирующие свойства* по отношению к вибрации всего затвора; 9) *ограниченность протечек* при местном срыве уплотняющего элемента.

Эти требования нередко оказываются противоречивыми или вообще конструктивно несовместимыми, ввиду чего основные требования к уплотняющему устройству каждого конкретного затвора должны быть специально отобраны и обоснованы для ожидаемых условий эксплуатации.

Уплотняющие устройства классифицируют по ряду признаков:

1) по принципу действия различают гидравлические, механические, пневматические, деформативные и смешанные уплотняющие устройства;

2) по конструкции различают подвижные и неподвижные, управляемые и автоматические уплотняющие устройства;

3) по роду материала уплотняющего элемента различают резиновые, деревянные, металлические, пластмассовые и комбинированные уплотняющие устройства;

4) по местоположению различают уплотняющие устройства на затворе и на закладных частях, вертикальные и горизонтальные.

Конструкций уплотняющих устройств чрезвычайно много. Наиболее распространены уплотняющие устройства с резиновыми уплотняющими элементами. Их достоинства: хорошее прижатие к уплотняемым поверхностям, эластичность, высокие демпфирующие свойства. Их изготавливают из листовой или полосовой плоской резины или из специальных фасонных уплотняющих резиновых элементов (рис. 31.4, а), которые могут быть армированы или покрыты слоем металла.

При малом и среднем напоре боковые и верхние горизонтальные уплотнения (рис. 31.4, б) по принципу действия обычно гидравлические; донные (под «ножом» затвора) уплотнения (рис. 31.4, в), прижимаемые силой веса затвора или усилием механизма, — механические. Наиболее сложно обеспечивается герметизация на стыке вертикальных и горизонтальных уплотнений. Этим местам необходимо уделять особое внимание, продумывая типы уплотнений так, чтобы они легко стыковались и в пространстве, и по роду употребляемого материала.

Для обеспечения герметизации удельное давление на контакте уплотняющего элемента и уплотняемой поверхности должно быть не меньше

(1,25—1,3) γH_p . В связи с этим у хорошо работающего уплотнения при перемещении затвора на уплотняющем элементе возникают значительные касательные усилия из-за сил трения (см. табл. 31.1).

У горизонтальных уплотнений должен быть обеспечен ход, достаточный для компенсации прогиба ригелей (который в связи с этим ограничивают). Если хода резины недостаточно, используют упругие резино-металлические конструкции с большим ходом (рис. 31.4, б, д).

При напоре до 30—40 м чаще всего используют уплотнения на резиновых элементах типа I, II, III, иногда типа IV (см. рис. 31.4, б, 31.3, б). При напоре более 40 м приходится переходить на более мощные уплотняющие элементы — типа IV, VII, IX, XII (см. рис. 31.4, а). Наиболее распространено деформативно-гидравлическое уплотнение с элементами типа IV и XII (см. рис. 31.3, б и 31.4, а). Необходимое давление на контактной поверхности создается благодаря подаче в «рабочую камеру» (под уплотняющий элемент) давления верхнего бьефа. Уплотнение перед установкой затвора в паз имеет предварительный «натяг» (сжатие) хотя бы на 2—3 мм, чем обеспечивается некоторый распор затвора в пазу и ограничение протечек при отсутствии давления в рабочей камере. При полном предварительном сжатии (на 10—12 мм) распор достигает 7 тс/м.

Для уменьшения износа уплотняющих элементов на закладных частях предусматривается нержавеющая шлифованная полоса. Тем не менее значительное сопротивление резиновых уплотняющих элементов движению затвора (см. табл. 31.1) побуждает искать новые материалы для этих элементов. В последнее время массивные уплотняющие элементы, аналогичные резиновым типа V, XI, XII, начали изготавливать из полиэтилена высокого давления. В противоположность резине он легко поддается обработке, соединяется сваркой и имеет коэффициент трения по стали всего 0,2.

Поскольку при больших напорах протечки в стыках уплотнений недопустимы, уплотнения стараются расположить в одной плоскости и вынести на закладные части, вне воздействия потока воды. Так, в новых компоновках (см. рис. 30.11, в) они расположены на забральной стенке, в пазах и на тыльной стороне порога в виде плоского замкнутого контура.

4. Определение усилий для маневрирования плоским затвором. Усилия определяют из расчета гарантий маневрирования (см. § 145). Для использования формул (30.1), (30.3), (30.5) и (30.7) необходимо найти расчетный напор H_p и все действующие на затвор нагрузки (см. § 147 и 148). Силы трения в опорно-ходовых частях и уплотнениях определяют следующим образом:

в скользящих опорах

$$T_{оп} = Nf_0, \quad (31.1)$$

где N — главная нагрузка на затвор; f_0 — коэффициент трения скользящих опор; при определении максимальных сил трения T'' для затворов, которые могут останавливаться при маневрировании под напором, используют максимальный коэффициент трения скольжения в покое, а для затворов, которые по их назначению не должны останавливаться, — максимальный коэффициент трения скольжения при движении (см. табл. 31.1); такой подход, принятый в литературе [142], недостаточно осторожен, так как случайные остановки затвора возможны всегда. Минимальные силы трения T' определяют при минимальном коэффициенте трения скольжения при движении;

в катковых опорах

$$T_{оп} = Nf, \quad (31.2)$$

где $f \approx 0,1$;

в колесных опорах на скользящих втулках

$$T_{оп} = N(\mu/R_k + f_b r_b/R_k), \quad (31.3)$$

где $\mu = 0,1$ см — коэффициент (плечо) трения качения; R_k — радиус колеса; f_b — коэффициент трения скольжения оси по втулке, принимаемый по табл. 31.1 (значения f_b

для определения T'' и T' выбирают по тому же принципу, что и в скользящих опорах (затворов); r_k — радиус втулки;

в колесных опорах на роликовых подшипниках

$$T_{оп} = N (\mu/R_k) (R_1/r + 1), \quad (31.4)$$

где R_1 — радиус внешней окружности качения роликов; r — радиус роликового подшипника;

в уплотнениях всего затвора

$$T_y = \sum_{i=1}^k L_i q_{yi} f_i, \quad (31.5)$$

где k — число конструкций уплотнений на затворе; L_i — длины соответствующих участков уплотнения; q_{yi} — нагрузка на единицу длины на контактной поверхности уплотнения, определяемая индивидуально для каждого типа уплотнения и конкретного исполнения его конструкции (в зависимости от размеров, предварительного натяга, жесткостей элементов, места отбора давления для управления и т. д.); если нагрузка q_{yi} вдоль участка длиной L_i меняется, в формулу (31.5) подставляют ее среднее по длине значение; f_i — коэффициенты трения уплотняющих элементов по уплотняемой поверхности.

Максимальное и минимальное значения T_y находят при максимальных и минимальных коэффициентах трения и максимальных и минимальных значениях q_y . Максимальная гидравлическая нагрузка на контактной площадке распространенных видов уплотняющих элементов (при их правильной регулировке) в случае их исполнения по двум нижним схемам рис. 31.4, б составляет $q_y = \gamma H_y b$, а по верхней схеме рис. 31.4, в и по схеме рис. 31.4, д — $q_y = \gamma H_y B/2$, где H_y — перепад давлений на уплотнении. Для глубинного затвора $H_y = H_p$, для поверхностного затвора H_y — глубина погружения рассматриваемого сечения уплотнения под уровень воды.

§ 154. СЕГМЕНТНЫЕ ЗАТВОРЫ

1. Пролетные строения. У сегментных затворов пролетные строения имеют те же основные элементы, что и у плоских, и, кроме того, опорные «ноги», образующие вместе с ригелями порталы (рис. 31.5, а, б; рис. 31.6).

Обшивка очерчена, как правило, из центра вращения затвора, что исключает возникновение моментов относительно опорных шарниров от сил давления воды на нее. Если ожидается навал наносов или льда на затвор, центр кривизны обшивки можно расположить несколько выше оси шарниров. Тогда момент гидравлических сил будет способствовать подъему затвора, а обшивка после трогания затвора с места несколько отойдет от навалившихся на нее наносов, что обеспечит безотказное открытие отверстия. Обшивку выполняют из вальцованных стальных листов.

Ригели и балочную клетку затвора конструируют по тем же правилам, что и у плоских затворов. В частности, ригели делают равномерно нагруженными: у поверхностных сегментных затворов их, как правило, два; у глубинных — два-три.

Порталы сегментных затворов (рис. 31.5, б) могут быть с *бесконсольными и консольными ригелями*. Порталы с бесконсольными ригелями могут иметь *жесткие, гибкие и шарнирные «ноги»*, порталы с консольными ригелями — *наклонные гибкие и прямые жесткие «ноги»*. Для тяжело нагруженных глубинных затворов характерны порталы с консольными ригелями и прямыми жесткими «ногами». Остальные типы порталов применяют для поверхностных затворов (или глубинных с малым напором). В своей плоскости портал представляет 1 или 2 раза (в зависимости от конструкции шарнира) статически неопределимую раму с распором. Вид эпюр изгибающих моментов показан на рис. 31.5, в. Преимущество порталов с консольными ригелями — существенно меньше изгибающие моменты. Можно добиться (например, у

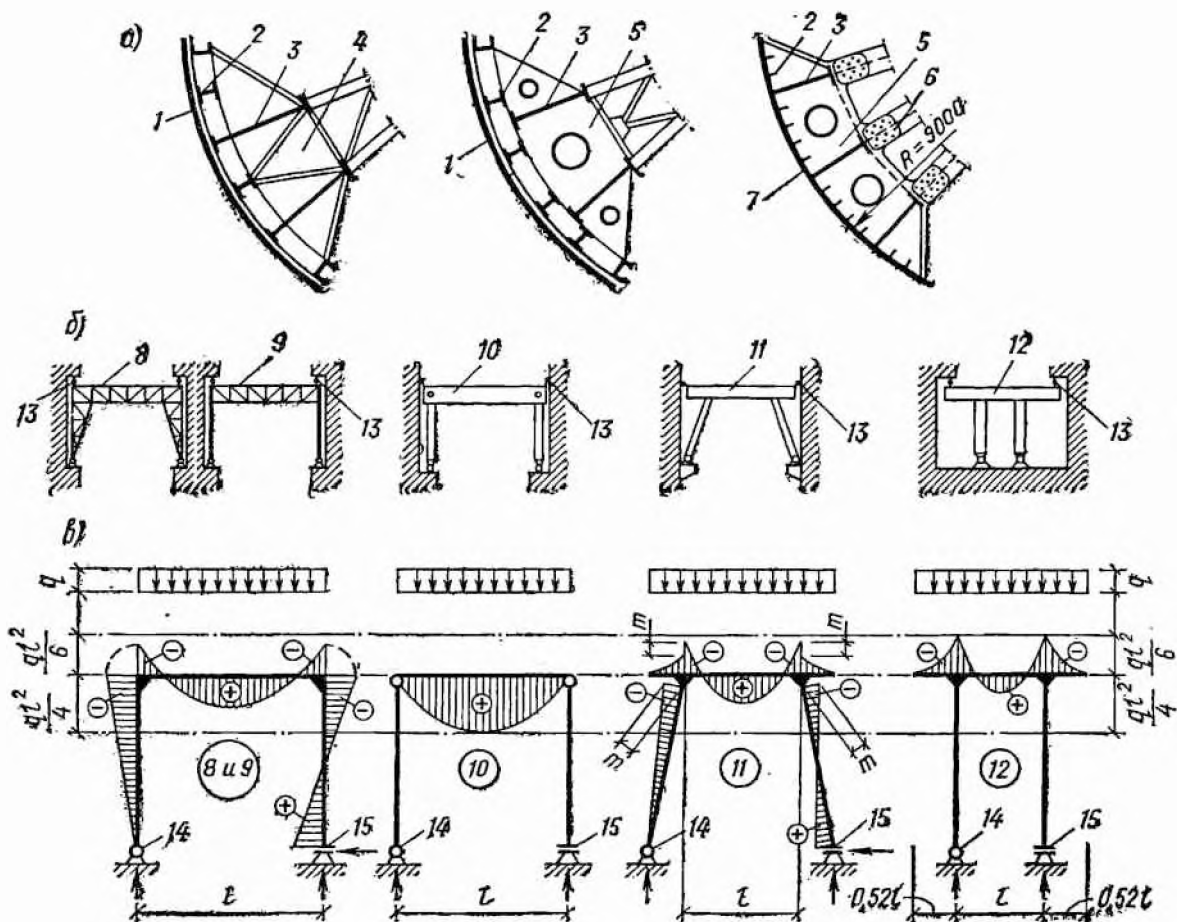


Рис. 31.5. Пролетные строения сегментных затворов

a — разрезы типичных пролетных строений; *б* — схемы порталов; *в* — характер эпюр моментов и направление реакций в порталах при различных конструкциях опорных шарниров; 1 — обшивка из гнутого (вальцованного) стального листа; 2 — обрешетки; 3 — ригели; 4 — решетчатая диафрагма; 5 — сплошная (листовая) диафрагма; 6 — клепаный монтажный стык; 7 — обшивка глубинного затвора, расточенная на карусельном станке по максимальному радиусу 9 м; 8 — затвор поверхностный большепролетный с неплоскими «ногами»; 9 — затвор поверхностный большепролетный или глубинный малого напора и пролета с плоскими «ногами»; 10 — затвор поверхностный с шарнирными «ногами»; 11 — затвор поверхностный большепролетный с жесткими наклонными «ногами»; 12 — затвор глубинный среднего и высокого напора; 13 — боковое уплотнение; 14, 15 — соответственно шаровой и цилиндрический или конический шарниры

консольных порталов с прямыми жесткими «ногами») практически сжатых «ног» без ощутимого распора и изгиба. Рациональным конструированием порталов можно достигнуть значительной экономии. «Ноги» состоят из двух или из трех (по числу ригелей) сжато-изогнутых ветвей из двутавровых или двустенчатых сварных балок, связанных *опорной фермой*. Ветви ног проверяют на устойчивость при сжатии с изгибом. У большепролетных поверхностных сегментных затворов порталы связаны *подъемно-весовой фермой*, поясами которой служат нижние пояса ригелей.

2. Опорно-ходовые части. Опорные шарниры (рис. 31.7) сегментных затворов выполняют цилиндрическими, коническими или шаровыми. Наиболее распространены цилиндрические шарниры на нагрузку до 2500 тс. Втулки цилиндрических шарниров изготавливают из бронзы или ДСП, оси — из нержавеющей стали. Диаметры осей — до 1000 мм. Шарниры тяжело нагруженных глубинных затворов иногда снабжают имеющими принудительную смазку роликовыми подшипниками, тщательно защищаемыми от воды. Конические опорные шарниры применяют для сильно нагруженных затворов с наклонными «ногами». Втулки таких шарниров изготавливают из бронзы с принудительной смазкой. Цилиндрические и конические опорные шарниры приводят к некоторому защемлению «ног» в плоскости порталов. Для обеспечения полной шарнирности в опорах создают шаровые шарниры, позволяющие осуществлять поворот «ног» в плоскости портала.

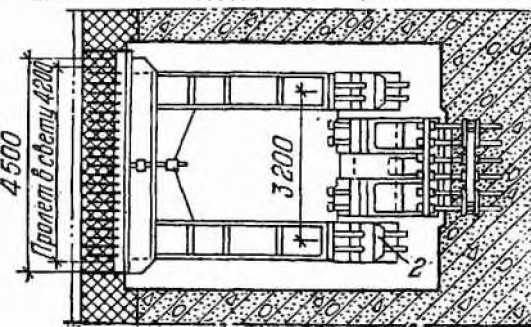
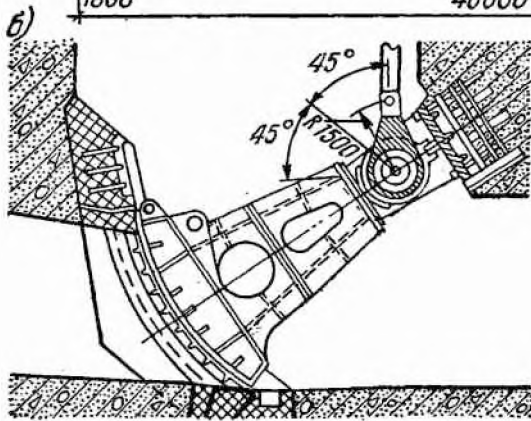
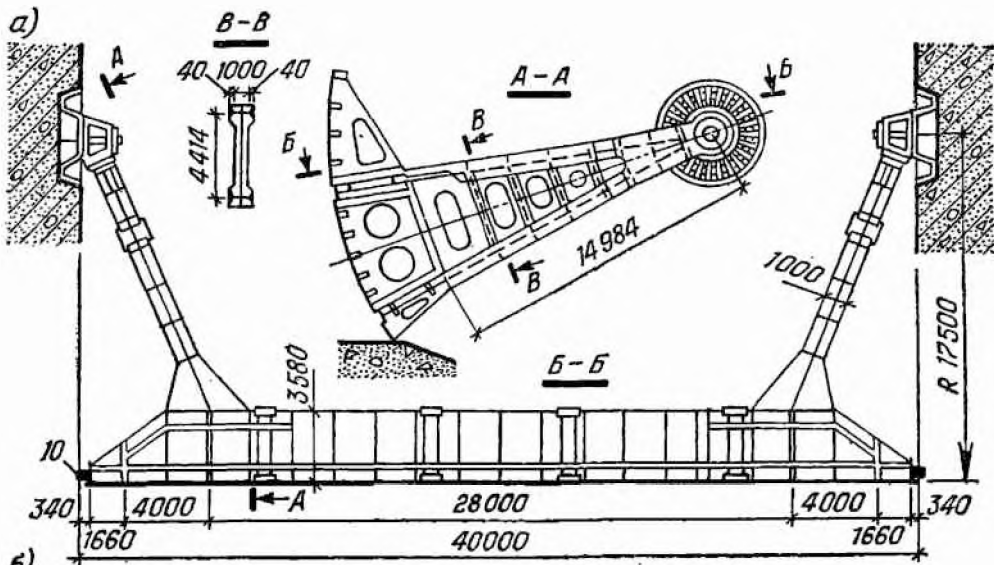
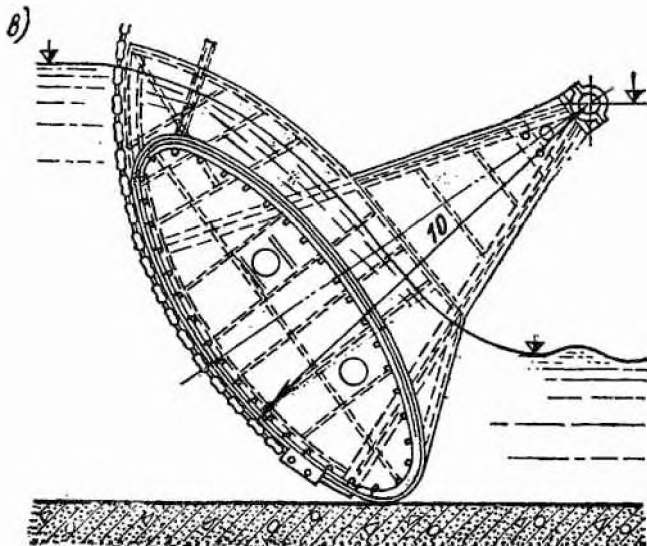


Рис. 31.6. Конструкции сегментных затворов

а — поверхностного больше-
пролетного; б — глубинного
с эксцентриковой опорой;
в — поверхностного обтекае-
мого безвакуумного



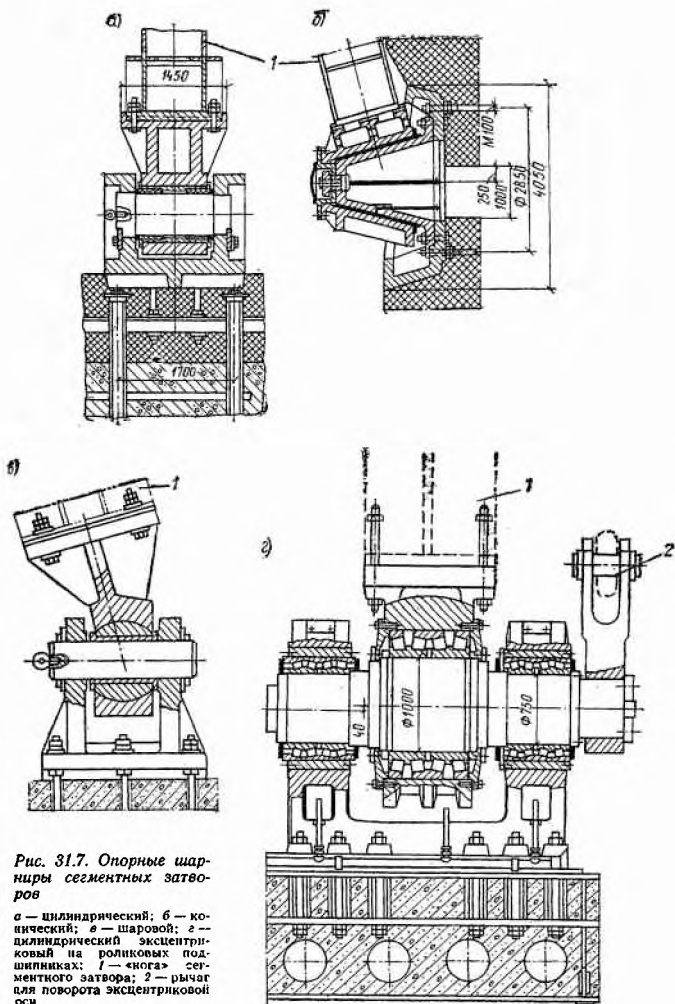


Рис. 31.7. Опорные шарниры сегментных затворов

а — цилиндрический; **б** — конический; **в** — шаровой; **г** — цилиндрический эксцентриковый на роликовых подшипниках; **1** — «нога» сегментного затвора; **2** — рычаг для поворота эксцентриковой оси

напорного затвора ее подвергают механической обработке с напорной стороны: растачивают в сборе с опорами на карусельном станке. Поэтому радиус глубинных сегментных затворов (по возможностям действующего оборудования отечественных турбинных затворов) ограничен 9 м.

Предварительной механической обработке подвергают и закладные части полупазов, на которых устанавливают уплотнения. Это обеспечивает точное соответствие кривизны обшивки затвора и уплотнения.

4. Определение усилий для маневрирования сегментным затвором. Усилия определяют из расчета гарантий маневрирования — см. § 145. Раскрытие уравнения (30.2) в применении к сегментному затвору (согласно схеме рис 31.8, а, затвор без балласта) дает

$$n_G GR_G + n_T M_{T_{\text{он}}}^* + n_T T_y^* R_y - P_n R_n = QR_S, \quad (31.6)$$

где P_n — нагрузка на нижний ригель (в данном примере направлена вверх).

Момент трения в шарнире $M_{T_{\text{он}}}^* = Wr_{\text{ш}}f_{\text{ш}}$, где W — равнодействующая сил в шарнире, складывающаяся из главной нагрузки N и составляющей силы веса затвора, приходящейся на шарнир, $G_{\text{он}} = G(1 - R_G/R_n)$; $r_{\text{ш}}$ — радиус шарнира; $f_{\text{ш}}$ — коэффициент трения шарнира. Если для упрощения считать $|W| \approx N$, что с достаточной точностью справедливо, получим

$$Q \approx n_G G \frac{R_G}{R_S} + n_T N \frac{r_{\text{ш}}}{R_S} f_{\text{ш}} + n_T T_y^* \frac{R_y}{R_S} - P_n \frac{R_n}{R_S}. \quad (31.7)$$

Когда ось кривизны обшивки смещена с оси шарнира на эксцентриситет e (рис. 31.8, б), необходимо учесть момент главной нагрузки относительно оси вращения затвора:

$$Q \approx n_G G \frac{R_G}{R_S} + n_T N \frac{r_{\text{ш}}}{R_S} f_{\text{ш}} + n_T T_y^* \frac{R_y}{R_S} - P_n \frac{R_n}{R_S} - N \frac{e}{R_S}. \quad (31.8)$$

Таким же способом из уравнений (30.4), (30.6) и (30.8) можно получить значения коэффициента запаса на посадку, дожимного и удерживающего усилий для сегментного затвора. Гидравлические нагрузки при расчетах определяют согласно § 148, а силы трения в уплотнениях — тем же способом, что и у плоских затворов (см. § 150).

Для сравнения определим подъемное усилие $Q_{\text{пл}}$ для плоского затвора, который (допустим) имеет те же значения G , N , T_y^* , $f_{\text{ш}}$ и P_n [см. формулу (30.1)]:

$$Q_{\text{пл}} = n_G G + n_T N f_{\text{ш}} + n_T T_y^* - P_n. \quad (31.9)$$

Сравнивая выражения (31.7) и (31.9) и имея в виду, что $R_G/R_S < 1$; $r_{\text{ш}}/R_S \ll 1$; $R_y/R_S \approx 1$ и $R_n/R_S < 1$, легко установить, что сегментный затвор требует заведомо меньшего подъемного усилия, чем плоский в равных условиях, — в основном вследствие вращения сегментного затвора на шарнире с малым диаметром оси.

При вращении сегментного затвора могут ощутимо меняться плечи сил и направление тяги, поэтому расчеты усилий необходимо делать для всех возможных открытий затвора, даже когда расчетный напор с открытием изменяется мало.

Анализ выражений (31.7) и (31.8) показывает, что иногда еще встречающееся в литературе [67] утверждение о «независимости» подъемного усилия сегментного затвора от нагрузки является неточным и может приводить к ошибкам.

ГЛАВА 32

РУСЛОВЫЙ ПРОЦЕСС И ЕГО РЕГУЛИРОВАНИЕ

§ 152. 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 по предложению Н. Е. Кондратьева подразделяют на два 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 легко обнаруживаемые — они непосредственно связаны с транспортированием наносов, осуществляемым путем их перекладывания.

В результате исследований многих специалистов (Н. И. Маккавеева, Н. А. Ржаницына, К. И. Россинского, И. А. Кузьмина, Н. Е. Кондратьева, И. В. Попова и др.) были выделены и описаны типичные формы речных русел и пойм, повторяющиеся закономерно в реках, протекающих в разных климатических условиях и имеющих разную водность. Можно назвать три главные формы речных русел: 1) прямолинейные или слабоизогнутые однорукавные русла; в этих руслах *побочки* (массивы наносов, причлененные к берегам) располагаются в шахматном порядке, т. е. поочередно то у левого, то у правого берега; 2) извилистые или меандрирующие русла; 3) разветвленные русла.

Особенность меандрирующих русел — процесс развития и отмирания излучин (меандров) меженного русла. Они бывают *свободного меандрирования*, когда процесс развития излучин, их прорыва и спрямления русла происходит в широкой речной долине и протекает достаточно быстро во времени; *незавершенного меандрирования*, когда указанный процесс протекает медленнее и излучина русла может занять свое предельное положение (в виде петли) весьма редко; *ограниченного меандрирования* — в узких долинах, когда прорыва петель (излучин) не происходит, а просто русло синусоидального очертания в плане медленно смещается вниз по течению, почти не меняя формы.

Среди разветвленных русел отмечаются две разновидности: *пойменная и русловая многорукавность*. Первая возникает вследствие расчленения поймы. Ее развитие происходит в условиях, характерных для незавершенного меандрирования (сильно затопляемая пойма с поверхностью, легко поддающейся размыву), — здесь даже трудно провести границу между незавершенным меандрированием и пойменной многорукавностью. При наличии широкого меженного русла с островами и осередками аккумулятивного происхождения имеем *русловую многорукавность островного или осередкового подвидов*.

Во многих случаях наблюдается комбинация двух или трех типов руслового процесса на одном и том же участке реки; в качестве сопровождающего часто встречается побочный процесс.

Особый интерес представляет собой речная пойма (часть дна долины, примыкающая к речному руслу и затопливаемая полыми водами), формируемая под влиянием плановых перемещений русла.

В потоке существуют две качественно различные формы движения наносов: 1) более крупные и тяжелые частицы (*донные наносы*) перемещаются по дну в виде гряд в результате перекачивания или перебрашивания (сальтации) под действием гидродинамических сил, проявляющихся в придонном слое; 2) мелкие частицы (*взвешенные наносы*) находятся в потоке на разных уровнях и в таком состоянии могут по весьма сложным извилистым, неправильным траекториям переноситься на большие расстояния. Они или смешиваются с донными наносами, или оседают на дно в областях слабых течений и застойных зонах, образуя слойный наил. Деление наносов на донные и взвешенные весьма условно.

К источникам образования наносов в реках можно отнести водную эрозию в широком смысле этого слова. Различают два ее вида: 1) *склоновая* (внерусловая водная эрозия на водосборной поверхности), которая в свою очередь делится на два подвида — плоскостной смыв и линейная эрозия; 2) *русловая*, при которой наносы поступают в русло реки в результате русловой деятельности потока (размывы берегов и дна русла, обрушение берегов при их подмыве, размывы поверхности поймы и т. п.). Объемная масса наносов принимается обычно равной $2,65 \text{ т/м}^3$.

Отложения наносов и движущиеся наносы обычно представляют собой смеси частиц разного размера. Содержание частиц различной крупности в данной смеси характеризуется ее кривой гранулометрического состава. Для большинства наших рек характерно подавляющее преобладание расхода взвешенных наносов над расходом донных наносов и преобладание донных наносов над взвешенными в отложениях.

Воздействие взвешенных наносов на русловые деформации практически неумовимо, однако влияние этих наносов на деформации поймы огромно.

Предложено много зависимостей по определению расхода донных наносов (И. И. Леви, В. Н. Гончарова, Г. В. Лопатина, И. В. Егназарова, А. В. Караушева, Л. Г. Гвелесиани и др.). Например, формула И. И. Леви получена из рассмотрения условия устойчивости поверхностного слоя наносов на единице площади дна с осреднением схемы явления и принятием в качестве действующих сил касательного усилия, собственного веса движущегося слоя наносов, подъемной силы и силы трения:

$$q_n = 2 \left(\frac{v}{\sqrt{gd}} \right)^3 d (v - v_0) (d/h)^{0,25}, \quad (32.1)$$

где q_n — единичный расход донных наносов, кг/с на 1 м ширины русла; v — средняя скорость потока, м/с; g — ускорение свободного падения, м/с²; d — средний диаметр наносов, м; v_0 — скорость трогания частиц наносов, м/с; h — глубина потока, м.

Движение взвешенных наносов происходит в весьма сложных условиях. Существуют диффузионная и гравитационные теории движения взвешенных наносов, которые рассматривают распределение этих наносов по вертикали.

На основе анализа данных по транспортирующей способности каналов Средней Азии, Закавказья и других районов Е. А. Замариным предложена зависимость обобщенного характера для мутности ρ , кг/м³:

$$\rho = 0,22 (\bar{v}/\bar{\omega})^{3/2} \sqrt{RJ}, \quad (32.2)$$

где $\bar{\omega}$ — средняя гидравлическая крупность; R — гидравлический радиус; J — уклон водной поверхности.

Эта зависимость применима в пределах $0,002 \leq \bar{\omega} \leq 0,008$ м/с. Для более мелких наносов формула Е. А. Замарина имеет вид

$$p = 11 \sqrt{R J v / \bar{\omega}}. \quad (32.3)$$

Аналогичные зависимости предложены Г. О. Хорстом, Г. В. Лопатыным, А. Н. Гостунским, А. Г. Хачатряном, С. Х. Абальянцем и др.

Значение $\bar{\omega}$, по Е. А. Замарину, составляет $\bar{\omega} = (\omega_i + \omega_{i+1} + \sqrt{\omega_i \omega_{i+1}}) / 3$, где ω_i и ω_{i+1} — соответственно наименьшая и наибольшая гидравлическая крупность частиц, входящих в данный состав наносов.

§ 153. ФОРМИРОВАНИЕ РУСЛ РЕК 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. Общепринятой классификации эрозионных форм рельефа пока не существует, хотя имеется много предложений по ее созданию (В. В. Докучаев, В. П. Амалицкий, П. А. Костычев, В. И. Ефремов, С. Н. Никитин, П. Ф. Саваренский, С. В. Наумов, А. С. Козменко и др.).

Рассмотрим типизацию эрозионных форм рельефа А. С. Козменко, в которой сделана попытка на основе внешних признаков увязать формы рельефа с их геологическим строением и водоносностью потока. Предложено выделять следующие основные звенья гидрографической сети и древних эрозионных форм (рис. 32.1): ложбины, лощины, суходолы и речные долины. *Ложбина* — это слабовыраженная вытянутая впадина с пологими задернованными склонами и слабовыгнутым дном с древним эрозионным рвом по оси; мощность покровной породы уменьшается от оси к склону, на теневых склонах она больше. Ложбины характерны для европейской части СССР. Площадь водосбора составляет 0,1—0,15 км² для районов со слаборасчлененным рельефом и 0,5 км² для районов с глубоким расчленением рельефа. *Лощина* — это звено гидрографической сети, располагающееся на более низких отметках бассейна. Склоны также симметричны, но более высоки и круты, дно плоское широкое, задернованное, часто прорезанное руслом временного потока разветвленного характера со ступенчатым продольным профилем и донным размывом. На теневых склонах мощность покровной породы больше, чем на солнечных и по оси. Площадь водосбора составляет от 0,15 до 10—15 км² для районов со слаборасчлененным рельефом и от 0,5 до 20—25 км² для районов европейской части СССР с глубоким расчленением рельефа. *Суходол* характеризуется плоским широким дном, сильно углубленным руслом временного потока с широкими, похожими на рвы отрогами, входящими до основания склонов. Русло с плавным продольным профилем с увеличением водосборной площади становится более извилистым. Береговой размыв склонов носит интенсивный характер. В русле отмечаются помимо врезания плановые деформации. Площадь водосбора составляет 5—6 км² при значительном об-

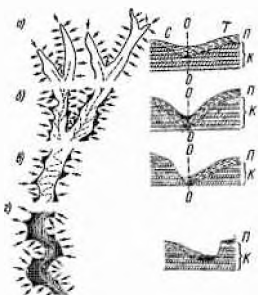


Рис. 32.1. Основные звенья гидрографической сети и их поперечные разрезы (по А. С. Козменко)

а — ложбина; б — лощина; в — суходол; г — речная долина первого типа; С — солнечный склон; Т — теневая склон; П — покровная порода; К — коренная порода из наносов и щебня

шем уклоне местности; 10—15 км² на глубокорасчлененных территориях лесостепи и степи и 20—25 км² на слаборасчлененных территориях. *Речная долина* — 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 в виде уступов называют *террасами*. Русло реки располагается в наиболее пониженной части долины. А. С. Козменко подразделяет речные долины на два основных типа. Долина первого типа характеризуется чередованием высоких крутых вогнутых и низких пологих выпуклых склонов. Извилистое русло перемещается от одного склона к другому. Коренные породы обнажены на крутом склоне, покровные породы мощным слоем покрывают пологие склоны, иногда надвигаясь на нижележащую пойму. Площадь водосбора при глубокорасчлененном рельефе превышает 50—60 км². Такие долины имеет большинство рек Средне-Русской возвышенности и часть рек Украины (верховья Оки, Дона, Северского Донца, Белой Калитвы и др.). Долина второго типа характеризуется однообразной на больших участках асимметрией склонов, широкой (1—2 км) поймой, сильноизвилистым руслом.

Характер продольного профиля речной долины определяется первоначальными формами рельефа, геологическим строением и геоморфологией территории, изменением водоносности реки по ее течению и сопротивляемостью грунтов ее ложа размыву. Продольный профиль речной долины [88] обычно представляет собой плавную линию переменной крутизны — более крутую в верхнем течении реки и более пологую ближе к ее устью. Такая форма профиля долин типична для рек значительного возраста при расходе, увеличивающемся вниз по течению. Это реки равнинных территорий, берущие начало на возвышенностях. Молодые по происхождению реки со слаборазвитыми руслами, реки равнинных территорий, вытекающие из болот, реки, у которых расход уменьшается к устью (например, в пустынях), имеют продольный профиль долины выпуклого очертания. Возможен промежуточный профиль между двумя упомянутыми. Плавность продольного профиля долины может быть нарушена в местах выхода неразмываемых пород, стесняющих русло, где образуются либо пороги, либо водопады. Со временем продольный профиль речной долины видоизменяется: в верхней его части дно понижается в результате преобладания процессов размыва, в нижней его части дно повышается в результате преобладания процессов отложения. Это приводит к уменьшению уклона. Процесс распространения глубинной эрозии вверх по течению связан с наличием у каждой реки базиса эрозии, т. е. такого уровня, ниже которого уровень реки не может опуститься. Для реки базисом эрозии служит уровень озера, моря, океана или другой реки, куда она впадает.

Поперечный профиль речной долины (как и продольный) формируется под воздействием многих факторов и имеет различные очертания склонов и дна. Склоны долины могут быть прямолинейными, выпуклыми и вогнутыми. Дно долины может быть узким и широким.

В последние десятилетия уделялось много внимания определению зависимостей между *плановыми элементами потока* и факторами руслового режима. Проводились как экспериментальные, так и теоретические исследования советскими и зарубежными специалистами.

Н. А. Ржаницын при рассмотрении теоретической схемы изгиба русла прямоугольного сечения получил для радиуса кривизны динамической оси потока R , м, зависимость вида

$$R = \sqrt{k_0} Q / [v_* \sqrt{\omega (\pi - \theta)}], \quad (32.4)$$

где $k_0 = IRg/(BC^2h)$ — морфологический параметр изгиба (здесь l — длина кривой участка излуины, м; g — ускорение свободного падения, м/с²; B — ширина русла, м; C —

скоростной коэффициент Шези; h — средняя глубина, м); Q — расход воды, м³/с; $v_* = \sqrt{gHI}$ — динамическая скорость, м/с; ω — площадь поперечного сечения, м²; θ — внешний угол изгиба, рад.

В практике проектирования используют также зависимости Риплея, Н. И. Маккавеева, Н. В. Разина, С. Т. Алтунина, В. М. Маккавеева, М. А. Великанова и др.

Русло можно считать *устойчивым*, если его поперечные размеры и положение в плане за обозримый промежуток времени не претерпевают существенных изменений. Степень неустойчивости русла определяется скоростью его деформаций. При длительном взаимодействии потока и русла может создаться такая форма русла, которая будет устойчивой в той или иной степени. Еще в конце прошлого столетия В. М. Лохтин считал, что ход русловых процессов определяется не только потоком, но также геоморфологической и геологической обстановкой, и предложил оценивать устойчивость русла рек с учетом этих факторов по коэффициенту *устойчивости*

$$k_d = d/J, \quad (32.5)$$

где d — средний диаметр частиц, слагающих русло реки, мм; J — падение дна реки на 1 км, м.

В. М. Лохтиным по данным исследований была оценена количественно устойчивость русел ряда рек Европы (Немана, Западной Двины, Припяти, Западного Буга, Днепра, Оки, Волги, Вислы, Гаронны и др.). Позднее коэффициент устойчивости, полученный им, был распространен на русла рек Средней Азии, Сибири, Дальнего Востока (приведен в табл. 32.1). Указанный критерий применим только к крупным рекам.

С. Т. Алтунин по степени устойчивости русел предложил разделить реки на три основные группы [9]: 1) *блуждающие* — характеризуются

Таблица 32.1

Классификация устойчивых участков рек по С. Т. Алтунину для руслоформирующего расхода 3—10%-ной обеспеченности	Коэффициент устойчивости k_d	Число Фруда Fr	Параметр A в формуле (32.6) для профиля		Показатель степени m при $k=10$ в формуле (32.7) для профиля	
			с размываемым дном и неразмываемыми берегами	с размываемыми берегами и дном	с размываемым дном и неразмываемыми берегами	с размываемыми берегами и дном
Высокогорный участок. Русло сложено из обломков скал и булыг	10	1	0,5	0,75	—	1
Горный участок. Русло сложено из булыжника и гальки; скорости и уклоны близки к критическим	7	1—0,5	0,75	0,9	1	0,8
Предгорный участок, выход реки из гор в долину. Русло сложено из гальки, гравия, песка. Протекание потока спокойное	6	0,5—0,2	0,9	1	0,8	0,75
Среднее течение (равнинный участок). Русло сложено из крупного, среднего и мелкого песка. Протекание потока спокойное	5	0,2—0,04	1	1,1	0,75	0,7
Нижнее течение. Русло сложено из мелких песков:						
размываемое дно и неразмываемые берега (Волга, Дунай, Сырдарья)	2	0,2—0,02	1,1	—	0,75	—
размываемые берега и дно (Амурдарья)	1	0,3—0,2	—	1,7	—	0,5

большой изменчивостью русла, выражающейся в изменении плановых очертаний и глубин на плесах и перекатах; смещение перекатов и плесов по течению может составлять 200—1000 м; к этой группе относятся реки равнинной части Средней Азии, Северного Кавказа и Закавказья; 2) *неустойчивые* — характеризуются сравнительно небольшой изменчивостью русла; деформации русла развиваются относительно медленно, наращивание перекатов и углубление плесов осуществляется в паводок, в межень процесс протекает в противоположном направлении; к этой группе относятся нижние течения рек Волги, Дона, Днепра и Вислы; 3) *устойчивые* — протекают в малоразмываемых грунтах со скоростями, обеспечивающими неразмываемость русла, и несут малое количество наносов; к таким рекам относятся Свирь, Волхов, Нева, Енисей. Простота этой классификации, базирующейся на очень небольшом числе признаков, может быть отнесена и к ее недостаткам, ибо в ней не дана количественная оценка устойчивости. Ряд рек трудно отнести к какой-либо из перечисленных трех групп, так как они занимают промежуточное положение. Наряду с общей оценкой устойчивости русел рек С. Т. Алтунин предлагает зависимость для ширины устойчивого русла:

$$B = AQ^{0.5}/J^{0.2}, \quad (32.6)$$

где B — ширина устойчивого русла по урезу воды, м; A — параметр устойчивости, характеризующий форму поперечного сечения русла (см. данные табл. 32.1); Q — руслоформирующий расход; J — продольный уклон водной поверхности.

Возможно использование также более обобщенного критерия ширины устойчивого русла, предложенного В. Г. Глушковым:

$$B^m = kH, \quad (32.7)$$

где m — показатель степени, принимаемый в пределах 0,5—1 (определяют по данным натурных исследований; см. табл. 32.1); k — коэффициент, равный 3—4 для рек с трудноразмываемыми и неразмываемыми берегами; 8—12 для устойчивых в плане аллювиальных русел; 16—20 для рек с легкоразмываемыми берегами; H — средняя глубина потока при руслоформирующем расходе.

Устойчивость отдельных участков рек С. Т. Алтунин (как и М. А. Великанов) предлагает характеризовать наряду с приведенными выше показателями параметром кинетичности (числом Фруда):

$$Fr = \alpha v^2/(gH), \quad (32.8)$$

где α — коэффициент распределения скоростей по сечению; v и H — скорость и средняя глубина при руслоформирующем расходе; g — ускорение свободного падения.

На каждой реке (крупной или средней) выделяют характерные участки (высокоротный, горный, предгорный, среднее и нижнее течение), после чего можно использовать приведенные выше критерии, принимая из табл. 32.1 необходимые характеристики.

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 Fr , характеризующему энергетическую структуру потока; 4) параметру устойчивости поперечного профиля A (или его характеристикам m и k).

§ 154. МЕТОДЫ РЕГУЛИРОВАНИЯ РУСЛ

1. Регулирование первичного стока на водосборе. Накопление большого количества снега на водосборных площадях обуславливает при его таянии весной интенсивный процесс элементарного (первичного) стока, особенно ускоренный на водосборных 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, кроме того, к крайне

нежелательным явлениям на водосборе: а) разрушению почвенного покрова, смыву почвы и даже смыву верхнего слоя грунта; б) выщелачиванию почвы, т. е. растворению и выносу из почвы ценных минеральных солей; в) развитию отрицательных форм рельефа (рытвин, оврагов, ущелий и пр.); г) выносу смытого грунта в речные долины или водохранилища; д) обмелению рек, заилению водохранилищ (как следствие всех предшествующих факторов); е) уменьшению меженного питания рек.

Перераспределение первичного стока, приводящее к уменьшению объема поверхностного стока благодаря переводу части стока в подземный путем усиления просачивания воды в грунт, к замедлению процесса стока во времени (что вытекает из предыдущего) и к закреплению поверхности водосбора, должно обеспечиваться *регуляционными мероприятиями* на водосборе, которые подразделяют на три группы: *агротехнические, культуртехнические и гидротехнические*.

Агротехнические мероприятия — создание и поддержание структуры почвы (увеличение ее водопроницаемости) соответствующей обработкой ее и применением севооборотов, вспашкой поперек склона (вдоль горизонталей) для задержания стекающей воды, нарезкой по горизонталям широких и глубоких бессточных борозд, установкой щитов и организацией лесных полос (для снегозадержания).

Культуртехнические мероприятия предназначены для улучшения культурного состояния поверхности водосборных площадей — обеспечение сохранности тонкого растительного покрова от разрушения (вытаптывания) при выпасе скота, залужение обнаженных склонов; облесение склонов.

Гидротехнические мероприятия: а) создание верховых водохранилищ по склонам, что особенно важно для лесостепной и степной зон, где малая залесенность и ускоренный поверхностный сток усиливают процессы водной эрозии; б) возведение водозадерживающих валов (расстояния между валами определяют по зависимости Ц. Е. Мирцхулавы из условия предотвращения эрозии поверхности и сохранения объема выпавших осадков [112]); в) террасирование склонов — разбивка их поверхности на систему горизонтальных или очень пологих террас путем устройства ступеней или с помощью валов; г) устройство безуклонных каналов с посадкой деревьев и кустарников. Канавы (каналы), собирающие склоновый сток, могут быть бессточными и со стоком. Емкость бессточной канавы должна быть равна объему атмосферных осадков слоем H , выпадающих за один ливень, с площади стока между соседними канавами; $\omega = HB \cdot l$ — емкость канавы на l м ее длины, где B — расстояние между осями канав по склону, м. Канавы со стоком имеют меньшее поперечное сечение и продольный уклон; их рассчитывают на пропуск максимального ливневого стока с допустимой неразмывающей скоростью и сопрягают с лотками-быстротоками, отводящими воду в пониженные места.

2. Борьба с оврагами. Овраги представляют собой крупные промоины обычно с многими ответвлениями. Образуются они вследствие эрозийной деятельности снеговых и дождевых вод. Наиболее распространены в районах, сложенных рыхлыми, легко размываемыми отложениями (лессами, суглинками и др.). 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. К таким мероприятиям относятся: а) регулирование первичного стока на водосборной площади; б) устройство нагорных канав для перехвата поверхностного стока на пути к оврагу и устройство сопрягающих сооружений (мошеных лотков, быстротоков, перепадов — ступенчатых или консольных) для обеспечения безопасного

спуска этой воды на дно оврага; в) закрепление русла водотока, протекающего по дну оврага, донными порогами различной конструкции. Проведение этих мероприятий ведет к прекращению интенсивного роста оврага и к постепенному уполаживанию его склонов под действием выпадающих на них атмосферных осадков. Рекомендуется искусственно уполаживать склоны оврагов и закреплять их одерновкой или насаждениями, что позволяет использовать эти склоны в хозяйственных целях.

3. 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. Сели (грязекаменные и водокаменные потоки) возникают в результате бурного таяния снега или интенсивных ливней в бассейнах небольших горных рек и сухих логов с большими уклонами тальвега (не менее 0,1) при наличии больших скоплений продуктов выветривания.

Борьбу с селями проводят по нескольким направлениям: а) регулирование первичного стока на водосборе; б) предотвращение возникновения селей, когда с помощью специальной службы наблюдения и оповещения фиксируют скопления продуктов эрозии и воды и принимают меры к постепенному безопасному перебросу их в близлежащие реки; в) строительство системы селехранилищ с плотинами (обычно земляными или каменнонабросными), т. е. создание емкостей, которые принимают селевой поток, предотвращая его дальнейшее перемещение. Такие селехранилища должны принимать весь объем селевого потока с подвешенного к ним бассейна. В Казахстане для предотвращения возникновения селей и борьбы с их вредными проявлениями создан специальный Государственный комитет при Совете Министров КазССР с широко разветвленной сетью органов наблюдения, оповещения и принятия чрезвычайных мер.

4. 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 (в том числе и регуляционных). Принято различать три высотные зоны берега (рис. 32.2), находящиеся в период эксплуатации в различных условиях, что определяет тип конструкции сооружений и условия производства работ: *нижняя* — ниже уровня низкой межени УНМ — зона подводных береговых креплений; *средняя* — от уровня низкой межени до уровня высоких вод УВВ — зона, периодически находящаяся под водой; здесь возможно производство работ насухо; *верхняя* — выше уровня высоких вод; для нее характерно увлажнение только атмосферными осадками; производство работ осуществляют насухо.

5. Борьба с наводнениями. Наводнение — это затопление паводковыми водами больших территорий — является в ряде случаев настоящим стихийным бедствием. Массы воды, поступающие в русло и на пойму при выпадении ливней на водосборе или при интенсивном таянии снега и льда (в верховьях горных рек), обладают огромной разрушительной силой; особенно катастрофический характер носят наводнения на южных реках, где водосборные площади имеют большие уклоны; на равнинных реках при наводнении затоплению подвергаются поймы с сельскохозяйственными угодьями, застройками и пр.

К мероприятиям по защите прилегающих к реке территорий от наводне-

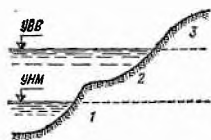


Рис. 32.2. Три высотные зоны для проведения берего- и дноукрепительных работ

1, 2 и 3 — соответственно нижняя, средняя и верхняя зона

ния относятся: а) *обвалование* — ограждение защищаемого участка системой дамб (валов); б) *повышение пропускной способности русла* — пропуск тех же паводковых расходов при более низких уровнях; в) *уменьшение расхода* на данном участке реки (разгрузка русла) с помощью разгрузочного канала или регулированием паводкового стока (создание водохранилищ).

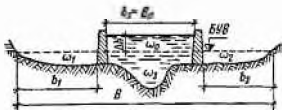


Рис. 32.3. Схема расчета обвалования по предложению М. М. Гришина

Обвалование применяют как для защиты земель от затопления, так и для регулирования и управления водным потоком на поймах. Обвалование бывает *односторонним*, когда защищают земли на одном из берегов, и *двусторонним*, когда дамбы возводят на обоих берегах. Дамбы (валы) подразделяют на *береговые*, размещаемые вдоль речного русла с некоторыми спрямлениями на его извилинах, — работают под напором в период летних паводков в течение 25—30, иногда 45 дней, во время зимних ледовых заторов в течение 10—20 дней — и *озерные*, возводимые для защиты от затопления отдельных участков прибрежных земель или населенных мест, — работают под напором 2—3 мес в году и подвержены более интенсивному по сравнению с береговыми дамбами воздействию волнобоя.

Дамбы трассируют по повышенным участкам русла с целью уменьшения их объема; расстояние между дамбами (при двустороннем обваловании) или дамбой и противоположным берегом (при одностороннем обваловании) принимают по возможности постоянным, избегая резких сужений или расширений. Прямолинейные участки сопрягают плавными кривыми. Дамбы (валы) возводят из местного грунта с соблюдением рекомендаций, относящихся к земляным плотинам, с учетом воздействия на основание и мокрый откос продольного течения.

Для удаления вод, собирающихся за дамбами (на обвалованной территории), вдоль дамб делают сборные каналы, из которых воды выводят через дамбу в русло по трубе с затвором (во время низких уровней в реке) или с помощью насосов.

Обвалование существенно изменяет характер протекания речного потока: при прохождении паводка повышаются уровни, увеличиваются расходы, скорости, усложняется сопряжение притоков с руслом и пр.

При равномерном движении обвалование рассчитывают, по предложению М. М. Гришина, исходя из условия, что продольный уклон потока J остается таким же, как и до обвалования, определяя подъем уровня в русле между дамбами Δh по сравнению с бытовым уровнем до возведения дамб. Расход в реке выражается зависимостью Шези (рис. 32.3):

$$Q = \omega C \sqrt{RJ} \approx \omega C \sqrt{hJ} = \omega_1 C_1 \sqrt{h_1 J} + \omega_2 C_2 \sqrt{h_2 J} + \omega_3 C_3 \sqrt{h_3 J}, \quad (32.9)$$

где ω — общая площадь поперечного сечения русла и поймы; C — скоростной коэффициент; h — средняя глубина в русле с поймой; $\omega_1, \omega_2, \omega_3; C_1, C_2, C_3; h_1, h_2, h_3$ — соответствующие величины каждого участка русла и поймы.

Расход в пространстве между дамбами после их возведения

$$Q = \omega_0 C_0 \sqrt{R_0 J} \approx \omega_0 C_0 \sqrt{h_0 J}, \quad (32.10)$$

где ω_0 — площадь поперечного сечения обвалованного русла, равная $\omega_0 = b_3 h_0 = B_0 h_0 = B_0 (h_3 + \Delta h)$; C_0, R_0 и h_0 — соответствующие величины обвалованного русла.

Имея в виду, что $Q = Q_1 + Q_2 + Q_3$ и уклон J после обвалования не изменился, можно по заданному значению Q (или по сумме расходов в русле и на пойме) вычислить глубину в обвалованном русле h_0 , а затем найти Δh для определения отметок гребня дамб.

Если же задаться высотой дамб, т. е. $h_0 = h_3 + \Delta h$, то из зависимости (32.10) можно определить расстояние между дамбами:

$$B_0 = Q / (h_0^{3/2} C_0 \sqrt{J}). \quad (32.11)$$

Можно определить Δh и другим путем. При принятых ранее обозначениях запишем выражения расхода до обвалования $Q = BhC \sqrt{hJ}$ и после обвалования $Q = B_0 h_0 C_0 \sqrt{h_0 J}$. При $C = C_0$, $Bh \sqrt{hJ} = B_0 h_0 \sqrt{h_0 J}$, откуда

$$h_0 = h \sqrt[3]{B^2 / B_0^2} \quad \text{и} \quad \Delta h = h_0 - h = h \left(\sqrt[3]{B^2 / B_0^2} - 1 \right). \quad (32.12)$$

Имеются способы расчета и других авторов (Ю. А. Ибад-Заде и др.).

Нужно иметь в виду, что скоростной коэффициент C для русла и поймы (особенно покрытой растительностью) различен. Кроме того, данные способы расчета лучше использовать как предварительные, ибо паводок проходит в виде волны, т. е. с переменным расходом. В специальной литературе можно найти рекомендации по расчету прохождения паводковой волны [89].

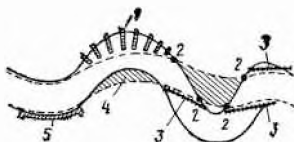
Повышение пропускной способности русла для понижения паводковых уровней осуществляют двумя путями: а) уменьшением гидравлических сопротивлений русла (удаление из русла и с поймы древесной и кустарниковой растительности, что не всегда желательно; очистка русла от камней, попавших в него при ледоходе или обвале берегов, карчей—затопленных бревен; срезка различного рода выступов в русле; смягчение поворотов; ликвидация сооружений, вызывающих в русле искусственный подпор—рыбных заколов, мельничных плотин без ущерба для хозяйственных интересов; ликвидация ледяных заторов и др.); б) спрямление петель (меандров). В этом случае русло как бы делится на два рукава (один из них постепенно закрывается). Спрямление излучины русла прокопом приводит к увеличению уклона на этом участке русла; увеличенный уклон способствует увеличению пропускной способности, которое устраняется на некоторое расстояние выше и ниже спрямления, обуславливая некоторое понижение уровней в прокопе и распространение вверх и вниз по течению соответственно кривой подпора и спада.

Уменьшение расхода путем разгрузки русла приводит к снижению уровней на заданном участке. Разгрузочный канал отводят из реки выше защищаемого участка и соединяют снова с рекой значительно ниже по течению или соединяют с ближайшим соседним водоемом (рекой, озером, морем); иногда разгрузочный канал транспортирует воду на близлежащие пустынные территории, где она испаряется, или сбросные воды используют для кольматажа либо лиманного орошения земельныи угодий. Расчет можно проводить по формуле Шези (для основного русла и отвода) с построением кривой спада от начала деления потока вверх и проверкой участка спада по скоростям.

6. Выправительные работы. В ряде случаев проведение регулиционных 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 в целом или на участках значительной протяженности. Общая задача выправительных работ заключается в создании русла потока, удовлетворяющего определенным хозяйственным требованиям (судоходство, лесосплав, мелиорация и т. п.) при минимальных эксплуатационных затратах. Выправительной трассой называют очертание проектируемого русла по урезу воды при принятом расчетном уровне. На рис. 32.4 представлен схематический план выправительной трассы, нанесенной на очертание существующего русла с показом необходимых работ и сооружений. Рассмотрим отдельные этапы проектирования выправительной трассы.

Рис. 32.4. Схематический план выправительной трассы

1 — поперечные выправительные сооружения; 2 — крошки землечерпательной прорези, выполненной для создания нового русла; 3 — продольные выправительные сооружения; 4 — участок срезаемого существующего берега для одностороннего (или двустороннего) расширения русла; 5 — береговая опояска для укрепления участка существующего берега



а. Назначение или выбор оси трассы. Для естественных устойчивых участков рек характерна изогнутая в плане ось русла, поэтому ось выправительной трассы проектируют в виде системы кривых, плавно сопрягающихся между собой, с допущением коротких прямолинейных участков. В криволинейных в плане устойчивых естественных руслах вследствие наличия центробежных сил поперечное сечение имеет несимметричную форму, резко выраженную в вершинах излучин. В связи с этим для постепенного перехода от одного поперечного сечения к другому ось трассы намечают с переменным радиусом кривизны (рис. 32.5). Если ось выправительной трассы принять в виде синусоиды или упругой кривой, то радиус кривизны от оптимального (минимального) значения R_0 в вершине излучины до максимального $R = \infty$ в конце ее будет изменяться плавно. Если ось трассы очерчена по синусоиде, то ее характеристика (рис. 32.5, а) имеет следующий вид:

$$x_0 = (\pi/2) kR_0; y_0 = k^2 R_0; k = \operatorname{tg}(\varphi/2), \quad (32.13)$$

а сама кривая описывается уравнением

$$y = y_0 \cos(\pi x/2x_0). \quad (32.14)$$

Существенно значение радиуса R_0 , которое зависит от эксплуатационных требований и размеров потока. С. Т. Алтунин рекомендует принимать $R_0 = 4B$, где B — ширина русла по урезу воды [см. формулу (32.6)]. При меньших значениях R_0 слишком несимметрично сформировавшееся русло может привести к отжиму потока и образованию мели за выпуклым берегом. С другой стороны, резко увеличенное значение радиуса может привести к неустойчивости динамической оси потока.

Спрямяющие участки выправительной трассы желательно предусматривать там, где существующее русло имеет небольшие уклоны, т. е. пониженную пропускную способность, и где во время ледохода образуются заторы. Выправительная трасса должна использовать по возможности участки существующего меженного русла с наименьшим отложением наносов, чтобы иметь минимально возможную общую длину и длину прокопов. При проектировании оси трассы на участке многорукавного русла следует использовать рукав, имеющий тенденцию к развитию.

б. Проектирование поперечных сечений русла по трассе. Гидравлические элементы проектируемого русла должны отвечать следующим требованиям: 1) соответствие глубины и ширины русла эксплуатационным (хозяйственным) условиям; 2) постоянство скорости по длине русла; если это требование выполнить не удается, то нужно добиваться хотя бы увеличения скорости вниз по течению; 3) устойчивость русла против размыва и заиления как на прямых участках, так и на закруглениях; 4) соответствие заложения откосов поперечного сечения русла (параболического, полигонального и др.) категории грунта ложа и берегов, а также способу производства работ.

Расчетный расход и соответствующий уровень назначают в зависимости от ти-

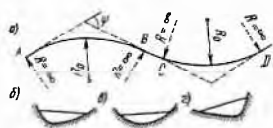


Рис. 32.5. Ось выправительной трассы (а) и поперечные сечения русла на участках АВ (б), ВС (в) и CD (г)

па реки и целей выправительных работ. Это может быть паводковый расход обеспеченностью 3—10% (руслоформирующий расход по С. Т. Алтунину). Имеются и другие рекомендации в отношении руслоформирующего расхода, например рекомендация Н. И. Маккавеева [100].

После назначения ширины проектируемого русла легко определить остальные размеры его поперечного сечения. Среднюю глубину русла на участке вычисляют из зависимости

$$Q = BH_{cp} v_{cp}, \quad (32.15)$$

где Q — расчетный расход; B — расчетная ширина выправительной трассы; $H_{cp} = \omega/B$ (здесь ω — площадь поперечного сечения русла); v_{cp} — средняя скорость, определенная по формуле Шези для среднего уклона и шероховатости.

Полученное ориентировочное значение H_{cp} уточняют в дальнейших расчетах. На прямолинейном участке русла поперечное сечение может быть очерчено по квадратичной параболе, тогда площадь поперечного сечения составит $\omega = (2/3)BH_{max} \approx BH_{cp}$, а скорость из уравнения Шези будет равна: $v = C\sqrt{RJ} \approx C\sqrt{H_{cp}J}$. Подставляя значение ω в выражение $v = Q/\omega$, получим $C\sqrt{H_{cp}J} = Q/(BH_{cp})$, откуда

$$H_{cp} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 C^2 J}}; \quad B = \frac{Q}{CH_{cp}} \sqrt{\frac{1}{JH_{cp}}}. \quad (32.16)$$

Имеется предложение Ю. А. Ибад-Заде назначать параметры поперечного сечения устойчивого русла в зависимости от расхода потока и грунтовых условий.

Для криволинейных участков трассы профиль русла может быть определен по одной из приближенных формул, например

$$y = H_0 (1 - x^2/b^2) (1 + kx/R), \quad (32.17)$$

где $H_0 = 3/2 H_{cp}$; $b = B/2$ (рис. 32.6); k — коэффициент, принимаемый равным 5,34, если поток не выходит за пределы русла, и 8,01, если поток выходит на пойму; R — радиус кривизны вогнутого берега.

в. Поверочный гидравлический расчет. После назначения расчетных ширины и глубины проектируемого русла и установления его поперечных сечений строят продольный профиль по оси трассы для среднего уклона поверхности потока. При этом может обнаружиться несовпадение уровней отдельных соседних участков вследствие их различной ширины и глубины. В связи с этим проводят поверочный гидравлический расчет, при котором определяют заново основные гидравлические элементы русла при пропуске расчетного расхода. При повторном несовпадении уровней соседних участков и отклонении глубин от бытовых при расчетном расходе приходится или пересматривать план трассы, или менять ширину русла на отдельных участках, или применять и то и другое. Если и при этом все же не получается совпадение уровней соседних участков, проводят расчет сопрягающих кривых спада или подпора, т. е. определяют длину переходных участков, которые наносят на план.

г. Проверка устойчивости за проектированным руслом. Приведенные выше гидравлические расчеты являются до некоторой степени условными, ибо река протекает в деформируемом ложе и несет наносы (особенно в периоды паводков). Получаемые расчетом значения элементов русла (ширины, глубины и др.) необходимо регулярно сопоставлять с таковыми на устойчивых участках естественного русла этой реки. При обнаружении существенных расхождений значений элементов за проектированного и естественного русла проводят проверку за проектированного русла на размываемость или

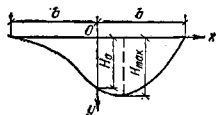


Рис. 32.6. Форма поперечного сечения русла на криволинейном участке трассы

размываемость или

определяют предельную глубину ожидаемого размыва. В последнем случае необходимо иметь в виду, что в ходе процесса размыва с увеличением глубины потока изменяются его скорость и продольный профиль его поверхности.

Одна из главных причин разрушения выправительных сооружений — размыв потоком дна русла у их основания. Устойчивость русла против размыва (как и устойчивость сооружения) будет обеспечена при соблюдении условия $v \leq v_{н}$, где v — скорость потока, обтекающего сооружение; $v_{н}$ — допустимая неразмывающая скорость (по нормативным документам).

Для определения скоростей потока в местах обтекания им выправительных сооружений, т. е. в наиболее опасных зонах, где возможен размыв, можно пользоваться приближенными формулами. Например, скорость у русловой части поперечного выправительного сооружения в период максимального стеснения русла при уровне, совпадающем с отметками гребня головы, можно определять по формуле, м/с:

$$v = v_6 [1 + (0,2 + l/B_6)^2], \quad (32.18)$$

где v_6 — средняя бытовая скорость в живом сечении потока в створе сооружения, м/с; l — проекция сооружения на плоскость поперечного сечения потока, м; B_6 — ширина бытового русла до возведения сооружения, м.

Проверка устойчивости запроектированного русла на незаносимость (незаиляемость) заключается в сравнении его поперечных размеров с критериями устойчивого русла по формулам (32.6) или (32.7), причем значения параметра A или коэффициентов k и m определяют применительно к данной реке.

В отношении донных наносов запроектированное русло должно удовлетворять условию $G \geq G_6$, т. е. транспортирующая способность запроектированного русла должна быть не меньше транспортирующей способности естественного (бытового) русла.

§ 155. РЕГУЛИРОВАНИЕ РУСЛ РЕК У ВОДОЗАБОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Обеспечение плановой подачи воды в канал при минимальном захвате донных наносов — такова задача регулирования водного потока у водозаборного сооружения. Решение этой задачи определяется условиями протекания потока вблизи водозабора. Обычно улучшение условий работы водозабора достигается проведением в речном русле в зоне водозабора комплекса регуляционных работ. В условиях бесплотинного и плотинного водозабора задачи и состав этих работ имеют свою специфику.

1. Регулирование русла при бесплотинном водозаборе. Мероприятия по улучшению условий работы бесплотинного водозабора должны обеспечивать: 1) отклонение движущихся донных наносов от берегового водозаборного сооружения, ибо, как показали многочисленные исследования, при боковом отводе воды из русла в естественных условиях донные наносы поступают в водозаборное сооружение с большей части ширины русла; 2) поддержание стрежня потока у водозабора, что особенно важно при неустойчивом положении динамической оси потока; 3) поддержание команд-

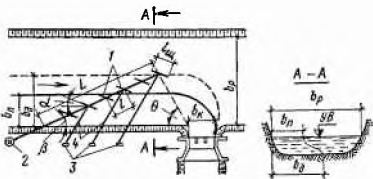


Рис. 32.7. Размещение струенаправляющей системы у бесплотинного водозаборного сооружения

1 — струенаправляющие щиты; 2 — ворот; 3 — лебедки; 4 — тросы



Рис. 32.8. Схема формирования русла в зоне гидроузла

1 — бытовой уровень воды; 2, 3 — подпорные уровни воды соответственно до и после заилении; 4 — плотина; 5, 6 — соответственно уровень воды и дно в конце периода размыва; 7, 8 — соответственно уровень воды и дно при последующем заилении; 9 — бытовое дно реки; 10 — наносные отложения

рис. 32.7 приняты следующие обозначения (по рекомендациям М. В. Потапова и его учеников):

α — угол между плоскостью щита и динамической осью потока, принимаемый в пределах $16-25^\circ$ (в среднем 20°); β — угол между направлением ветви системы и динамической осью потока, принимаемый в пределах $16-20^\circ$; θ — угол между перпендикуляром к направлению ветви системы и динамической осью потока, принимаемый в пределах $45-75^\circ$; $\theta=60^\circ$ при угле отвода 90° ; $\theta=75^\circ$ при отводе под тупым углом; $\theta=45^\circ$ при отводе под острым углом; b_d — ширина выноса системы, равная, по В. А. Шаумяну, $1,17 \times (k+0,4)$ [здесь $k=q_k/q_p$ — отношение удельных (погонных) расходов канала и реки, которые определяются по среднекадным расходам: $q_k=Q_k/b_k$ и $q_p=Q_p/b_p$; Q_k, Q_p, b_k, b_p — соответственно расходы и ширины по урезу канала и реки].

Из рис. 32.7 видно, что длина струнаправляющей системы $L = b_d / \sin \beta$. Для длины щита системы принята зависимость $l_{щ} = 0,6h / \sin \alpha \geq 1,5h$, где h — глубина потока. Полная высота щита $h'_{щ}$ принимается как сумма рабочей глубины его погружения и некоторого запаса над поверхностью воды, т. е. $h'_{щ} = 0,33h + 0,2$ м. Расстояние между щитами в системе, по В. А. Шаумяну, $l = (0,6 \dots 0,8) l_{щ} \sin \alpha / \sin \beta$, а число щитов $n = L/l$.

Второе требование удовлетворяют или выправлением русла, или срезкой выступа берега, или также установкой соответствующей струнаправляющей системы. Наиболее эффективно полное регулирование (выправление) русла на участке выше и ниже водозабора.

Третье требование удовлетворяют тремя путями: а) возведением длинной водозахватной дамбы (шпоры) — отметка уровня в створе водозаборного сооружения будет равна отметке уровня реки в створе конца шпоры; б) устройством коротких водозахватных шпор; в) возведении донных запруд или порогов в русле ниже по течению от водозаборного сооружения.

Возможно осуществление и других видов регуляционных работ в зависимости от конкретных условий.

2. Регулирование русла при плотинном водозаборе. Плотина, перерезающая русло, резко меняет естественный водный и наносный режим вследствие образования подпора в верхнем бьефе и перераспределения расходов. Это приводит к переформированию русла верхнего и нижнего бьефов (рис. 32.8).

В верхнем бьефе начинается интенсивное отложение наносов и повышение дна, обуславливающее блуждание потока здесь и распространение подпора вверх по течению реки; отметки дна русла у плотины могут подняться до отметок порога водослива, и он начнет работать как водослив с широким порогом, т. е. с меньшей пропускной способностью. Все это должно быть учтено при выборе отметок сооружений в верхнем бьефе.

В нижнем бьефе в начальный период эксплуатации гидроузла будет происходить размыв и опускание дна, так как через плотину проходит

переосветленный поток; этот процесс может идти длительное время, особенно при больших емкостях верхнего бьефа, причем понижение дна нижнего бьефа может распространяться далеко вниз по течению. Это приводит к увеличению напора на плотину и ухудшению сопряжения водослива с нижним бьефом.

При заилинии верхнего бьефа до порога водослива плотины наносы начинают транспортироваться транзитом в нижний бьеф в прежних размерах (как это было до возведения гидроузла), но так как транспортирующая способность потока уменьшилась, поскольку часть расхода из верхнего бьефа поступает в канал, с этого момента начинается отложение наносов в нижнем бьефе и повышение дна здесь, причем этот процесс может идти до отметок, превышающих прежние бытовые отметки дна, что приведет к повышению и уроне воды в нижнем бьефе, уменьшению напора на плотину и ухудшению работы промывных отверстий. В этих условиях возникает необходимость в проведении регуляционных работ как в верхнем, так и в нижнем бьефе.

Задача регулирования русла верхнего бьефа заключается в обеспечении устойчивого подхода реки к водозаборному сооружению с гидравлической структурой потока, создающей условия для поступления поверхностных слоев в водозабор, а донных в водосбросную часть узла. Кроме того, регулирование русла верхнего бьефа должно обеспечивать его устойчивость.

Задача регулирования русла нижнего бьефа заключается в обеспечении на первой (начальной) стадии эксплуатации гидроузла защиты против сильного размыва и опускания дна, а на второй стадии переформирования русла повышенной транспортирующей способности потока (спрямление русла для увеличения уклона, уменьшение шероховатости, придание поперечному сечению гидравлически невыгоднейшего очертания и т. д.). Особо сложные вопросы регулирования русла нижнего бьефа возникают при заборе большого расхода в реках, несущих большое количество наносов.

С. Т. Алтунин и И. А. Бузунов предлагают следующие основные рекомендации для регуляционных сооружений при плотинном водозаборе:

1) русла верхнего и нижнего бьефов, а также отводящего канала (водозабора) проектируют криволинейными в плане в виде сопрягающихся кривых с радиусами $R_{\max}=7B$ и $R_{\min}=3,5B$ [здесь R_{\max} — радиус кривизны русел верхнего и нижнего бьефов; R_{\min} — радиус кривизны русла отводящего канала (водозабора); B — ширина зарегулированного русла];

2) ширину зарегулированного русла B принимают по зависимости С. Т. Алтунина или В. Г. Глушкова для ширины устойчивого русла в плане при паводковом расходе обеспеченностью 3—10%. При этом учитывают, что расход нижнего бьефа уменьшается вследствие забора воды;

3) длины участков регулирования русла принимают в зависимости от типа водозабора: а) для одностороннего водозабора — в верхнем бьефе не менее (5—6) B_v , в нижнем бьефе не менее (4—5) B_n ; б) для двустороннего совмещенного водозабора — в верхнем бьефе не менее (6—8) B_v , в нижнем бьефе не менее (3—4) B_n ; в) для двустороннего несоединенного водозабора — в верхнем бьефе не менее (8—10) B_v , в нижнем бьефе не менее (4—5) B_n (здесь B_v и B_n — ширина устойчивого русла соответственно верхнего и нижнего бьефов);

4) в качестве регуляционных сооружений, ограничивающих контуры устойчивого русла верхнего и нижнего бьефов, используют продольные поперечные дамбы из местных материалов — камня или грунта; откосы проектируют с облицованными откосами (каменом или бетоном).

§ 156. СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ И ЭЛЕМЕНТЫ
КОНСТРУКЦИИ

1. **Строительные материалы.** Работы по регулированию русел, осуществляемые обычно на значительном протяжении реки, требуют большого количества материалов, как недорогих местных, пригодных к употреблению без особой предварительной обработки (грунтов, камня, хвороста, кольев, жердей и др.), так и индустриального характера: пиленого леса, металла, цемента и т. п.

Грунты широко применяют на многих видах регуляционных работ. Пески мелкие, средней крупности и крупные используют для намыва сооружений. Песчано-гравелистые грунты применяют как загрузочный материал для хворостяных сооружений; супесчаные и суглинистые грунты — для отсыпки дамб надводных частей сооружений; глинистые — для загрузки тюфяков и фашиной кладки. Торфяные грунты используют для заполнения промежутков между плетнями. Растительный грунт добавляют для улучшения прорастания и укоренения посадок, улучшения прорастания хворостяных выстилок и тюфяков; хорошим креплением надводной части береговых откосов служит дерн, его можно использовать и как загрузочный материал. Требования к грунтам регламентированы соответствующими нормативными документами [206, 209].

Камень с объемной массой не менее 1,7—2,2 т/м³, удовлетворяющий требованиям СНиП II-53-73, используют для создания тела сооружения (в виде наброски), загрузки частей сооружений, выполненных из хвороста и дерева, и облицовки поверхностей регуляционных сооружений. Пригоден камень булыжный, рваный, колотый, плитняк из любых пород, за исключением некоторых мергелистых известняков и глинистых песчаников, разрушающихся в воде и от морозов. Крупность камня выбирают в зависимости от скорости течения и назначения сооружения или его элементов. Мелкие фракции (щебень, гравий, хрящ) применяют как подстилающие слои при мощении земляных поверхностей, для устройства обратных фильтров, для загрузки габионов. В последние годы для загрузки тюфяков и крепления береговых откосов используют металлургические шлаки, чаще доменные. Здесь необходимо учитывать, что они имеют невысокую плотность (до 0,85 т/м³), способны увеличиваться в объеме при увлажнении, а сернистые соединения, содержащиеся в некоторых из них, губительно действуют на флору и фауну рек.

Хворост — это срубленные стволы молодых деревьев и кустарников (возрастом 2—5 лет), а также их крупные побеги. Он должен быть достаточно, прочным, прямым, гибким и вязким, иметь длину не менее 2 м, толщину в комле 4—5 см и небольшое количество боковых ветвей; при использовании в наносоудерживающих сооружениях он должен обладать, кроме того, способностью к прорастанию. Применяют хворост лиственных и хвойных пород. Наиболее удовлетворяет перечисленным требованиям хворост ивовых пород, имеющих очень много разновидностей (чернотал, белотал, козья ива, красная ива, желтолозник, краснотал, корзиночная ива и др.). Его используют для хворостяных сооружений и посадок. Хворост других лиственных пород (осины, ольхи, ясени, березы, орешника, тополя и др.) по качеству значительно хуже ивового; его используют для подводных частей сооружений и для временных сооружений, где нет необходимости в прорастании. Еще хуже по качеству хворост хвойных пород — он хрупок, ветви непрямоствольные, кучные; применяют его только для подводных частей сооружений. Для устройства надводных частей сооружений хворост заготавливают осенью (наиболее прочный), для других целей — зимой, летом.

Дерево (колья, жерди, бревна и др.) широко применяют в районах, богатых лесом. Колья используют для пришивки прутяных канатов и для устройства надводных плетней. Выполняют колья из твердых древесных пород, за исключением тех случаев, когда они должны прорастать; тогда колья делают из ивовых пород. Толщина кола в вершине должна быть не менее 5 см, длина — 1—1,2 м. Если колья предназначены для пришивки каната к грунту или к телу сооружения, на конце они должны иметь зацепку в виде сучка или зарубки, сделанной топором. Свайки — разновидности кольев — служат для пришивки тюфяков или фашинной кладки. Делают их распиловкой жердей свежесрубленных деревьев толщиной 8—12 см (елей, сосен или других твердых пород). Бревна применяют для устройства ряжей, сипаев; наиболее пригодны сосновые бревна. Доски, брусья и другие пиломатериалы используют с учетом обычных строительных требований.

Мох, солома, камыш, сеяные травы и другие растительные материалы также находят применение. Особо необходимо выделить вязальные материалы: вицы (молодой хвост ивовых пород, чаще всего прямой, без ветвей, толщиной до 1,25 см и длиной 1,5—2 м), используемые для вязки прутяных канатов и хворостяных сооружений (фашин); скрученное мочало (пеньковая каболка), используемое для вязки сеток из прутяных канатов и пучков хвороста при отсутствии виц.

Металл в виде гвоздей, болтов, скоб, арматуры железобетонных конструкций и проволоки (мягкой отожженной оцинкованной диаметром 1,5—6 мм) используют весьма широко для изготовления сеток, перевязки фашин, габионов.

Цемент применяют в качестве составной части бетона и грунтобетона (смеси 14—15% цемента, 70—72% песка и 14—15% глины). Допускается использование цемента относительно невысоких марок: 200, 250, 300, 400.

Битум марок БН-2 и БН-3 применяют в качестве одной из составляющих асфальтобетона и грунтоасфальта.

Асфальт, асфальтобетон, новые химические материалы (пластмассовые и бризольные покрытия, полимеризующиеся смолы, различные смеси и т. п.) находят все более широкое применение. Прочное водонепроницаемое монолитное покрытие откоса создается закачкой насосом в грунт силиката натрия и хлористого кальция, пропиткой поверхности грунта жидким или порошкообразным концентратом сульфитно-спиртовой барды с добавлением гелеобразующих веществ — хромового ангидрида, хромпиков (калиевого или натриевого). Неразрываемая поверхность откоса получается при пропитке ее различными смесями (битума и ортофосфорной кислоты, битумной эмульсии, сланцевой смолы и др.). Бризольные рулонные материалы, получаемые из отходов резины и битума и обладающие эластичностью, водостойкостью и водонепроницаемостью, можно использовать для покрытия подводных и надводных береговых откосов.

2. Простейшие конструкции.

Легкие фашины, прутяные канаты, тяжелые фашины. Конструкции фашин представлены на рис. 33.1. Перевязывают их вицами (легкие фашины) или проволокой. Прутяной канат — это разновидность легких фашин: он несколько тоньше в поперечнике (0,1—0,15 м), но длина его может быть очень большой; для него пригоден только прямой гибкий, свежей рубки, ивовый хвост. Применяют прутяной канат для соединения отдельных элементов хворостяных сооружений и изготовления хворостяных тюфяков. Разновидностью тяжелых фашин являются туры (плетеные из хвороста цилиндрические корзины) и карабуры — цилиндрическая конструкция, напоминающая рулет (по натянутой на земле через 0,5 м проволоке укладывают хвост или



Рис. 33.1. Фашины

а — легкая однокосельная; б — тяжелая двухкосельная; в — тяжелая (грузенная камнем)

камыш слоем 20—25 см, затем солому слоем 5—10 см, затем гальку или дерн либо грунт слоем 10—25 см, после чего все это свертывают в виде рулона и стягивают оставшимися концами проволоки).

Легкие тюфяки — это две сетки из прутяных канатов с ячейками 0,8—0,9 м, уложенные одна над другой и стянутые в узлах ячеек. Если между верхней и нижней сетками канатов укладывают три-четыре слоя хвороста во взаимно перпендикулярном направлении, то получают *хворостяной тюфяк*, а если легкие фашины, то — *фашинный тюфяк*. Размеры легких тюфяков: ширина 8—15 м, длина 30—60 м и более, толщина 0,5—1,5 м. После установки тюфяка на место его загружают (по периметру) камнем или мешками с грунтом. На 1 м² площади тюфяка толщиной 0,5 м требуется 0,12—0,16 м³ загрузочного материала.

Тяжелые тюфяки изготовляют из легких следующим образом. После укладки легкого тюфяка на место в его тело в узлах ячеек забивают колья и по ним делают плетневые клетки, которые заполняют камнем.

Хворостяные покрытия — это один-два слоя хвороста, уложенных на место, прошитых по диагоналям и периметру проволокой, а затем покрытых металлической сеткой с каменной пригрузкой. Сетку связывают с покрытием. Могут быть покрытия из одного ряда фашин (маты), скрепленные проволокой с тросами, натянутыми через 2—2,5 м.

Хворостяная выстилка делается из слоя хвороста толщиной 10—20 см; она может быть сделана также из легких фашин. Поверх выстилки в поперечном направлении к хворосту через 0,6—1 м друг от друга кладут прутяные канаты, пришиваемые к грунту кольями с зацепкой.

Каменно-хворостяная выстилка — это перемежающиеся слои хвороста и камня (или гальки) с уложенными поверху прутяными канатами, прибитыми к нижним слоям выстилки.

Плетневые заборы представляют собой ряды кольев, забитых в грунт на (1,2—1,8) *h* (здесь *h* — глубина потока), с заплеткой из хвороста. Они могут быть однорядными, с подкосами и двухрядными; иногда для предотвращения подмыва в основание кладут хворостяную выстилку.

Фашинная кладка весьма широко распространена при выправительных работах. Существует много схем укладки фашин, некоторые из них представлены на рис. 33.2.

Сипай представляют собой пирамиды из трех-четырёх бревен ($d=10 \dots 18$ см), пластин или четвертин («ног»), связанных сверху проволокой, с обвязкой из жердей, соединенных с «ногами» также проволокой; на обвязку кладут решетчатый пол, а на нее — хворост, на который насыпают пригрузку. Под давлением пригрузки сипай прочно садится на дно потока. Из сипаев делают береговые опояски (один или иногда два ряда сипаев), буны, дамбы и поля шероховатости (в последнем случае сипай располагают в шахматном порядке).

Бетонные и железобетонные конструкции используют в качестве монолитных, опускаемых на дно укрепляемого участка, или в виде сборных элементов, монтируемых на месте укладки, или в

виде плит, тюфяков из плит, тетраэдров, тетраподов и др. Это наиболее дорогие сооружения из перечисленных.

Ряжи и деревянные или из бетонных (железобетонных) элементов используют при возведении особо ответственных сооружений.

Металлическая сетка, применяемая весьма широко, выполняется из мягкой оцинкованной проволоки ($d=2..3$ мм) с квадратными или шестиугольными ячейками размером от 2 до 50 см. Сетка с мелкими ячейками служит для защиты от вымыва гравелистых, галечных и крупнопесчаных грунтов; при защите от вымыва мелких грунтов сетку загушают хвостом.

Габионы представляют собой ящики прямоугольной или цилиндрической формы из металлической оцинкованной сетки. На месте укладки их заполняют камнем вручную. Из габионов делают тюфяки, которые при подмыве грунта легко деформируются (опускаются) и защищают грунт от дальнейшего размыва.

Гибкие сетчатые покрывала предназначены для защиты от вымыва частиц мелкозернистого грунта, слагающего берег. Размеры покрывала: ширина 2 м, длина 5—10 м, толщина 0,1—0,15 м. Их выполняют из мелкого щебня и камня, прикрытого сверху сеткой, закрепленной по периметру кольями.

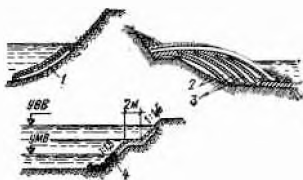


Рис. 33.2. Схемы сооружений из фашинной кладки

1 — фашинный тюфяк; 2 — два ряда фашин; 3 — грунт засыпки; 4 — тяжелые фашинны

§ 157. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К СООРУЖЕНИЯМ И ИХ КЛАССИФИКАЦИЯ

К регуляционным сооружениям предъявляют следующие требования:

1) устойчивость креплений против размыва. Общепринятых норм для различных креплений не имеется, поэтому можно пользоваться данными табл. 33.1, составленной по материалам М. М. Гришина и М. Ф. Срибногo;

2) устойчивость сооружений против воздействия ледохода и ледостава. Наиболее опасен подъем льда, вмерзшего в сооружение; уже первая

Таблица 33.1

Вид крепления берегов	Средняя допустимая скорость потока, м/с	Влекущая сила $S=yJh$, кгс/см ²
Засев откоса травой	—	1
Одерновка откоса плащмя	0,4—1,4	—
То же, в стенку	1,5—2,2	—
Посадка ивы	—	2—3*
Хворостяная выстилка	1,5—2	3—5
Хворостяной (фашинный) тюфяк	2,5—3	3—7
Плетневый забор, параллельный течению или располженный под небольшим углом к нему	0,7—1,5**	5
Плетневые клетки с галечной засыпкой	1—1,5	10—12
Асфальтовые покрытия	5—8	—
Асфальтобетон	3—5	—
Грунтоасфальт	1,5—2,5	—
Свайные опояски	4	8—16
Шпунтовые опояски	—	20—24
Ряжи	5,5	100—150

* После разрастания ивы 5 кгс/см².

** В зависимости от высоты и конструкции забора (наличие подкосов, выстилки и др.).

где подвижка приводит к выдиранию части крепления. Для удовлетворения этого требования применяют особо прочные одежды на уровне ледостава и используют легко- и быстроремонтируемые крепления (каменную наброску, мощение);

3) устойчивость сооружений против сдвига и опрокидывания. Этому требованию удовлетворяют большинство сооружений распластанной формы; сооружения, работающие как подпорные стены, обязательно должны быть рассчитаны;

4) обеспечение связности отдельных частей сооружения, недопущение их разрыва при осадках, крене и пр. Соблюдение этого требования весьма важно, так как из-за специфичности регуляционных работ сооружения возводят без специальной подготовки основания;

5) обеспечение защиты от вымыва грунта основания через тело сооружения. Предотвратить вымыв грунта обычно позволяет устройство обратных фильтров и хворостяной выстилки с добавкой камыша;

6) сопротивляемость сооружений загниванию в условиях переменного смачивания.

С помощью регуляционных сооружений осуществляют регулирование русл двух видов:

1) *полное или общее* — обеспечение с помощью различных сооружений нормальной или повышенной устойчивости русла на всем протяжении реки. Его осуществляют, как правило, на небольших реках, так как на больших оно требует значительных затрат средств и времени;

2) *частичное* — также обеспечение устойчивого русла на всем протяжении реки (или значительной ее части), но с проведением регуляционных работ по частям (участкам) в определенной последовательности согласно общему плану водохозяйственного использования реки.

Регуляционные работы и сооружения классифицируют по ряду признаков.

На больших и средних реках в зависимости от характерных особенностей водосбора и русла можно подразделить *регуляционные работы* по территориальному признаку: а) *мероприятия на водосборной площади* (например, по борьбе с эрозией), б) *работы в верхнем течении* по борьбе с глубинной эрозией; в) *работы в среднем течении* по борьбе с боковой эрозией; г) *работы в нижнем течении* по предотвращению отложения наносов в русле или по ликвидации отложений их; д) *работы в русле*; е) *работы на пойме* (например, по предотвращению занесения ее песком).

Регуляционные сооружения, служащие для регулирования русловой деятельности потока в нужном для хозяйственной деятельности человека направлении, по назначению могут быть подразделены на две группы: 1) обеспечивающие необходимый режим уровня в реке-водоприемнике для осушения, водоснабжения, судоходства, лесосплава и т. д.; 2) обеспечивающие защиту от затопления, подтопления, размыва паводковыми водами берегов, культурных пахотных земель, пойменных лугов, сооружений, строений, мостов, территорий населенных мест, промышленных и других предприятий и т. п.

По принципиальным конструктивным особенностям и характеру воздействия на поток регуляционные сооружения делят на три группы: 1) *массивные* — воздействующие на поток всей своей массой, отклоняя его от защищаемого участка русла или берега; 2) *сквозные или заилители* — пропускающие через себя в отличие от массивных часть расхода потока, что приводит к перераспределению его расходов и скоростей, осаждению в пространстве между сооружениями наносов и формированию русла заданного очертания; 3) *струенаправляющие* — вызывающие изменение внутренней структуры потока и возникновение поперечных циркуляционных течений, что позволяет

управлять движением и отложением донных наносов, формируя элементы русла в нужном направлении.

По характеру расположения в потоке относительно его динамической оси регуляционные сооружения делят на две группы: 1) *продольные* — располагаемые вдоль кромки берега или вдоль проектируемой береговой линии; взаимодействуют с потоком лишь по их длине; 2) *поперечные* — располагаемые под прямым или острым углом к динамической оси потока; их воздействие на поток активнее: они стесняют его, создают в нем добавочные сопротивления, резко изменяют его кинематическую структуру и приводят к значительным деформациям русла. Зона влияния этих сооружений обычно превышает их длину в несколько раз. Очень часто экономически выгодно комбинированное использование продольных и поперечных сооружений.

По сроку службы регуляционные сооружения бывают *постоянные* (рассчитанные на длительный срок службы) и *временные* (возводимые для временного регулирования или ликвидации аварийного состояния — подмыва или размыва берега).

По степени водопроницаемости регуляционные сооружения подразделяют на *водонепроницаемые* (держащие напор) или монолитные и *водопроницаемые*.

В зависимости от регулируемых уровней в реке, а следовательно, и типа регулируемого русла регуляционные сооружения бывают *паводковые* и *меженные*.

По роду строительных материалов и деталей регуляционные сооружения и их конструкции бывают плетневые, в виде ивовых посадок, хворостяные, из фашинной кладки, фашинно-кольевые, ветвистые, грунтовые, из каменной наброски, сухой кладки, деревянные (щитовые, ряжевые, свайные и т. п.), бетонные и железобетонные, металлические, грунтовые с соответствующими покрытиями (химически, пленочными и т. д.).

В речном транспорте используют классификацию регуляционных сооружений по конструктивным признакам, разделяя их на пять групп: 1) *дамбы* (валы), располагаемые вдоль кромки береговой линии для защиты пойм от затопления, в верхних и нижних бьефах плотинных гидроузлов как струенаправляющие сооружения, в руслах для ограждения от волнения акваторий портов и затонов; 2) *запруды* — поперечные сооружения по всей ширине речного потока для частичного или полного перекрытия сквозного течения на данном участке; 3) *полузапруды (буны)* — поперечные сооружения, сопрягаемые с одним берегом, отклоняющие динамическую ось потока от берега, что приводит к углублению русла; 4) *берего- и дноукрепительные сооружения*; 5) *сооружения, не примыкающие к берегам*; это в основном щитовые сооружения, например располагаемые в русле для защиты землечерпательной прорези от занесения.

Имеются классификации и по другим признакам, но они в какой-то мере повторяют приведенные.

§ 158. МАССИВНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Массивные сооружения рассчитаны на длительный срок службы. Они бывают, как и многие другие регуляционные сооружения, затопляемыми и незатопляемыми — для регулирования или только меженного уровня или всех уровней, включая паводковые. По характеру расположения в русле массивные сооружения подразделяют на продольные (дамбы, валы и пр.) и поперечные: полузапруды (буны и шпоры), запруды (сооружения, пересекающие русло перпендикулярно его оси или под углом к ней), донные (донные запруды и полузапруды, пороги). Тип и конструкцию сооружения выбирают в зависимости от назначения, наличия строительных материалов для их возведения и эксплуатацион-

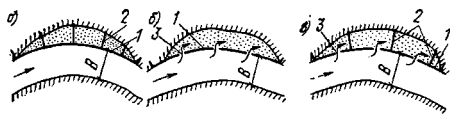


Рис. 33.3. Расположение в плане дамб

а — затопляемой с траверсами; б — незатопляемой с отверстиями; в — в виде глаголеобразных буны; 1 — струенаправляющая дамба; 2 — траверсы; 3 — отверстия

ных особенностей (глубин и скоростей потока, условий ледостава и ледохода и др.). Массивные сооружения могут быть выполнены из грунта, каменной наброски, фашинной кладки, тюфяков либо из нескольких видов материалов.

Продольные массивные сооружения (дамбы), располагаемые вдоль потока, могут быть прямолинейными или криволинейными в плане. Своими концевыми частями (корнями) они примыкают или к берегу, или к острову (осередку), или к побочно в зависимости от планового расположения выправительной трассы.

По назначению различают дамбы: а) служащие частью береговой линии; б) отклоняющие динамическую ось потока из русловой части на пойму, в затонные части русла, в побочные протоки; в) перекрывающие (полностью или частично) вход в рукава многорукавного русла; г) оказывающие регулирующее воздействие на поток в месте его деления или слияния.

По выполняемым функциям различают дамбы: а) *оградительные береговые*, возводимые на пойме или на границе русла и поймы для защиты поймы от затопления паводковыми водами; б) *оградительные русловые*, возводимые в русле для ограждения акваторий портов и затонов от воздействия волнобоя, ледохода и др.; г) *струенаправляющие*, возводимые в верхних и нижних бьефах гидроузлов для обеспечения нормального подхода потока к узлу и плавного сопряжения его с нерегулируемым руслом, а также на других участках русла с целью активного воздействия на направление течения.

При большой длине дамб с целью ослабления или ликвидации течений, которые могут возникнуть между ними и берегом, устраивают либо траверсы (при затопляемых дамбах), либо отверстия в дамбах, либо глаголеобразные буны (рис. 33.3). Пространство между дамбами и берегом в процессе работы дамб будет заилиться (заноситься) наносами.

Поперечное сечение насыпных и намывных земляных дамб проектируют в соответствии с основными принципами проектирования земляных плотин [206]. При этом следует иметь в виду особенности дамб, например необходимость устройства прочного крепления их откосов и гребня вследствие слабой сопротивляемости грунта волновым воздействиям и течению, возможность подмыва основания руслового откоса дамбы. В ряде случаев стоимость креплений откосов и гребня может превысить стоимость намыва тела дамбы.

В последние годы при возведении дамб находят применение дренажные фильтры из искусственных минеральных волокнистых материалов рулонного типа, изготавливаемые промышленным способом. Производительность работ по их укладке под крепление откоса дамбы проще, чем отсыпка двух-, трехслойного обратного фильтра. Их можно использовать как обратные фильтры и в других сооружениях, например рис-бермах.

Поперечное сечение дамб из каменной наброски выполняют также трапецеидальным; стоимость этих дамб выше, чем земляных. Более подробно с конструкциями дамб из различных материалов можно ознакомиться по специальной литературе [54, 103].

Поперечные массивные сооружения располагают под прямым (или близким к прямому) углом к потоку.

Полузапруды в зависимости от высоты бывают *донные* (находятся всегда под водой), защищающие от размыва основания береговых

сооружений — дамб, береговых одежд, а также обеспечивающие отклонение от вогнутого берега линии наибольших глубин; *меженные* (находятся в затопленном состоянии во время паводков и работают как незатопленные в период средневисокой межени), выполняющие задачу защиты берега от размыва и регулирования меженного русла и *паводковые* (незатопляемые при всех уровнях), обеспечивающие защиту берега от размыва и регулирование русловых процессов как в меженном, так и в паводковом русле. Полузапруды бывают длинные (*буны*) и короткие (*шпоры*). С. Т. Алтунин и И. А. Бузунов предлагают называть шпорами поперечные сооружения, удовлетворяющие условию $L \leq 0,33B$, где L — длина полузапруды; B — ширина устойчивого русла или выправительной трассы.

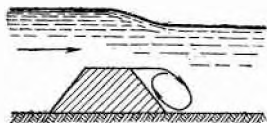


Рис. 33.4. Водяной валец за буной

Одиночные полузапруды обычно не применяют. Расстояние между полузапрудами назначают из следующих условий: необходимость закрепления положения выправительной трассы достаточным числом точек (голов) и недопустимость возникновения интенсивных течений в зонах между сооружениями (межбунных пространствах). Первое условие удовлетворяется, если в среднем расстояние между полузапрудами $b \approx 0,7B$. Для вогнутых берегов и коротких полузапруд необходимо $b = 0,35B$, для выпуклых берегов и длинных бун — $b = 1,5B$. Второе условие выполняется, если $b = (1...1,5) L$. Имеются и другие зависимости для назначения расстояний между сооружениями.

При переливе потока через полузапруду (рис. 33.4) за ней образуется водяной валец, обладающий повышенной транспортирующей способностью в отношении донных наносов. В связи с этим для обеспечения интенсивного занесения межбунных пространств рекомендуется одна из двух следующих схем расположения бун по отношению к потоку (рис. 33.5): 1) с направлением их вдоль потока («пошерстное») — при незатопляемых бунах; 2) с направлением их против потока («противошерстное») — при затопляемых бунах.

Поперечное сечение полузапруд выполняют в виде трапеции, элементы которой (ширину гребня, заложение откосов) принимают в зависимости от условий работы сооружения — скорости течения, воздействия льда и ледохода, материала сооружения. Уклон вдоль гребня полузапруды от берега к руслу обеспечивает постепенное увеличение сечения русла выправляемого участка по мере подъема уровня воды, и наоборот. На прибрежном участке буны уклон вдоль ее гребня принимают в пределах $1 : 10 - 1 : 25$, а в русловой (основной) части — $1 : 100 - 1 : 300$.

Наиболее ответственные части полузапруд — корни (места сопряжения с берегом) и головы (концевые части в русле). Прочное соединение корневой части с берегом обеспечивается ее врезкой в берег на 2—6 м в плане (иногда и более), прочной заделкой прикорневой части сооружения в берег (особенно, если берег сложен легкоразмываемыми грунтами), приданием гребню большего уклона, укреплением берега выше по течению от буны не менее чем на 10 м и ниже по течению на 15 м. При незатопляемых бунах отметку верхней части креплений откосов принимают на 0,5—0,7 м выше УВВ, при затопляемых крепление устраивают до гребня с выпуском полосы шириной 2—2,5 м за гребень. Усиление головной части достигается путем создания более массивной ее конструкции, увеличения ширины гребня, уположения и устройства более прочного крепления откосов, а также укладки более прочного тюфяка в ее основании. Заложение откосов головы $1 : 3 - 1 : 5$; тюфяк выпускают за пределы сооружения на 8—15 м в сторону русла, на 5 м вверх по течению и на 8—10 м с низовой стороны. В основание полузапруды



Рис. 33.5. Схемы расположения бун в потоке

а — «пошерстное»; б — «противошерстное»; 1 — участки размыва; 2 — участки отложения наносов и каменной наброски

Средняя высота полузапруд может быть определена графоаналитическим способом [54]. Ширину гребня полузапруды определяют из условия обеспечения его прочности при воздействии на него ледяного поля. Расположение полузапруд и их высоты обычно назначают на основе лабораторных исследований.

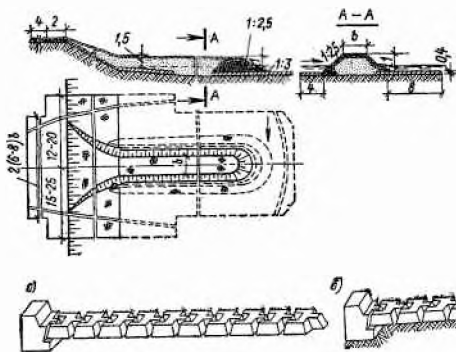


Рис. 33.6. Бунa из грунта и каменной наброски в голове с креплением гребня и откосов мощением

Рис. 33.7. Сборная гибкая полузапруда из железобетонных элементов

а — общий вид; б — вид после подмыва основания

Запруда служит для закрытия рукава или протока в целях поддержания необходимых глубин в основном русле. Поперечное сечение трапециевидное. Возводят запруды из грунта, каменной наброски, фашинной кладки, тюфяков и смешанной конструкции.

Донные полузапруды и запруды применяют с целью воздействия на поток в придонном слое путем создания как бы повышенной шероховатости для предотвращения размыва. Донные полузапруды применяют также для отодвигания линии наибольших глубин от защищаемого берега.

Донные пороги устанавливают в толщу дна в специально подготовленные поперечные траншеи с целью стабилизации, закрепления отметок дна русла там, где ожидается размыв.

§ 159. СКВОЗНЫЕ И СТРУЕНАПРАВЛЯЮЩИЕ СООРУЖЕНИЯ

Сквозные сооружения. Принцип их работы легко понять, если представить себе, что в русле реки у одного из берегов установлено сквозное сооружение в виде поперечной преграды (ряд свай или ветвистая завеса) (рис. 33.8). Сквозная преграда, создавая перед собой подпор, отклоняет часть расхода потока в свободную, нестесненную часть русла, т. е. перераспределяет расход по поперечному сечению. Через преграду поток проходит со скоростями, несколько превышающими среднюю скорость потока, а по выходе из преграды (завесы)

скорости потока резко падают и находящиеся в нем наносы осаждаются на дно. Эту особенность работы сквозных сооружений — осаждение наносов за ними или в пространствах между рядами завес — широко используют в регуляционных работах. Сквозные сооружения, или заилители, можно располагать в потоке поперек русла в виде

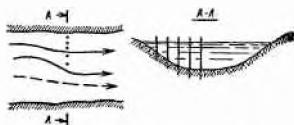


Рис. 33.8. Свайная сквозная преграда

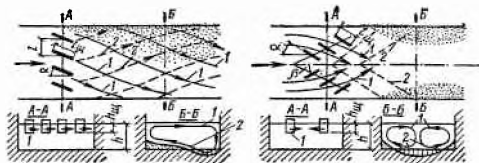


Рис. 33.9. Взаимодействие потока с руслом при установке в нем струенаправляющих систем

1 — поверхностные токи; 2 — донные токи

рядов — завес, вдоль берега или в виде полей шероховатости — по площади. По конструкции сквозные сооружения весьма разнообразны. Их основные типы: ветвистые, свайные, щитовые, сетчатые, свайно-хворостяные и стержневые. Ветвистые, свайно-хворостяные, свайные и щитовые сквозные сооружения применяют в районах, богатых лесом; сетчатые из металлической проволоки используют на реках, содержащих значительное количество наносов и обладающих подвижным дном. Детально с конструкциями сквозных сооружений можно ознакомиться по специальной литературе [146].

Гидравлический расчет сквозных сооружений заключается в определении перепада уровней перед и за поперечной сквозной преградой, а также глубины размыва в створе сооружения. Подробно с ним можно ознакомиться в работе С. Т. Алтунина [9].

Струенаправляющие сооружения широко применяют при регулировании русел рек, несущих большое количество наносов. Их применение основано на использовании метода искусственной поперечной циркуляции, разработанного и предложенного М. В. Поталовым. Если в наносонесущем потоке с размываемым дном установить систему плавучих щитов под определенным углом к течению потока (рис. 33.9), то они будут отклонять поверхностные токи к одному берегу, а донные — к противоположному. Образующееся винтовое движение обладает повышенной транспортирующей способностью в отношении донных наносов, а также способностью к размыву дна и берега в зоне нисходящих токов (на приведенной схеме справа). Если вместо поверхностных щитов установить донные, то направление винтового движения изменится на обратное и соответственно изменятся процессы руслоформирования.

В результате исследований, проведенных как М. В. Поталовым, так и его учениками и последователями, получены рекомендации по основным размерам струенаправляющих систем, изложенные в гл. 32.

Поверхностные струенаправляющие системы бывают двух видов: стационарные и плавучие. Такие системы можно применять: а) для защиты берега от размыва; б) для осевого размыва дна потока; в) для предотвращения попадания донных наносов в головное водозаборное сооружение; г) для предохранения мостовых опор от подмыва; д) для борьбы со струйностью потока в охлаждающих прудах ТЭЦ и на реках и во многих других случаях.

В работах М. В. Поталова можно подробно ознакомиться с конструкциями как поверхностных, так и донных струенаправляющих сооружений [146].

ГЛАВА 34

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О РЕЧНЫХ ВОДОЗАБОРНЫХ СООРУЖЕНИЯХ

§ 160. УСЛОВИЯ ПРИМЕНЕНИЯ И КЛАССИФИКАЦИЯ

1. Понятие о водозаборах. Источники воды, используемые для хозяйственных и питьевых целей, многообразны. Это — реки в их естественном состоянии, водохранилища на реках и сухих балках, озера, пруды, грунтовые воды и пр. Каждый источник, из которого забирают воду, оборудуют тем или иным водозаборным сооружением или приспособлением, подающим воду в водоводы или непосредственно потребителю.

Различают водозаборные сооружения (сокращенно водозаборы) с самотечной подачей воды и с машинным подъемом. В дальнейшем будут рассмотрены гидротехнические сооружения, предназначенные для забора воды из водотоков или водоемов (водохранилищ), только с самотечной подачей воды в водоводы — магистральные или деривационные каналы, а в отдельных случаях лотки и туннели. Для сокращения все они будут называться каналами. Такие водозаборные сооружения применимы для орошения, обводнения и деривационных гидроэлектростанций, а также при самотечной подаче воды и другим потребителям, например тепловым и атомным электростанциям, и в отдельных случаях для хозяйственно-питьевого водоснабжения.

2. Классификация водозаборов.

Нормативной классификации речных водозаборных сооружений нет. В СНиП [208] имеется только указание, что они подразделяются на *бесплотинные* и *плотинные*. Этот признак и будет положен в основу дальнейшего рассмотрения водозаборов. Кроме того, плотинные водозаборы принято классифицировать по гидравлической структуре потока, оказывающей влияние на поступление донных наносов через водозаборные сооружения. Исходя из этого признака различают *боковые*, *фронтальные* и *глубинные* плотинные водозаборы.

3. Задачи водозаборов. К водозаборам любого типа предъявляют следующие требования:

1) обеспечение бесперебойного забора воды из источника (реки) в количестве, отвечающем графику водопотребления;

2) обеспечение защиты водозаборных сооружений, а также каналов за ними от засорения плавающими телами, донными наносами, льдом, мусором и т. д.;

3) исключение чрезмерных потерь напора при пропуске воды через водозаборные сооружения;

4) обеспечение возможности отключения всего водозаборного сооружения и его отдельных элементов на время чистки, промывки, ремонта и в случае аварии;

5) обеспечение рыбоохраны с помощью рыбозащитных и рыбоуправляющих устройств.

В отдельных случаях к водозаборным сооружениям предъявляют специальные требования, например забор воды из слоев с минимальной

температурой или наибольшей плотностью (устройство *селективных водозаборов*).

Кроме того, сооружения и части их, входящие в водозаборный гидрозел, должны удовлетворять общим требованиям, предъявляемым к гидротехническим сооружениям в отношении прочности, устойчивости, долговечности и удобству эксплуатации (см. главы 7 и 8).

4. Односторонние и двусторонние водозаборы. Орошаемые площади, а также другие потребители воды могут располагаться с одной стороны или с обеих сторон источника (реки). Двусторонняя подача воды может быть осуществлена двумя самостоятельными водозаборными сооружениями (двусторонний водозабор) или одним водозаборным сооружением с последующим перемещением части воды на другой берег с помощью дюзера, прокладываемого в теле водосбросной плотины, или с помощью акведука через реку, располагаемого в нижнем бьефе гидрозела (односторонний водозабор). Односторонний водозабор с подачей воды на два берега целесообразно применять на реках с большим количеством донных наносов, так как он упрощает борьбу с ними. Устраивая за водозабором на берегу наносоперехватывающие устройства, например песколовку И. К. Никитина, можно исключить поступление крупных наносов в каналы.

5. Особенности ирригационных водозаборов. Расходы воды, подаваемой на орошение, как правило, значительно больше расходов воды, используемой другими отраслями народного хозяйства. Так, расход ирригационного водозабора Каракумского канала в перспективе достигнет 1000 м³/с.

Условие обеспечения командования над орошаемой площадью при самотечной подаче воды на поля требует минимальных потерь напора, в том числе и при пропуске воды через водозаборные сооружения. Учитывая это, гидравлическую схему истечения через сооружение принимают с подтоплением.

Источники (реки), используемые в ирригации, как правило, имеют ледниковое питание. В связи с этим график водопотребления при наложении на гидрограф реки вписывается в него и необходимость устройства водохранилища для сезонного регулирования стока исключается*. Назначение ирригационных гидрозелов на таких реках сводится лишь к созданию подпорного уровня, необходимого для обеспечения подачи воды в каналы.

Реки, из которых забирается вода на орошение, в подавляющем большинстве случаев несут много взвешенных наносов и перемещают значительное количество донных наносов. Задача водозаборных узлов состоит в предотвращении попадания донных наносов в каналы и направлении их к водосбросным пролетам плотины для сброса в нижний бьеф. Взвешенные наносы беспрепятственно поступают в канал, и борьба с ними ведется путем их осаждения в отстойниках, размещаемых за водозаборными сооружениями, реже перед ними.

6. Коэффициент водозабора. Отбор воды водозаборными сооружениями характеризуется коэффициентом водозабора (коэффициентом водозабора), представляющим собой отношение расхода, забираемого каналом, к расходу водосточника (реки). Коэффициент водозабора оказывает существенное влияние на поступление донных наносов в каналы. Числовое значение коэффициента водозабора колеблется в больших пределах; в отдельных случаях он достигает единицы — весь расход водосточника (реки) забирается водозаборным сооружением. Значительное изменение коэффициента водозабора обусловлено непостоянством расхода водосточника (реки), в то время как расход воды на потребление

* Применение емких водохранилищ на реках с ледниковым питанием повышает коэффициент использования стока.

изменяется незначительно. Для рек Средней Азии и Кавказа отношение максимальных расходов к минимальным составляет 100 и более.

7. Использование поперечной циркуляции в водозаборах. Поперечная циркуляция, практическое приложение которой в гидротехнике обосновал проф. М. В. Потапов, — мощное средство для предотвращения попадания донных наносов в водозаборные сооружения.

Поперечная циркуляция возникает в естественных условиях протекания потока в русле реки или создается искусственно. Во всех случаях ее использования должны быть созданы условия, при которых донные струи в потоке вместе с влекомыми донными наносами отклоняются от водозаборного сооружения, а поверхностные слои потока, менее насыщенные наносами, направляются к его пролетам.

Поперечная циркуляция в потоке может быть создана в следующих случаях: 1) в криволинейном естественном или искусственном русле на подходе к водозабору; 2) при боковом водозаборе; 3) когда в водозаборных отверстиях удельные расходы меньше, чем в водосбросных; 4) при обтекании вертикально поставленной преграды; 5) при использовании систем поперечной циркуляции проф. М. В. Потапова (см. главы 37 и 38); 6) при использовании порогов переменной высоты.

Правильно используя тот или иной вид поперечной циркуляции, можно значительно сократить, а в некоторых случаях практически исключить поступление донных наносов в водозаборные сооружения.

§ 161. ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К ВОДОЗАБОРАМ

1. Регулирование расходов, подаваемых в канал. Расходы, подаваемые потребителю, изменяются во времени. Для ирригации расходы в канале у водозаборного сооружения определяются укомплектованным графиком гидромодуля с учетом КПД системы. К особенностям графика гидромодуля относятся непостоянство ординат, разрывы в вегетационный и осенний периоды, отсутствие потребления в холодный период года. Переменность расходов, подаваемых потребителю, а также изменение уровней воды в верхнем бьефе гидроузлов обуславливают необходимость регулирования расходов в водозаборных сооружениях с помощью затворов. В отдельных случаях через водозаборные сооружения может поступать расход, превышающий расход потребления. Для предотвращения переполнения каналов излишек воды сбрасывают в нижний бьеф через автоматические водосливы, сифоны и другие устройства, расположенные за водозаборным сооружением.

2. Установление отметок НПУ и ФПУ. В плотинных гидроузлах в верхнем бьефе задают два фиксированных уровня — НПУ и ФПУ. Гораздо реже ограничиваются только НПУ, совмещая его с ФПУ. В нижнем бьефе уровни воды постоянно меняются и определяются по кривой связи $Q=f(h)$.

Постоянство НПУ обеспечивается путем маневрирования затворами водосбросной плотины. При этом следует иметь в виду, что из-за некоторого запаздывания в маневрировании возникает некоторая форсировка уровней воды при увеличении любых расходов реки. Особенно это заметно во время быстро наступающих паводков ливневого характера. Это обстоятельство необходимо учитывать, если ФПУ не задан.

Отметку ФПУ обычно назначают выше отметки НПУ в пределах до 2 м, в редких случаях больше. При этом уровне пропускают максимальные расчетные расходы реки через водосбросные пролеты плотины. Поскольку такие расходы повторяются редко, соответственно и ФПУ наблюдается также редко. Однако его можно создать при любых расходах реки, маневрируя соответствующим образом затворами. При ФПУ скорости в промывных отверстиях гидроузла должны обеспечивать транспортирование крупных донных наносов.

3. Местоположение водозаборов. Реки в естественном состоянии имеют прямолинейные и криволинейные участки. Некоторые типы водозаборов располагают только на криволинейных участках, другие — только на прямолинейных. Имеются водозаборы, для которых вид участка реки не играет роли.

Криволинейные участки реки или искусственно созданные криволинейные подводящие русла благоприятны для размещения как бесплотинных, так и плотинных водозаборов. Возникающая на таких участках поперечная циркуляция используется для предотвращения попадания донных наносов в каналы. Водозаборное сооружение располагают на вогнутом берегу, вдоль которого устойчиво держится стрежень потока, создается максимальная глубина и проявляется в наибольшей степени поперечная циркуляция.

4. Размывы в верхнем бьефе. Речные водозаборные узлы ирригационного типа возводят, как правило, низконапорными. Ширина потока воды при подходе к водосбросному фронту плотины в таких узлах меньше ширины потока в естественном русле. В связи с этим удельные расходы у гидроузла возрастают, следовательно, увеличиваются и скорости, очень часто превышая неразмывающие для неукрепленных нескальных грунтов.

Для предохранения сооружений водозаборного узла от подмыва в верхнем бьефе предусматривают крепление, исключающее их деформации. В понурной части крепление выполняют таким же, как и в нижнем бьефе при переходе от рисбермы к неукрепленному руслу. Подмыву в верхнем бьефе подвержены руслорегулирующие дамбы и коренные берега реки на длине зарегулированного русла. Для исключения их подмыва крепление откосов дамб и берега продолжают ниже возможной глубины размыва или устраивают вертикальные стенки, например шпунтовые.

Дно подводящего зарегулированного русла верхнего бьефа гидроузла постоянно будет менять свое положение. При пропуске максимальных расходов оно будет размываться, а при пропуске минимальных — заилиться. Конструкция крепления должна исключить подмыв сооружений при пропуске любых расходов реки.

5. Пропуск максимальных расходов. В плотинных гидроузлах при пропуске расчетных максимальных расходов открывают все отверстия, способные сбрасывать (пропускать) воду из верхнего бьефа в нижний. Это условие кладется в основу гидравлических расчетов для определения длины водосбросного фронта. При наличии нескольких неоднотипных пролетов расчет ведут по принципу независимой работы каждого из них с последующим суммированием расходов, пропускаемых ими. Положение порогов водопропускных отверстий в плотине обычно определяется типом водозабора.

Гидравлический расчет водосбросной плотины, как правило, ведут на заданные удельные расходы, или, что то же самое, при известной глубине воды на пороге водослива (см. гл. 19). В гидроузлах ирригационного типа удельные расходы обычно принимают в пределах 8—15 м²/с в зависимости от грунтов, расположенных в основании за рисбермой. Меньшее значение удельных расходов относится к легкоразмываемым грунтам, большее — к плотным. Указанные значения удельных расходов не являются нормативными — это результат обобщения опыта проектирования. Отклонение от рекомендованных значений допускается, тем более для скальных пород. Однако иногда компоновочными и эксплуатационными условиями диктуются пониженные значения удельных расходов.

При определении длины водосбросного фронта и пролетов плотины в водозаборных гидроузлах необходимо учитывать пропуск льда, шуги и других плавающих тел. Небольшие пролеты могут послужить причи-

ной затора в связи с невозможностью пропуска через них бревен, деревьев, карчей, часто перемещаемых водным потоком. Исходя из этого не рекомендуется принимать пролеты меньше 6 м.

6. Расчеты сооружений. Все сооружения гидроузла и отдельные их части подвергают расчетам, в основном статическим, фильтрационным и гидравлическим, а в некоторых случаях и специальным. На основе статических расчетов определяют прочность и устойчивость сооружений гидроузла с учетом их термонапряженного состояния. Такие расчеты проводят по общепринятой методике для бетонных и железобетонных конструкций (см. главы 7 и 8). Гидравлические расчеты условно можно разделить на две части. В первой из них решают вопросы пропуска через водосбросную плотину максимальных расчетных расходов половодья или паводка, выбирают режим сопряжения с нижним бьефом и определяют условия, при которых исключается подмыв сооружений в верхнем и нижнем бьефах. Вторая часть гидравлических расчетов состоит из определения размеров водозаборных отверстий, условий транспортирования расчетных расходов, подаваемых в канал по водопроводящим частям водозаборных сооружений, и условий сопряжения с каналами. Сюда же относятся расчеты промывных и наносперехватывающих галерей с обеспечением перемещения по ним наиболее крупных донных наносов, поступающих к водозабору. Первую часть гидравлических расчетов осуществляют по методике, изложенной в гл. 19. Для нее в дальнейшем будут приведены только самые краткие сведения. Вторая часть расчетов изложена с необходимой полнотой, поскольку подобные расчеты отсутствуют или недостаточно полно освещены в общем курсе гидравлики.

ГЛАВА 35

РЕЧНЫЕ БЕСПЛОТНЫЕ ВОДОЗАБОРЫ

§ 162. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

1. Понятие о бесплотных водозаборах. Бесплотным называют водозабор, в котором вода из реки поступает в канал при бытовом состоянии ее уровней. Такие водозаборы могут быть с самотечной подачей воды в канал и с машинным подъемом. В дальнейшем рассмотрены бесплотные водозаборы только с самотечной подачей воды в канал для потребностей орошения, обводнения и деривационных гидроэлектростанций. Бесплотные водозаборы находят применение также в промышленном и питьевом водоснабжении и в ряде других отраслей народного хозяйства.

В общем случае бесплотные водозаборы представляют собой комплекс сооружений, устройств и приспособлений, подчиненных одной задаче — обеспечить подачу воды потребителю в открытый канал в соответствии с графиком водопотребления. Отдельные сооружения бесплотных водозаборов могут быть территориально разобщены и находиться на значительном расстоянии друг от друга.

По управлению потоком воды, подаваемой в магистральный канал, различают *нерегулируемые* и *регулируемые* водозаборы. В нерегулируемых водозаборах уровни воды в магистральных каналах синхронно следуют за изменением уровней воды в реке при соответствующем изменении и расходов с учетом зависимости $Q=f(h)$. В регулируемых водозаборах используют шлюзы-регуляторы, при помощи которых обеспечивают подачу воды в магистральный канал в соответствии с графиком водопотребления независимо от изменения уровней воды в реке.

2. Условия применения бесплотинных водозаборов. Для возможности применения бесплотинных водозаборов с самотечной подачей воды необходимо, чтобы расходы, поступающие в канал, составляли долю от расхода реки*, а уровни воды в ней были выше уровней в канале. Иначе говоря, график водопотребления должен вписываться в гидрограф реки, а соответствующие уровни воды в реке должны командовать над уровнем в канале в течение всего времени работы водозабора. Очевидно, что не все реки удовлетворяют этим требованиям. При заборе воды на орошение бесплотинные водозаборы можно устраивать на реках с ледниковым питанием, поскольку в них периоды прохождения максимальных расходов совпадают с периодами наибольшего потребления воды.

Бесплотинные водозаборы применимы на участках рек, имеющих невысокие берега, тогда как устройство глубоких выемок для каналов, а тем более прокладка туннелей при очень высоких берегах для них неблагоприятны, поскольку к ним предъявлено требование минимума затрат средств и времени.

Бесплотинные водозаборы применяют и на реках с неустойчивыми берегами. Изменение планового положения уреза воды в реке в случае, например, отхода русла не приостанавливает работу водозабора, а ведет только к необходимости выполнения прокопа к новому руслу реки.

При самотечной подаче воды командование над орошаемой площадью определяется естественными уровнями воды в реке. Поскольку эти уровни переменны, определяющими являются минимальные из них. Для предотвращения выключения части орошаемых площадей из оборота по условиям командования предусматривают минимальные потери по длине каналов и в сооружениях на них.

3. Особенности бесплотинных водозаборов. В каналы бесплотинных водозаборов вместе с водой поступают донные и взвешенные наносы. Резкое уменьшение влекущей силы потока в канале приводит к отложению донных наносов, а снижение скорости — к осаждению взвешенных наносов. В результате участок канала, примыкающий к реке, интенсивно заиляется, и его пропускная способность уменьшается. Для ее восстановления требуется удаление отложившихся наносов.

Исключить поступление донных наносов в каналы бесплотинных водозаборов практически невозможно, но уменьшить их захват, используя те или иные приемы, можно. К таким приемам относятся: а) ограничение коэффициента водозабора значением 0,2; б) расположение водозабора на вогнутом берегу реки, где создается естественная поперечная циркуляция; в) применение направляющих систем проф. М. В. Потапова для создания искусственной поперечной циркуляции с направлением донных токов от водозабора; г) в регулируемых водозаборах повышение отметки порога шлюза-регулятора; д) расположение водозаборного фронта перпендикулярно или почти перпендикулярно к оси потока в реке; е) регулирование русла реки путем создания таких гидравлических условий, которые в наибольшей степени отклоняли бы донные наносы от водозабора; ж) забор воды из верхних слоев потока, поскольку они менее насыщены наносами.

Избежать поступления взвешенных наносов в каналы невозможно ни конструктивными мерами, ни эксплуатационными мероприятиями. Количество взвешенных наносов при входе в каналы равно мутности речной воды. Единственное эффективное средство по борьбе с ними — устройство в составе бесплотинных водозаборов отстойников.

4. Деление потока. Забор воды из реки в канал в гидравлическом отношении можно рассматривать как деление потока, когда часть расхода из основного русла поступает в боковой отвод. Существенной осо-

* Случай, когда весь расход реки поступает в канал, встречается сравнительно редко; о нем будет сказано особо.

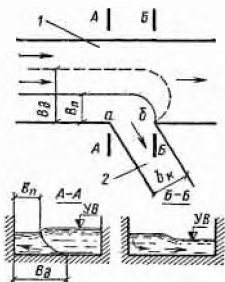


Рис. 35.1. Схема деления потока на входе в водозаборное сооружение

1 — русло; 2 — отвод

бенностью такого деления будет значительное количество донных наносов, поступающих в отвод, обуславливаемое различием ширины зон отбора (захвата) из реки по ее дну и по поверхности воды (рис. 35.1). Из рассмотрения сечения AA на рис. 35.1 видно, что уровень воды по направлению к отводу понижается, вследствие чего создается гидравлический уклон, обеспечивающий поступление воды в отвод. В этом сечении ширина зоны отбора по дну превосходит ширину поверхностной зоны отбора. Понижение уровня воды создает поперечную циркуляцию с направлением донных токов к отводу. В сечении BB, проведенном через нижнее ребро отвода (точка б), уровень воды повышается по направлению к отводу и донные токи отклоняются в сторону основного русла.

На основании опытных данных получены зависимости* для определения ширины зон отбора по дну B_d и по поверхности воды B_p :

$$B_d = 1,4 (k_3 + 0,27) b_k; \quad (35.1) \quad B_p = 0,7 (k_3 + 0,25) b_k, \quad (35.2)$$

где k_3 — коэффициент водозабора.

Из этих формул видно, что ширина зоны захвата (отбора) донных токов вдвое больше ширины зоны захвата (отбора) поверхностных токов при заданном коэффициенте водозабора k_3 и ширине отвода b_k . А это значит, что в отвод будет поступать значительное количество донных наносов.

В сечении *аб*, проведенном по фронту отвода, уровень воды имеет уклон, причем глубина воды у верхнего ребра отвода меньше глубины воды в реке, а глубина воды у нижнего ребра отвода приблизительно определяется по кривой связи $Q=f(h)$ с учетом отбора части расхода.

§ 163. ТИПЫ БЕСПЛОТНЫХ ВОДОЗАБОРОВ

1. Основные схемы. Практика строительства и эксплуатации выработала довольно много схем бесплотных водозаборов [10]. Далее рассмотрены только основные из них, поскольку ряд других схем, полученных на их базе, не изменяет принятого принципиального решения. Например, для схем регулируемых и нерегулируемых водозаборов включение промывных (сбросных) каналов возможно в любом сочетании с каналами-прокопами, что в итоге дает разнообразие этих схем, приводимых некоторыми авторами в специальной литературе.

Основные типы водозаборов будут рассмотрены в последовательности, соответствующей переходу от простых бесплотных водозаборов к более сложным: одноголовые нерегулируемые, многоголовые нерегулируемые, одноголовые регулируемые, многоголовый с централизованным управлением.

2. Нерегулируемые водозаборы. Под нерегулируемым водозабором понимают место отвода канала от реки, в общем случае меняющее свое положение при изменении планового очертания русла, если последнее размываемо. Так как такие водозаборы находятся в голове (в начале) каналов, их называют головными. Схема нерегулируемого водозабора приведена на рис. 35.2, а.

* Брызгалов С. А. Область захвата потока при бесплотном водозаборе. Доклады ТСХА, 1960, вып. 56 «Гидротехника и мелiorация».

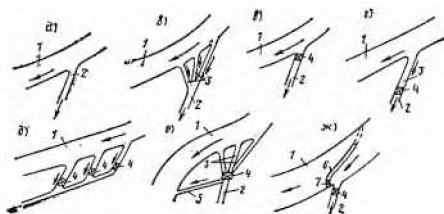


Рис. 35.2. Типы бесплотинных водозаборов

а — нерегулируемый; б — многоголовый нерегулируемый; в — регулируемый со шлюзом-регулятором у устья воды; г — регулируемый с удаленным расположением шлюза-регулятора; д — многоголовый регулируемый с удаленными шлюзами-регуляторами; е — многоголовый с централизованным управлением; ж — шпорный; з — канал; 2 — магистральный канал; 3 — каналы-прокопы, используемые как ирригационные отстойники; 4 — шлюз-регулятор; 5 — промывной канал; 6 — шпора; 7 — отверстие для смыва наносов

В нерегулируемых водозаборах уровни и расходы в канале изменяются в строгом соответствии с уровнем воды в реке. В то же время при минимальном уровне воды в реке в канал должен поступать расчетный расход, соответствующий графику водопотребления.

Нерегулируемые водозаборы имеют много существенных недостатков, к числу которых можно отнести: а) несовпадение поступающих в канал расходов с расходами потребления; так, при минимальном потреблении воды в канал могут поступать максимальные расходы; б) необходимость пропуска излишка воды по сравнению с потреблением по всей системе каналов и сброса его в концевой части их; в) необходимость назначения размеров канала с учетом пропуска не расходов потребления, а максимальных расходов, поступающих через водозабор; г) сокращение пропускной способности канала из-за быстрого заиления его головной части, что препятствует обеспечению расходов потребления; д) необходимость в непрерывном удалении наносов, откладывающихся в головной части канала; е) необходимость в выполнении срочных работ по устройству дополнительных прокопов при изменении положения головы водозабора вследствие изменения планового очертания русла.

В последние годы нерегулируемые бесплотинные водозаборы применяются довольно редко.

3. Многоголовые нерегулируемые водозаборы (рис. 35.2, б). Переход к нескольким головам для забора воды из реки значительно повышает обеспеченность поступления воды в магистральные каналы. Головы многоголовых водозаборов располагают на различных отметках и на различных расстояниях вдоль реки, что обеспечивает поступление воды из реки при разных уровнях в ней. При низких уровнях воды в реке вода поступает через несколько голов или через наиболее удаленную вверх по течению реки голову. При высоких уровнях используют головы, расположенные ниже по течению реки. Расстояние между головами принимают в пределах 1—3 км в зависимости от уклона реки. Идущие от голов каналы-прокопы переходят в магистральный канал. Пропускная способность каждой головы обычно меньше максимального расхода магистрального канала, поэтому при необходимости обеспечения этого расхода включают в работу одновременно две головы или больше.

Применение многоголовых водозаборов позволяет:

1) обеспечить непрерывную подачу воды в магистральные каналы в потребном количестве путем включения в работу резервных голов после заиления работающих голов и каналов-прокопов, к ним примыкающих;

2) повысить командный уровень воды путем использования расположенных выше по течению реки голов;

3) не прекращать подачу воды в период очистки заилившихся каналов-прокопов;

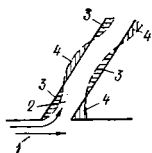


Рис. 35.3. Смещение головы водозабора вниз по течению реки
1 — река; 2 — канал; 3 — зона заглнения; 4 — зона размыва

4) обеспечить подачу воды в магистральный канал при блуждающих руслах рек, поскольку при выходе из работы какой-либо головы можно включить в работу одну из резервных голов;

5) забирать из реки любые расходы, включая в работу нескольких голов.

В многоголовом водозаборе используют до шести голов. Каналы, отходящие от них, примыкают к магистральному каналу в одном месте или в разных местах.

При нормальной эксплуатации многоголовых водозаборов по одному-двум прокопам подают воду в магистральный канал, а другие в это время очищают от наносов или держат в резерве.

Для выключения голов из работы используют грунтовые перемычки, намываемые земснарядами или насыпаемые землеройными машинами. При включении голов в работу перемычки разбирают или разрушают взрывом с направленным выбросом грунта.

Каналы-прокопы целесообразно использовать и как отстойники, принимая в них небольшие скорости, при которых уменьшается мутность потока. Такие отстойники очищают средствами гидромеханизации или землеройными машинами.

4. Смещение голов бесплотинных нерегулируемых водозаборов. Головы таких водозаборов; как правило, подвергаются постоянным деформациям, особенно интенсивным, если берега реки подвержены размыву.

Скорости течения воды в канале меньше, чем в реке, поэтому канал на начальном участке очень быстро заилется. За верхним ребром отвода в канале образуются водовороты, подтаскивающие донные наносы, здесь же осаждаются взвешенные наносы, вследствие чего образуется отмель (рис. 35.3). Низовое ребро отвода интенсивно размывается, поскольку донные струи направлены от него. В результате первоначальный прямолинейный участок канала за головой искривляется, и это искривление распространяется вниз по течению канала. Процесс смещения голов вниз по течению реки происходит довольно быстро; как показывает опыт, смещение голов ирригационных каналов достигает 100 м и даже более за сезон.

Для предотвращения смещения голов бесплотинных водозаборов примыкающие к ним участки берега реки и дно укрепляют. Менее эффективно ежегодное восстановление старого положения голов.

5. Регулируемые водозаборы. Такие водозаборы называют ошлюзованными, так как в них используют шлюзы-регуляторы, при помощи которых осуществляют изменение 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 реки (рис. 35.2, в, г). Первая схема применима на реках, имеющих прочные и устойчивые берега и неразмываемые русла. Вторую схему используют на реках с блуждающими руслами и легкоразмываемыми берегами.

Во второй схеме воду к шлюзу-регулятору подают от реки каналом-прокопом, для которого свойственны все недостатки нерегулируемого одноголового водозабора. Эксплуатация его осложняется из-за возможного отхода русла реки (так как при этом требуется проведение срочных работ по устройству новой головы), блуждания головы и осадения в нем наносов. Таким образом, обеспечение подачи в магистральный канал расчетных расходов, несмотря на возможность их регулирования, зависит от работы канала-прокопа. Использование канала-прокопа в качестве отстойника улучшает условия подачи воды в магистральный

канал. Устройство многоголового регулируемого водозабора (рис. 35.2, д) позволяет частично преодолеть указанные недостатки.

6. Многоголовый водозабор с централизованным управлением. Такой водозабор (рис. 35.2, е) рекомендуется применять на участках рек с неустойчивыми размываемыми берегами и блуждающим руслом.

Многоголовый водозабор с централизованным управлением состоит из нескольких (двух — четырех и более) каналов-прокопов, шлюза-регулятора, удаленного от реки, и примыкающего к нему промывного канала, по которому сбрасывается гидросмесь во время промывки каналов-прокопов. В шлюзе-регуляторе для каждого канала-прокопа предусматривают самостоятельное отверстие, что позволяет подавать воду потребителю как из одного (любого) канала, так и из нескольких в любом сочетании. Конструктивная схема такого водозабора приведена на рис. 35.4. Каналы-прокопы одновременно используют как отстойники, для чего в них задают скорости, обеспечивающие осаждение избыточных наносов. Для очистки отстойников применяют гидравлический способ и частично средства гидромеханизации. Для гидравлического смыва отложившихся наносов в пороге шлюза-регулятора предусматривают донные промывные отверстия, через которые гидросмесь поступает в промывной канал для дальнейшего сброса в реку.

Гидравлический смыв наносов обеспечивается при пропуске по каналу-прокопу повышенных расходов, что возможно в период прохождения в реке максимальных расходов или при создании кривой спада, а следовательно, и повышенных скоростей потока при любых расходах.

В тех случаях, когда по каналу наряду с подачей расчетных расходов предусматривается пропуск судов, в состав шлюза-регулятора включают судходный шлюз.

Непрерывная подача воды в канал (потребителю) обеспечивается при включении в работу одного-двух из каналов-прокопов. В это время головы остальных прокопов закрыты грунтовыми перемычками. После заиления работающего канала-прокопа его отключают для очистки, а включают в работу другой канал-прокоп. За период работы этого канала-прокопа заиленный прокоп должен быть очищен от наносов и готов для включения в работу, чтобы обеспечить непрерывную подачу воды по графику водопотребления.

7. Шпорные водозаборы. Низкие уровни воды в реке при небольших расходах в ней значительно осложняют работу бесплотинных водозаборов. В отдельные периоды становится вообще невозможной подача в канал расчетных расходов, особенно, если весь расход реки идет на потребление. В таких случаях переходят к водозаборам шпорного типа (рис. 35.2, ж), являющимся своего рода переходной ступенью к плотинным водозаборам.

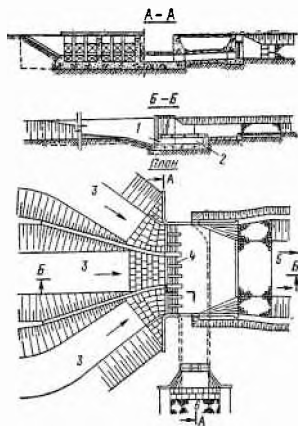


Рис. 35.4. Многоголовый бесплотинный водозабор с централизованным управлением

1 — затворы промывных пролетов; 2 — донный промывник; 3 — каналы-прокопы; 4 — затворы верхних пролетов; 5 — магистральный канал; 6 — промывной канал

Шпора представляет собой криволинейную дамбу, выполненную из местных материалов, один конец которой примыкает к голове водозабора, а другой упирается в противоположный берег реки выше по течению. Этот конец шпоры может и не достигать противоположного берега, заканчиваясь в русле реки.

Верх шпоры располагают выше минимального уровня воды в реке. Перегораживание русла реки шпорой позволяет направить весь минимальный расход реки к голове и одновременно повысить командный уровень воды, так как, по существу, голова водозабора перемещается вверх по течению.

Для сброса излишков воды, не забираемых в канал, и частично для промывки русла реки перед водозабором от наносов в шпоре, в примыкании к водозаборному отверстию, устраивают промывные отверстия.

При прохождении по реке повышенных расходов вода переливается через шпору, причем не исключено ее разрушение. После спада уровня воды в реке шпору восстанавливают.

§ 164. РАСЧЕТЫ БЕСПЛОТНЫХ ВОДОЗАБОРОВ

1. Общие условия расчета. Основными сооружениями бесплотных водозаборов являются каналы, поэтому большую долю расчетов этих водозаборов составляют гидравлические расчеты каналов. Особенности расчета каждого вида каналов будут указаны дальше, здесь отметим лишь общие основы их расчетов, которые сводятся к следующему. Поперечное сечение каналов принимают трапециевидным, заложение откосов назначают в соответствии со сдвиговыми характеристиками грунтов, в которых проходят каналы. Ширину по дну принимают с учетом получения устойчивой формы поперечного сечения и возможности перемещения механизмов на плавую, а также пропуска судов, если предусмотрено судоходство. Расчеты каналов ведут по формулам равномерного движения. В этих расчетах наиболее неопределенным является коэффициент шероховатости. В отдельные периоды некоторые каналы, например каналы-прокопы в многоголовых водозаборах и промывные каналы, не работают и происходит их усиленное зарастание. В связи с этим при расчетах приходится брать коэффициент шероховатости 0,03 и больше. Вместе с тем после сдачи таких каналов в эксплуатацию, а также после очередной очистки коэффициент шероховатости их будет значительно меньше. Это приводит к неодинаковой пропускной способности каналов и эксплуатационным затруднениям по регулированию расходов. Уменьшение скорости в каналах при повышенной пропускной способности приводит к быстрому зарастанию их и необходимости новой очистки.

При расчетах следует учитывать, что при механической очистке каналов от наносов большие затруднения вызывает размещение вынутого грунта. Укладка грунта в кавальеры рядом с каналом осложняет производство работ, а перемещение его в сторону отнимает полезные площади и приводит к большим затратам. В этом отношении более рациональна очистка каналов при помощи земснарядов с перемещением вынутого грунта по лоткам для сброса в реку.

2. Особенности расчета каналов-прокопов. Глубина воды в каналах-прокопах ограничена отметками уровня воды в реке и отметками дна ее. Практически можно считать, что разность этих отметок не превышает 2,5—3 м, следовательно, и глубина воды в каналах будет не больше этих величин. Если принять в устойчивом русле отношение ширины канала по дну к глубине воды равным 10 (иногда этот параметр увеличивают до 15) и неразмывающую скорость не больше 1—1,1 м/с, то максимальный расход в одном канале-прокопе составит около 100 м³/с. Для изъятия из реки большего расхода следует переходить к многоголовым водозаборам.

3. Особенности расчета промывных каналов. В водозаборах с централизованным управлением промывные каналы работают периодически. Расходы в таких каналах или равны расходом в магистральных каналах, или превышают их, если это позволяют уровни воды в реке. Глубина воды в промывных каналах может быть принята повышенной, но при этом не допускается подтопление устья со стороны реки. Обычно уклоны реки превышают уклоны сбросных каналов, поэтому, относя устье вниз по течению реки, это требование всегда можно выполнить. Скорости в промывных каналах принимают из условия транспортирования всех наносов, поступающих из отстойника во время промывки. Если они превышают неразмывающие, на каналах применяют одежду. Основным при гидравлических расчетах является условие незаиляемости промывных каналов.

4. Особенности расчета каналов-прокопов, используемых в качестве отстойников. Ширину этих каналов по дну назначают с учетом возможности передвижения земснарядов на плаву; при применении землеройных механизмов целесообразно выполнять поперечный профиль каналов без перекидки грунта. При этом русло канала должно быть устойчивым, с отношением ширины канала по дну к глубине воды в рекомендуемых пределах. Гидравлическая промывка отстойников-каналов основана на обеспечении таких скоростей, при которых отложившиеся наносы переходят во взвешенное состояние. Обеспечить такие скорости можно путем увеличения расходов, что связано с повышением уровней воды в реке (а это не всегда возможно), или путем создания кривой спада. В последнем случае определяют размывающую скорость, а по ней находят глубины воды перед промывным шлюзом-регулятором и определяют ширину водосбросного фронта.

По формулам неравномерного движения при известной глубине воды в конце отстойника находят выше по течению сечение, где скорость будет меньше размывающей. Выше этого сечения наносы удаляют средствами гидромеханизации или какими-либо другими механическими средствами.

5. Особенности гидравлического и фильтрационного расчета шлюзов-регуляторов. Гидравлический расчет водозаборных шлюзов-регуляторов осуществляют по схеме водослива с широким порогом при подтопленном истечении. В диафрагмовых шлюзах-регуляторах при определении габаритов сооружений расчет ведут при минимальном уровне воды в верхнем бьефе. В эксплуатационных условиях, когда уровень воды в верхнем бьефе повышается и происходит перелив воды через шандорную стенку, расчет ведут по схеме истечения через водослив с острым ребром (тонкую стенку). Коэффициент расхода для такой расчетной схемы определяют в зависимости от высоты шандорной стенки и слоя переливающейся через нее воды.

Фильтрационный расчет выполняют по методике, изложенной в главах 3 и 5. При этом действующий напор берут при максимальном уровне воды в реке и отсутствии воды в нижнем бьефе (в магистральном канале).

6. 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, как это приведено в главах 7 и 8.

Расчетом определяют также размеры балок служебных и проезжих мостов, при этом целесообразно использовать типовые решения, разработанные для мостов из сборных железобетонных элементов.

§ 165. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

1. Понятие о плотинных водозаборах. Для обеспечения постоянства уровней в источнике (реке), при которых гарантируется забор воды по графику водопотребления в любое время, устраивают плотинные водозаборные гидроузлы. Как уже было указано, благодаря совпадению гидрографа реки с графиком водопотребления плотинные ирригационные водозаборы часто возводят без регулирования стока. Вместе с тем созданы плотинные водозаборы с емкими водохранилищами многолетнего регулирования стока. Примером может служить Кайраккумский гидроузел на р. Сырдарье, имеющий водохранилище объемом 4,2 млрд. м³. Запасы воды в нем используют как для орошения, так и для гидроэнергетики.

2. Составные части плотинных водозаборов. Ирригационные или деривационные водозаборы в плотинных гидроузлах часто представляют собой самостоятельные сооружения в виде открытых шлюзов-регуляторов в комплексе с другими сооружениями гидроузла. Наряду с этим водозабор может состоять и из ряда сооружений и устройств, объединенных в одном месте и подчиненных одной задаче — обеспечить забор воды по графику водопотребления. Водозабор может быть размещен и в пролетах или бычках плотины — так называемые совмещенные водозаборы.

В плотинных гидроузлах наиболее распространены водозаборы в виде открытых шлюзов-регуляторов. Для ограничения поступления в каналы донных наносов порог шлюза-регулятора располагают выше дна источника (реки) не менее чем на 1,5—2 м. Считают, что порог шлюза-регулятора должен быть по крайней мере на 1—1,5 м выше уровня наносов, откладывающихся перед ним. Кроме того, на высоту порога влияет размещение промывных или наносоперехватывающих галерей, если они предусмотрены в водозаборе.

Шлюз-регулятор, устраиваемый для целей ирригации, выполняют с подтопленным истечением воды, обеспечивая тем самым минимальные потери напора и повышая командование над орошаемой площадью при самотечной подаче воды.

3. Состав сооружений водозаборного гидроузла. В состав водозаборных гидроузлов, предназначенных для орошения, обводнения и деривационных гидроэлектростанций, наряду с водозабором входят следующие сооружения: водосбросная плотина, глухая плотина из местного материала, струенаправляющие дамбы, мосты или мостовые переходы и отстойники. На реках небольшой ширины, характерных для горных, а в некоторых случаях и предгорных участков, в составе водозаборного гидроузла могут отсутствовать руслорегулирующие сооружения, глухие плотины, а иногда и мосты, если прокладка государственной сети дорог к гидроузлу затруднительна по топографическим условиям или экономически нецелесообразна. На реках, где сток используется одновременно и для гидроэнергетики, в состав гидроузлов входят гидроэлектростанции, на судоходных реках — судоходные шлюзы, а на реках, по которым проходит рыба на нерест, — рыбопропускные сооружения.

Водосбросные плотины, как уже упоминалось, выполняют низконапорными, увязывая их водосливной фронт с размерами подводящего устойчивого русла, ограниченного струенаправляющими дамбами. Это позволяет избежать блуждания русла и образования островов перед плотиной, а также обеспечить пропуск через нее расчетных максимальных расходов.

4. Выбор створа плотины. Выбор и закрепление створа плотины — ответственный этап при полевых изысканиях для определения местоположения водозаборного гидроузла. На выбор створа оказывают влияние многочисленные факторы: топографические, инженерно-геологические, гидрогеологические, гидрологические, строительные, подача воды на два берега, подтопление вышерасположенных инженерных сооружений, затопление земель и строений на них и т. д. Все перечисленные факторы учитывают путем сопоставления ряда вариантов, при этом принимают во внимание экономические показатели, эксплуатационные условия и одновременные затраты.

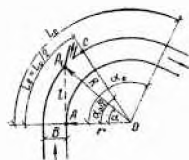


Рис. 36.1. Размещение водозабора на криволинейном участке реки длиной L_0

Выбранному створу должны отвечать и благоприятные условия прокладки водоводов, подающих воду потребителю. В предгорных и горных участках рек берег, на который подается вода через водозаборное сооружение, нередко является высоким и крутым, сложенным скальными породами. Прокладка водовода в этом случае возможна только в виде туннеля, что приводит к увеличению затрат по возведению гидроузла и осложнениям во время эксплуатации. Примерами низконапорных гидроузлов, на которых вода поступает в туннель, служат ирригационные водозаборы на р. Зеравшан — Первомайская плотина и на р. Вахш — Байпазинский гидроузел.

Боковые водозаборы располагают на прямолinéйных и криволинейных участках рек. По рекомендации проф. Н. Ф. Данелия [53], местоположение водозабора на криволинейном участке определяют путем геометрического построения, приведенного на рис. 36.1. Верховую стенку бокового водозабора располагают в точке A_1 пересечения вогнутого берега касательной, проведенной из начала кривой выпуклого берега по урезу паводка 1—5%-ной обеспеченности (точка A). Точка A_1 , полученная при таком построении, может быть расположена как до вершины кривой (точки C), так и за ней или, в частном случае, может совпадать с ней. Фронтальный водозабор следует размещать нормально к радиальному сечению OA_1 .

5. Мосты и мостовые переходы. Речные водозаборные гидроузлы оборудуют затворами, подъемные механизмы которых размещают на служебных мостах, одновременно служащих и для связи с берегами. В большинстве случаев на водозаборных гидроузлах устраивают и проезжие мосты для автотранспорта. Пролетное строение мостов в речных гидроузлах выполняют из сборных железобетонных элементов балочно-го типа. Пролеты до 4 м перекрывают плоскими или вступаршенными плитами. Монолитные конструкции пролетного строения мостов допустимы только в исключительных случаях при надлежащем обосновании. При определении отметки верха служебных и проезжих мостов принимают во внимание подмостовой габарит, т. е. расстояние от ФУ верхнего бьефа до нижней плоскости балок. Это расстояние должно быть не менее 0,5 м, при этом учитывают пропуск льда и других плавающих тел, не допуская их ударов о балки моста.

§ 166. БОКОВЫЕ ВОДОЗАБОРЫ

1. Особенности боковых водозаборов. 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 при подходе к гидроузлу (рис. 36.2). С увеличением этого угла до 180° водозабор становится фронтальным и условия поступления воды к нему изменяются. Считают, что угол отвода в боковых водозаборах не должен превышать $130\text{—}140^\circ$.

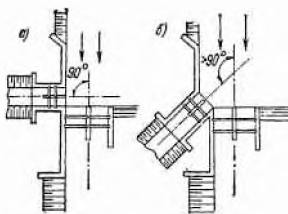


Рис. 36.2. Схемы размещения боковых водозаборов

а — под прямым углом; б — под тупым углом

Боковые водозаборы в прошлом имели широкое распространение, и есть основание полагать, что они и в дальнейшем найдут применение как для ирригации, так и для других потребителей воды. Этому способствуют разработка улучшенных типов конструкций, применение теоретических основ деления потока и успешно проводимые лабораторные исследования. Достоинство боковых водозаборов состоит в том, что они просты в выполнении, несложны в эксплуатации и в то же время достаточно надежно обеспечивают подачу расчетных расходов в канал при постоянных заданных отметках

уровня верхнего бьефа гидроузла. По данным Министерства водного хозяйства КазССР примерно 70—80% существующих водозаборов в республике относятся к этому типу.

Недостаток старых конструкций боковых водозаборов состоит в том, что при коэффициенте водозабора 0,5—0,6 до 90% донных наносов, перемещаемых рекой, поступает в канал. Улучшенные типы боковых водозаборов позволяют значительно сократить поступление донных наносов в канал.

2. Типы боковых водозаборов и условия их применения. Гидроузлы с боковым водозабором обычно располагают на прямолинейных участках рек с подачей воды на один берег. Не исключается устройство боковых водозаборов и с двусторонней подачей воды при расположении самостоятельных водозаборных сооружений на каждом берегу.

Во избежание значительного стеснения струй и возникновения водоворотных зон, способствующих взмучиванию донных наносов и поступлению их в канал, подход к водозаборным сооружениям должен быть плавным.

При боковом отводе воды возникает поперечная циркуляция с направлением донных струй, а следовательно, и наносов, к водозаборным отверстиям. Чем больше будет коэффициент водозабора, тем активнее будет проявляться поперечная циркуляция. Усовершенствование конструкций водозаборов заключается в создании поперечной циркуляции обратного знака и направлении донных токов, а вместе с ними и наносов в специальные наносоперехватывающие галереи или к водосбросным пролетам плотины.

Наносы, отложившиеся перед водозаборными отверстиями, удаляют промывкой, для чего отверстия плотины, примыкающие к водозаборному шлюзу-регулятору, выполняют с пониженным порогом, располагая его на уровне с понуром. Такие отверстия плотины перекрывают затворами и часто называют промывниками. Пролеты плотины рядом с промывниками обычно выполняют в виде водосливов с повышенным порогом с затворами или без них. Реже пороги этих водосливов располагают на одной отметке с порогом промывных отверстий.

По условиям борьбы с поступлением донных наносов в канал боковые водозаборы могут быть подразделены на следующие типы: 1) с фронтальной промывкой наносов; 2) с горизонтальным полком; 3) с донными промывными галереями; 4) с наносоперехватывающими галереями; 5) с удаленными промывными отверстиями; 6) бычковые.

3. Боковой водозабор с фронтальной промывкой наносов. Водозабор этого типа представляет собой шлюз-регулятор, порог которого расположен выше дна реки (понура). Выполняют его по схемам, приведенным на

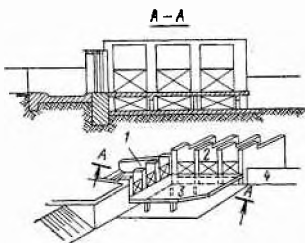


Рис. 36.3 Боковой водозабор с горизонтальным полком

1 — шлюз-регулятор; 2 — промывные отверстия плиты; 3 — полком; 4 — водосборная плита

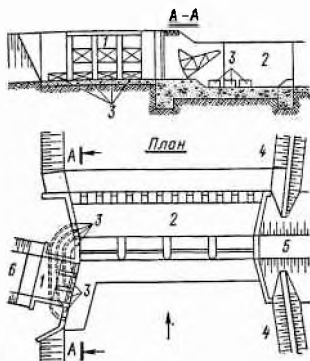


Рис. 36.4 Боковой водозабор с донными промывными галереями

1 — водозаборное сооружение; 2 — водосборная плита; 3 — донные промывные галереи; 4 — струенаправляющая дамба; 5 — грунтовая плита; 6 — магистральный канал

рис. 36.2. К низовой стенке (устю) шлюза-регулятора примыкает промывник — часть водосборного фронта плотины с порогом на уровне понура, предназначенная для обеспечения смыва наносов, отложившихся перед водозабором. Вплотную к промывнику примыкает основная часть водосборной плотины (автоматического действия или с затворами на гребне). Во время пропуска максимальных расходов все отверстия водосборной плотины, включая и промывники, полностью открывают. Этот случай является расчетным для определения длины водосборного фронта плотины.

Применение боковых водозаборов с фронтальной промывкой наносов было основано на предположении задержания и отложения донных наносов перед шлюзом-регулятором. По мере накопления наносов, когда можно было ожидать поступления их в водозаборные отверстия, их смывали в нижний бьеф через промывные отверстия плотины. На время смыва наносов водозабор выключали из работы. Опыт эксплуатации водозаборов показал, что вследствие поперечной циркуляции, появляющейся при боковом отводе воды, донные наносы непрерывно поступают через водозаборные отверстия. С увеличением коэффициента водозабора увеличивается и поступление донных наносов. При коэффициенте водозабора, равном или большим 0,5, практически все наносы поступают в водозабор.

В настоящее время водозаборы с фронтальной промывкой наносов не находят применения, но на основе их разработаны усовершенствованные типы боковых водозаборов.

4. Боковой водозабор с горизонтальным полком (рис. 36.3). По предложению А. В. Троицкого, в конструкцию водозабора предыдущего типа добавляют горизонтальный полком (плиту), опирающийся на колонны (стойки); верх полка располагают на уровне порога водозабора. Полком примыкает к шлюзу-регулятору по всей длине его водозаборного фронта и входит в пролеты промывных отверстий плотины, разделяя их на два яруса. Каждый ярус имеет свои самостоятельные затворы, маневрирование которыми происходит отдельно. Донные наносы при подходе к водозаборному сооружению попадают в нижний ярус (под плиту) и смываются в нижний бьеф через промывные отверстия плотины. Отверстия

верхнего яруса в это время закрыты. Наличие полка (плиты) уменьшает взвешивание донных наносов, снижая тем самым поступление их в канал через водозаборные отверстия. Верхние отверстия промывников работают только во время пропуска через гидроузел максимальных расходов. Кроме того, их открывают периодически для смыва наносов, отложившихся на полке (поверх плиты). Устраивая в полке прорези-щели, параллельные водозаборному фронту, можно значительно уменьшить отложения наносов на полке и тем самым избежать открытия отверстий верхнего яруса промывников для смыва их особенно в те периоды, когда ощущается недостаток воды в реке.

5. Боковой водозабор с донными промывными галереями (рис. 36.4). Промывные галереи предназначены для смыва наносов, отложившихся перед шлюзом-регулятором. Их входные отверстия размещают в пороге водозаборного сооружения и в его верховой стенке.

Для лучшего достижения эффективной работы промывных галерей их местоположение устанавливают лабораторными исследованиями на моделях. Вместе с тем доказано, что если размещать входные отверстия галерей близко к плотине, то в нижний бьеф будет поступать чистая вода, без наносов, т. е. приближать галерею к плотине не следует. Дно галерей располагают на уровне понура, поэтому они и получили название донных промывных галерей. Для возможности отключения галерей во входном их сечении ставят затворы. Выходное сечение галерей целесообразно располагать в стенке на участке водобоя.

Размеры галерей рассчитывают из условия пропуска через них минимальных промывных расходов, обеспечивающих смыв наносов перед водозаборным сооружением, со скоростями, достаточными для транспортирования крупных включений. Считают, что эта скорость должна составлять 4—6 м/с; более точное ее значение определяют расчетом.

Так как высокоскоростной поток воды, насыщенный наносами, разрушающе действует на стенки галерей, целесообразно по всему поперечному сечению ее устраивать обделку, устойчивую к истиранию наносами [57, 202].

Поскольку смыв наносов галереями охватывает ограниченную зону перед водозабором, промывка верхнего бьефа от наносов по всей ширине подводящего русла осуществляется в период пропуска максимальных расходов. При расходах реки, превышающих потребление, когда происходит частичный сброс воды в нижний бьеф, периодически открывают пролеты плотины, примыкающие к водозабору. Пороги водосливов в этих пролетах закладывают на уровне понура.

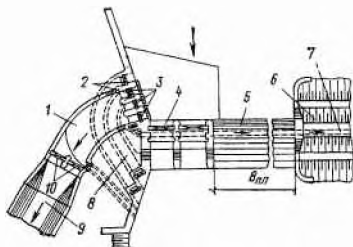
Боковые водозаборы с донными промывными галереями получили широкое распространение в начальный период массового возведения гидроузлов ирригационного назначения. Впервые такой водозабор был построен на р. Средней Изар, и поэтому его иногда называют средне-изарским. В нем входные отверстия галереи были расположены по всей ширине водозаборного фронта, что, как указывалось выше, делать не рекомендуется.

Применение промывных галерей в боковых водозаборах было основано на предположении слоистого течения потока воды, при этом считалось, что поверхностные слои, свободные от наносов, поступают в водозаборные отверстия, а донные и придонные, насыщенные наносами, — в отверстия промывных галерей. Эксплуатация таких водозаборов и познание структуры потока при боковом отводе воды показали ошибочность этого предположения, после чего появились усовершенствованные боковые водозаборы, где учтена структура потока на подходе к водозабору.

6. Боковой водозабор с наносоперехватывающими галереями (рис. 36.5). Этот тип бокового водозабора разработан проф. Н. Ф. Данелия [53]. В нем использован принцип циркуляционного движения в по-

Рис. 36.5. Боковой водозабор с наносоперехватывающими галереями

1 — водозабор; 2 — затворы при входе в наносоперехватывающие галереи; 3 — затворы шлюза-регулятора на входе; 4 — затворы прямых отверстий плотины; 5 — водосбросная плотина; 6 — глухая плетина; 7 — дюкер для подачи воды на другой берег; 8 — наносоперехватывающие галереи; 9 — магистральный канал; 10 — затворы в начале магистрального канала



токе, обтекающем преграду. На основе лабораторных и натурных исследований проф. Н. Ф. Дanelия дает основные параметры, необходимые при проектировании таких водозаборов.

Ответственной частью рассматриваемого водозабора служат наносоперехватывающие галереи. По компоновке эти галереи подобны галереям, описанным в пункте 5. Их отличие состоит в непрерывном активном воздействии на формирование гряды наносов перед водозаборным сооружением и транспортировании наносов в нижний бьеф гидроузла.

В гидроузлах с водозаборами, имеющими наносоперехватывающие галереи, крайние пролеты плотины, примыкающие к шлюзу-регулятору, в нормальных условиях работы перекрыты затворами. В потоке воды, натекающем на затворы, создается повышенное давление, в то время как во входных отверстиях наносоперехватывающих галерей имеется пониженное давление. Вследствие этого наносы при подходе к водозабору встречаются с донным реактивным течением и образуют гряду криволинейной формы, где они концентрируются, а затем под влиянием разности давлений поступают в галереи.

Входные отверстия наносоперехватывающих галерей размещают как выше, так и ниже по течению верхней стенки водозабора — в зоне, где происходит встреча наносов с донным обратным течением. На участке циркуляционного течения, где донные токи имеют обратное направление, наносов нет, и, следовательно, размещать здесь входные отверстия галерей бесполезно, так как по ним будет протекать поток чистой воды, без наносов.

Исследования бокового водозабора с наносоперехватывающими галереями показали, что при коэффициенте водозабора от 0,45 до 0,74 в канал попадает лишь 1,2—1,7% наносов, а за время прохождения паводка — не более 0,3%, причем в канал поступают только мелкие фракции наносов.

Водозабор с наносоперехватывающими галереями применим на участках рек с обильными донными наносами. Рекомендуется он при одностороннем отводе воды. Расходы, подаваемые в канал, можно изменять в больших пределах — от 5 до 150 м³/с — при глубине воды перед фронтом водозабора от 2 до 8 м. Проф. Н. Ф. Дanelия указывает, что расход водозабора можно увеличить до 600 м³/с, т. е. практически забирать любые расходы из реки для орошения или в дериацию гидроэлектростанции.

Поперечное сечение наносоперехватывающих галерей рекомендуется делать прямоугольным с размещением их дна на уровне понура. Входные отверстия галерей следует располагать близко друг к другу, чтобы перед фронтом водозабора не оставались участки отложений наносов.

Водосбросной фронт плотин рассчитывают так же, как и в других типах водозаборов. Условие этого расчета — пропуск максимальных расходов при принятом ФПУ. При нормальной эксплуатации водозаборов с наносоперехватывающими галереями пропуск воды в нижний

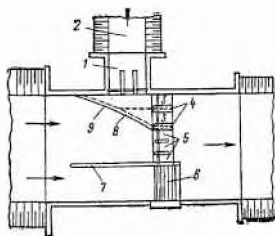


Рис. 36.6. Боковой водозабор с удаленными промывными отверстиями

1 — водозабор; 2 — канал; 3 — пролеты плотины с повышенным порогом; 4 — водоподы, примыкающие к галерее; 5 — пролеты плотины с пониженным порогом; 6 — водосливная плотина; 7 — раздельная стенка; 8 — наносоперехватывающая галерея; 9 — криволинейный порог

бьеф при перекрытых затворах пролетах плотины, примыкающих к водозабору, через остальные ее отверстия должен осуществляться без образования сбойного течения.

Верхний бьеф периодически промывают через пролеты плотины, примыкающие к водозабору. Порог этих отверстий принимают на уровне понура. На время промывки верхнего бьефа водозабор отключают.

7. Боковой водозабор с удаленными промывными отверстиями (рис. 36.6). Борьба с донными наносами в этом типе водозабора [62] ведется путем создания при помощи перераспределения удельных расходов поперечной циркуляции, усиливаемой наличием криволинейного порога.

Водозаборный узел с удаленными промывными отверстиями применим на прямолинейных участках рек с обильными донными наносами. Этот узел состоит из водозаборного шлюза-регулятора, расположенного по схеме рис. 36.2, а, и плотины, выполненной из трех характерных частей. Первая часть этой плотины примыкает к водозабору и имеет пролеты с порогом на уровне порога шлюза-регулятора. Пролеты снабжены затворами. От первой части плотины бычком отделена вторая ее часть, в которой порог пролетов расположен на уровне понура. Это — промывные пролеты, поскольку через них происходит сброс донных наносов из верхнего бьефа в нижний. За промывными пролетами находится водосливная плотина без затворов. Между промывными пролетами и ее водосливной частью размещена раздельная стенка, образующая своего рода карман перед водозаборными отверстиями. Между береговой стенкой водозабора и бычком крайнего пролета промывника устроен криволинейный порог, в котором размещена наносоперехватывающая галерея. Поток воды из галереи выпускается в нижний бьеф через отверстия, проложенные в бычках первого участка плотины (с повышенным порогом).

При нормальной работе водозабора отверстия плотины с повышенным порогом обычно перекрыты затворами. Эти отверстия работают в паводковый период, а также используются для сброса плавающих тел. Отверстия второй части плотины — промывника — открыты, если в реке есть излишки воды. Через эти отверстия происходит сброс воды в нижний бьеф, благодаря чему и создается поперечная циркуляция с направлением донных токов от водозаборных отверстий.

Лабораторные исследования показали значительное снижение поступления донных наносов в водозаборные отверстия бокового водозабора с удаленными промывными отверстиями по сравнению с боковыми водозаборами обычного типа по схеме рис. 36.2, а. Так, при коэффициенте водозабора 0,42 и 0,56 поступление наносов составило соответственно 4 и 6,6%, в то время как в водозаборах обычных типов оно составляло соответственно 75,4 и 88,2%.

Эффективная работа водозаборов с удаленными промывными отверстиями наблюдается в периоды, когда в реке есть излишки воды для сброса в нижний бьеф через промывные отверстия. В период же дефицита воды, когда большая ее часть поступает в водозаборное сооружение, борьба с донными наносами ведется при помощи наносоперехватывающей галереи, расположенной в криволинейном пороге.

8. Бычковые водозаборы с вертикальными решетками (рис. 36.7). В бычковых водозаборах отсутствуют самостоятельные водозаборные сооружения, а для забора воды используют быки и устои водосбросной плотины. Такие водозаборы называют совмещенными.

Бычковый водозабор состоит из вертикальных входных отверстий, переходящих в галереи, размещенные в быках и устоях, и сборных лотков (акведуков), в которые поступает вода из галерей. Водоприемные отверстия располагают или на всех быках и устоях, или на части их, например в средней части плотины или в примыкании к одному из берегов. Бычковые водозаборы устраивают с подачей воды как на один берег, так и на два берега, используя для этого самостоятельные водоприемные отверстия в быках.

Размеры и высотное положение водоприемных отверстий в устоях такие же, как и в быках, но пропускаемый через галерею расход в них меньше в 2 раза. Число водоприемных отверстий определяется расходом через одну галерею, который принимают до $6 \text{ м}^3/\text{с}$. Пропуск большего расхода через одну галерею возможен, но при этом осложняется размещение входных отверстий и получаются чрезмерно широкие быки.

Расстояние между быками, в которых размещены входные отверстия, определяется удельными расходами, которые можно забирать из пролета, не оказывая влияния на пропускную способность водоприемных отверстий.

Водоприемные отверстия располагают с обеих сторон верхней части быков, на их боковых поверхностях. Характер поступления воды в водоприемные отверстия как в быках, так и в устоях соответствует схеме на рис. 36.2, а, поэтому бычковый водозабор следует отнести к типу боковых.

Чтобы исключить попадание в галереи плавающих тел (льда, мусора и пр.), входные отверстия в быках и устоях защищают грубыми решетками.

Верх отверстий располагают ниже НПУ на $0,1-0,3 \text{ м}$, а низ — выше порога водосбросной плотины не менее чем на $1,5 \text{ м}$. Чем больше это расстояние, тем меньше донных наносов поступает в канал, но тем больше возрастает объем работ по всему водоподпорному фронту гидроузла.

Входные отверстия в быках и устоях плавно сопрягаются с галереями, которым придают прямоугольное сечение шириной $1,5-3 \text{ м}$. Скорость потока в галерее должна обеспечивать транспортирование всех наносов, поступающих в нее вместе с водой. Режим потока в галереях принимают безнапорным и выполняют их открытыми. В необходимых случаях галереи перекрывают сверху сборными плитами или деревянными щитами.

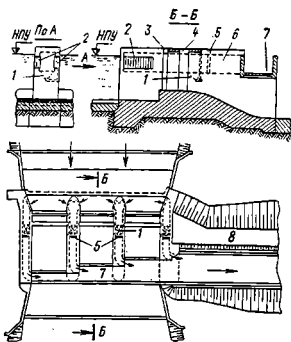


Рис. 36.7 Бычковый водозабор с вертикальными решетками

1 — грависловка; 2 — водоприемное отверстие; 3 — шандорный паз; 4 — паз основного затвора; 5 — паз затвора, перекрывающего галерею; 6 — галерея; 7 — лоток (акведук); 8 — грунтовая плотина

Для выключения галерей из работы в их конце предусматривают плоские затворы. Полезно устраивать боковые выпуски для очистки галерей от крупных наносов, иногда их называют гравиеловками. Отверстия таких выпусков с задвижками располагают до плоских затворов.

Вода из галерей попадает в сборный лоток, размещаемый в концевой части устоев и быков и на них опирающийся. Выполнять лоток целесообразно сборным как несущую конструкцию, воспринимающую все вертикальные нагрузки. Сопряжение дна лотка с дном галерей выполняют с уступом различной высоты, поскольку лоток имеет продольный уклон, а выходные сечения всех галерей расположены на одинаковой отметке.

Из условия пропускания через плотину плавающих тел (шуги, льда, мусора и пр.) низ несущих балок лотка должен быть выше уровня нижнего бьефа не менее чем на 0,5—1 м. Такое требование иногда кладут в основу определения ФПУ.

При поступлении через приемные отверстия расходов, превышающих расчетные, что возможно при форсировке уровня верхнего бьефа, лоток приспособляют для автоматического сброса воды. Для этого верх задней стенки лотка выполняют в пределах пролетов на уровне, соответствующем пропуску расчетного расхода. В результате излишки воды будут сбрасываться в нижний бьеф как через водослив с тонкой стенкой. Автоматический сброс может быть устроен и на канале вблизи водозабора.

Гидравлический расчет бычкового водозабора состоит в определении размеров входных отверстий, галерей и лотка, а также в определении потерь напора на всем пути от входа до канала [248].

Площадь входного отверстия в быках (с одной их стороны) или устоях определяют по формуле

$$\omega_{вх} = Q_k / (n v_{вх}), \quad (36.1)$$

где Q_k — расход, поступающий в канал; n — число водоприемных отверстий (в каждом быке их будет два); $v_{вх}$ — скорость входа в отверстия, равная 0,5—1 м/с.

Из двух переменных величин, входящих в площадь входного отверстия, — $b_{вх}$ и $h_{вх}$ одной задаются. Обычно это бывает глубина воды, которую рекомендуется принимать не более 2 м.

Потери напора при входе в водоприемные отверстия определяют из формулы водослива с широким порогом при подтопленном истечении:

$$Q_{отб} = Q_k / n = \rho \epsilon \varphi b_{вх} h_{вх} \sqrt{2gz_{вх}}, \quad (36.2)$$

где $\rho = s / (s+d)$ — коэффициент просветов [здесь s — просветы решетки (зазоры между стержнями), равные 5—15 мм; d — толщина стержней решетки, равная 8—10 мм]; ϵ — коэффициент, учитывающий боковой подход воды к отверстию (берется из таблиц); при угле поворота 90° $\epsilon = 0,86$; φ — коэффициент скорости; $z_{вх}$ — потери напора на вход.

Потери напора через решетку определяют по формуле А. Р. Березинского:

$$z_{реш} = \beta \left(\frac{s}{s+d} \right)^{1,6} \left(2,3 \frac{a}{s} + 2,4 \frac{s}{a} + 8 \right) \frac{v_{вх}^2}{2g}, \quad (36.3)$$

где β — числовой коэффициент, для стержней прямоугольной формы с округленными гранями равный 0,318; a — высота стержней решетки, равная 40—70 мм.

При крупных ячейках решетки потерями напора через нее можно пренебречь.

Галереи в быках и устоях рассчитывают по формуле равномерного движения. При этом следует учитывать, что расход в галерее устоя в 2 раза меньше расхода в галерее быка. Скорость в галерее $v_{гал}$ обычно задают, принимая ее равной 1,5—2,5 м/с. Тогда площадь галерей будет равна:

$$\omega_{гал} = Q_{гал} / v_{гал}. \quad (36.4)$$

Глубина воды в галерее может быть принята равной глубине воды на входе или больше ее. Переход от большей глубины к меньшей выполняется уступом. Увеличение глубины воды в галерее позволяет уменьшить ширину быка. При принятой глубине воды в галерее ширина ее

$$b_{гал} = \omega_{гал} / h_{гал}. \quad (36.5)$$

Уклон галереи определится по формуле Шези:

$$i_{гал} = v_{гал}^2 / (C^2 R), \quad (36.6)$$

а потери напора по длине галереи $l_{гал}$ будут равны:

$$z_{гал} = i_{гал} l_{гал}. \quad (36.7)$$

Потери напора на повороты в начале и в конце галереи определяются по формуле

$$z_{пов} = 2,23 \frac{b_{гал}}{r} \sin \alpha \frac{v_{гал}}{2g}, \quad (36.8)$$

где r — радиус поворота (берется по чертежу); α — угол поворота.

Лоток (акведук), опирающийся на быки и устои, рассчитывают также по формуле равномерного движения. При заданных скоростях в лотке (1,5—2 м/с) вначале определяют площадь его, а затем потери напора по длине на каждом из участков (пролетов). Расход лотка будет переменным, изменяющимся при переходе от быка к быку.

На основании расчетов потери напора по длине лотка составят

$$z_{лот} = i_{лот} l_1 + i_{лот} l_2 + \dots + i_{лот} l_n, \quad (36.9)$$

где $i_{лот}$ — уклон лотка, который может быть как постоянным по всей его длине, так и изменяться по отдельным его участкам (пролетам); l_1, l_2, \dots, l_n — длины отдельных участков лотка между осями быков.

Потери напора на выход из галереи в лоток подсчитывают по формуле

$$z_{вых} = (v_{гал} - v_{лот})^2 / 2g. \quad (36.10)$$

Потери напора по длине лотка $z_{лот}$ определяются по формулам (36.6) и (36.7) при подстановке в них величин, относящихся к лотку.

Суммарные потери составят

$$\Sigma z = z_{вх} + z_{реш} + z_{гал} + z_{пов} + z_{лот} + z_{вых}. \quad (36.11)$$

Отсюда отметка уровня воды в канале будет

$$\nabla УВ = \nabla НПУ - \Sigma z. \quad (36.12)$$

§ 167. ФРОНТАЛЬНЫЕ ВОДОЗАБОРЫ

1. Понятие о фронтальных водозаборах. Водозаборы, в которых поступление воды в приемные отверстия происходит в направлении основного потока воды при подходе к гидроузлу, называют фронтальными.

По конструктивным признакам фронтальные водозаборы можно разделить на два типа. В первом типе, который можно назвать двухъярусным, верхние слои потока воды поступают в водозаборные отверстия, а нижние, имеющие то же направление, — в промывные отверстия. Входные части этих отверстий расположены друг над другом. Во втором типе водозаборные отверстия расположены также перпендикулярно к направлению основного потока воды при подходе к гидроузлу, а промывные отверстия, являющиеся составной частью водосбросной плотины, примыкают к ним и могут быть расположены под углом к фронту водозабора.

К числу фронтальных водозаборов относят: 1) *двухъярусные*; 2) *с карманом*; 3) *ферганского типа*; 4) *с наносоперехватывающими галереями*; 5) *с донными промывными галереями*.

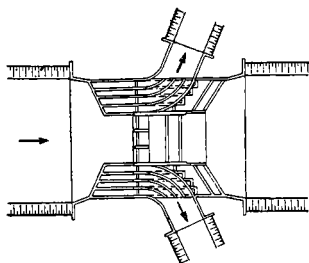


Рис. 36.8. Фронтальный двухъярусный водозабор

2. **Фронтальные двухъярусные водозаборы** (рис. 36.8). Такие водозаборы применимы для односторонней и двусторонней подачи воды на равнинных и предгорных участках рек при прямолинейных подводящих руслах.

Использование фронтальных двухъярусных водозаборов основано на предположении вертикального расслоения потока воды. При этом считают, что слои не перемешиваются между собой и нижние из них, насыщенные донными и придонными наносами, сбрасываются через промывные отверстия в нижний бьеф, а верхние, насыщенные

преимущественно взвешенными наносами, направляются через водозаборные отверстия в канал. Благоприятным для работы фронтальных двухъярусных водозаборов считают гидравлический режим, при котором скорости потока по вертикали будут примерно одинаковы. Выравнивания скоростей достигают соответствующим подбором сечений промывных и водозаборных отверстий.

Водозаборное сооружение двухъярусного водозабора представляет собой многопролетный шлюз-регулятор, за которым расположен криволинейный лоток с направляющими стенками, являющимися продолжением бычков. К концевому сечению лотка примыкает канал или, если предусматривается осаждение взвешенных наносов, отстойник. Иногда отстойник выносят в реку, располагая его перед водозаборными отверстиями.

Гидравлический режим в промывниках может быть напорным и безнапорным, причем безнапорный режим предпочтительнее (см. гл. 11).

Для регулирования расходов воды во входной части водозабора ставят двухъярусные затворы. В конце промывников, со стороны нижнего бьефа, полезно предусматривать пазы для шандор. Наличие их позволит отключать трубы промывника для осмотра и ремонта.

Опыт эксплуатации фронтальных водозаборов, построенных на реках Средней Азии и Кавказа, показал, что донные наносы поступают в магистральный канал. К недостаткам таких водозаборов можно также отнести сужение водосбросного фронта плотины, сложность конструкции и затруднительность борьбы с плавающими телами.

3. **Фронтальный водозабор с карманами** (рис. 36.9). Впервые такой водозабор получил распространение в Индии, поэтому его иногда называют индийским. В Советском Союзе подобный водозабор построен в Средней Азии на р. Зеравшан [10].

Водозаборы с карманами возводят на прямолинейных участках рек с подачей воды на один или на два берега. В последнем случае особенно большую роль играет регулирование русла в верхнем бьефе с целью создания устойчивой ширины, обеспечивающей равные условия поступления воды в водозаборные отверстия.

Приемной частью водозабора является карман, расположенный в верхнем бьефе, в примыкании к берегу. В конце кармана по всей его ширине размещают промывные отверстия (промывники), являющиеся составной частью водосбросного фронта плотины. Через промывные отверстия периодически смывают наносы, отложившиеся в кармане. В период пропуска через гидроузел максимальных расходов промывники работают как составная часть водосбросной плотины. Порог промывников принимают на уровне дна кармана.

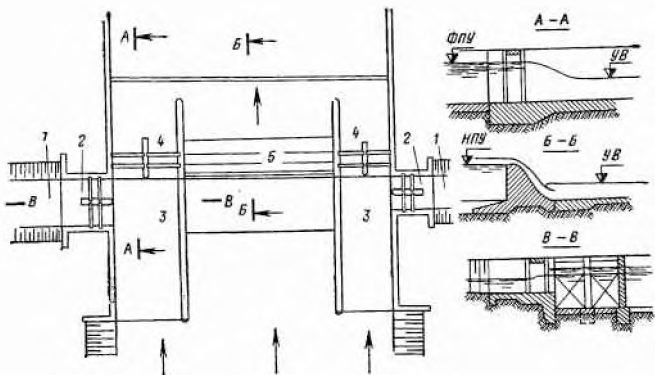


Рис. 36.9. Фронтальный водозабор с карманами-отстойниками

1 — канал; 2 — шлюз-регулятор; 3 — карман-отстойник; 4 — промывные отверстия плотины; 5 — водосливная плита

Вода в канал поступает через шлюз-регулятор, расположенный на берегу, рядом с промывными отверстиями. Порог шлюза-регулятора принимают выше дна кармана не менее чем на 1,5—2 м. С увеличением этого расстояния условия поступления воды в канал улучшаются, глубина воды в кармане увеличивается, очистка его от наносов потребует-ся реже.

Во время подачи воды в канал промывные отверстия перекрывают затворами; в кармане задают небольшую скорость — 0,4—0,6 м/с, при которой частично осаждаются взвешенные наносы. Следовательно, карман выполняет роль отстойника, поэтому и водозабор часто называют фронтальным с карманом-отстойником.

После заиливания кармана, что определяется началом поступления в канал наносов, принятых к осадению в кармане-отстойнике, отверстия шлюза-регулятора закрывают, открывают промывные отверстия и промывают карман, создавая в нем повышенные скорости, при которых все отложившиеся наносы смываются в нижний бьеф гидроузла. После промывки кармана промывные отверстия перекрывают затворами и включают в работу шлюз-регулятор.

Расходы реки сбрасывают через водосбросные пролеты плотин, расположенные при двусторонней подаче воды между карманами. Плотину выполняют автоматического действия, но она может быть и с затворами на гребне водослива. Следует учесть, что применение автоматического действия водосливов при расположении гребня на отметке НПУ хотя и имеет некоторые преимущества, однако приводит к значительной форсировке уровней верхнего бьефа при пропуске максимальных расходов, и, как правило, удельные расходы на водосливе получаются небольшие. В таких плотинах затруднен смыв наносов из верхнего бьефа, поскольку порог у них расположен высоко и карман дополнительно загружается донными наносами, так как дно его расположено на низких отметках.

4. Ферганский водозабор (рис. 36.10). В водозаборе ферганского типа для уменьшения поступления донных наносов в канал используется поперечная циркуляция. Для ее возникновения создают искусственное криволинейное русло устойчивой ширины, на вогнутом берегу которого ставят водозаборное сооружение — шлюз-регулятор. Местополо-

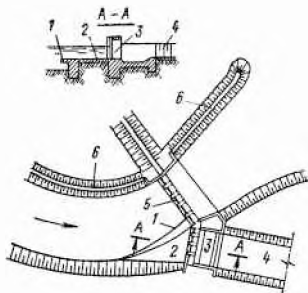


Рис. 36.10. Ферганский водозабор

1 — криволинейный порог водозабора; 2 — выносной полок; 3 — водозаборное сооружение; 4 — магистральный канал; 5 — водосбросная плотина; 6 — криволинейная грунтовая дамба

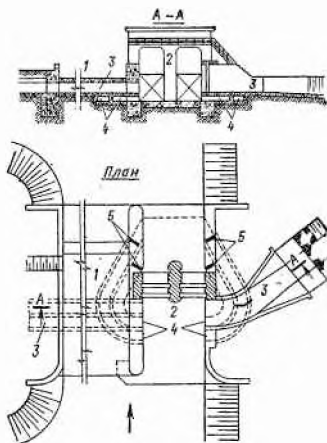


Рис. 36.11. Фронтальный водозабор с наносоперехватывающими галереями

1 — водосливная плотина; 2 — водосбросная плотина; 3 — водозаборы; 4 — наносоперехватывающие галереи; 5 — затворы галерей

ложение его находят по построению, приведенному на рис. 36.1. Фронт водозаборного сооружения располагают нормально к направлению потока на участке подхода.

Порог водозаборного сооружения принимают выше дна реки (понура) не менее чем на 1,5—2 м. Дополнительно перед водозабором устраивают Г-образный криволинейный порог, в направлении которого обеспечивается продольное движение донных струй вместе с наносами с пропуском части расхода в пролеты плотины, примыкающие к водозабору. Порог водослива в этих пролетах располагают на уровне понура, тем самым обеспечивая беспрепятственный сброс потока вместе с наносами, идущими по криволинейному руслу.

Водосбросную плотину располагают рядом с водозабором; отметку порога пролетов водослива, кроме примыкающих к водозабору, определяют на основе гидравлических расчетов при заданном ФПУ и принятых удельных расходов. Боковой подвод воды к пролетам плотины создает значительное боковое сжатие. Учитывая это, приходится несколько увеличивать водосбросный фронт.

Условия работы ферганского водозабора будут более благоприятными, если одновременно с забором воды в канал сбрасывать воду в нижний бьеф через водосбросную плотину. При этом чем меньше коэффициент водозабора, тем эффективнее будет поперечная циркуляция, а следовательно, и меньше поступление наносов в канал.

Опыт эксплуатации водозаборов ферганского типа показывает, что при коэффициенте водозабора до 0,6 в канал поступает от 1,5 до 3,5% донных наносов.

Ферганский водозабор получил значительное распространение в ирригации, и есть основание рассчитывать на его широкое применение и в дальнейшем.

По условиям движения донных наносов в криволинейном русле водозабор ферганского типа может быть только односторонним. При необходимости подачи воды на другой берег воду забирают на одном вогнутом берегу, передавая часть расхода на другой берег дюкером или каким-либо другим водопроводящим сооружением.

5. Фронтальный водозабор с наносоперехватывающими галереями (рис. 36.11). В водозаборе этого типа, разработанном проф. Н. Ф. Данелия, использован принцип обтекания потоком воды вертикальной преграды [53].

В состав рассматриваемого водозабора входят карман, примыкающий к одному из берегов водотока (реки); промывные отверстия (промывники), находящиеся в конце кармана и являющиеся составной частью водосбросного фронта плотины; шлюз-регулятор и дюкер, расположенные в стенках кармана, подающие воду в каналы на два берега; наносоперехватывающие галереи, входные отверстия которых размещены в стенках кармана.

Вплотную к водозабору, в примыкании к русловой стенке кармана, размещается водосливная плотина, рассчитанная на пропуск максимальных расходов с учетом частичного прохода их через промывные отверстия в кармане.

При нормальной работе водозабора затворы промывных отверстий в кармане закрыты. Вследствие натекания потока на них образуется реактивное донное течение, направленное навстречу основному течению в кармане. Донные наносы из зоны стыка двух течений направляются в наносоперехватывающие галереи, где давление пониженное, и сбрасываются в нижний бьеф. Так как участок реактивного донного течения свободен от донных наносов, здесь располагают входные отверстия шлюза-регулятора и дюкера, обеспечивая таким образом поступление воды в каналы без донных наносов.

Фронтальный водозабор с наносоперехватывающими галереями рекомендуется проф. Н. Ф. Данелия для горных и предгорных участков рек с обильными донными наносами при расходе, подаваемом в канал, от 10 до 200 м³/с и глубине воды в кармане от 2,5 до 8 м. Его можно располагать как на прямолинейных, так и на криволинейных участках рек. Схема размещения фронтального водозабора с наносоперехватывающими галереями на изгибе реки приведена на рис. 36.12.

Карман водозаборного сооружения образуется береговой и русловой стенками. Ширину кармана $B_{кар}$ определяют в зависимости от суммарной ширины входных отверстий шлюза-регулятора и дюкера, используя зависимость

$$B_{кар} = (0,8 \dots 1,2) (B_{пр} + B_{лев}), \quad (36.13)$$

где $B_{пр}$ и $B_{лев}$ — ширина входных отверстий соответственно шлюза-регулятора и дюкера.

Длину кармана определяют с учетом размещения в нем всех входных отверстий, дополнительно увеличивая ее на три-четыре ширины русловой стенки. Входную, торцовую часть стенки рекомендуется заканчивать откосом с $m \geq 3$, чтобы устранить влияние подпора при входе в карман. Средние скорости в кармане принимают меньше средней скорости в подводящем русле, определяя их по зависимости

$$v_{кар} = (0,8 \dots 0,9) v_{реки}. \quad (36.14)$$

Дно наносоперехватывающих галерей располагают на уровне понура. Входные отверстия галерей размещают ниже и выше по течению от вер-

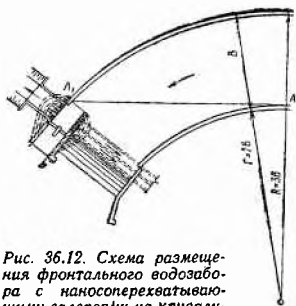


Рис. 36.12. Схема размещения фронтального водозабора с наносоперехватывающими галереями на криволинейном участке реки

ховых стенок шлюза-регулятора и дюкера. Выходные отверстия их выводят в нижний бьеф под острым углом (15—30°) к стрелению потока, благодаря чему обеспечиваются благоприятные условия транспортирования донных наносов в нижнем бьефе. Высоту галерей рекомендуется принимать равной

$$h_{\text{гал}} = (1/2 \dots 1/7) H_{\text{кар}}, \quad (36.15)$$

но не менее 1 м. Здесь $H_{\text{кар}}$ — глубина воды в кармане.

Размеры входных отверстий шлюза-регулятора и дюкера определяют расчетом в зависимости от расхода, подаваемого в каналы; при этом скорости в них принимают равными скоростям в кармане или несколько меньше — обычно от 1,5 до 2 м/с.

Лабораторные исследования фронтального водозабора с наносоперехватывающими галереями показали отсутствие поступления донных наносов в водозаборные пролеты по всей ширине кармана. Все наносы перехватывались галереями и направлялись в нижний бьеф. Натурные наблюдения над работой такого водозабора подтвердили результаты лабораторных исследований [53].

6. Фронтальный водозабор с донными промывными галереями (рис. 36.13). Предположение о слоистой структуре потока воды при подходе к сооружению нашло отражение в водозаборе, не имеющем строгого нормированного наименования. Его называют послонным с фронтальным отводом воды [67], европейским. Принятое здесь название — фронтальный с донными промывными галереями — наиболее правильно отражает его конструктивные особенности и работу, в том числе и борьбу с поступлением донных наносов в водозаборные пролеты.

В рассматриваемом типе водозабора поток воды фронтально или почти фронтально подходит к шлюзу-регулятору. Вследствие слоистости потока донные наносы откладываются перед порогом водозаборного сооружения, возвышающимся не менее чем на 1,5—2 м над средней отметкой дна реки. Накапливающиеся наносы периодически смывают в нижний бьеф через донные промывные галереи, размещенные в пороге шлюза-регулятора.

Характерная особенность таких водозаборов — совмещение шлюза-регулятора с отстойником, объединенными в одну неразрывную конструкцию. Для удаления наносов из отстойника предусматриваются специальные промывные водоводы, сбрасывающие гидросмесь в нижний бьеф гидроузла.

Первоначально в компоновочной схеме таких гидроузлов водозабор — шлюз-регулятор — размещали в одну линию с водосбросной плотиной (см. рис. 36.13). Эта линия представляла собой радиальную кривую с выпуклостью в сторону нижнего бьефа, чем обеспечивался фронтальный подход потока как к водозабору, так и к водосбросной плотине. В дальнейшем от криволинейной формы гидроузла отказались, и фронт водозабора стали располагать под углом к прямолинейной водосбросной плотине. При этом обеспечивается фронтальный подход потока к водозабору и боковой сброс воды через плотину. Примерно такая компоновка сооружений принята на Казалкентском гидроузле, построенном на р. Чирчик, в связи с чем и водозабор называют водозабором чирчикского типа.

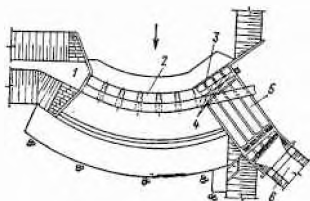


Рис. 36.13. Фронтальный водозабор с донными промывными галереями

1 — грунтовая плотина; 2 — водосбросная плотина; 3 — водозаборное сооружение; 4 — донные промывные галереи; 5 — отстойник; 6 — магистральный канал

1. Особенности глубинных водозаборов. Глубинные водозаборы часто применяют на горных участках рек*, характеризующихся следующими гидрологическими условиями: 1) быстро наступающими и кратковременными ливневыми паводками; 2) большими скоростями потоков воды, обеспечивающими перемещение большого количества наносов, в том числе крупных донных наносов; 3) значительной растянутостью половодья с превышением расхода в это время над меженными в 10—20 раз и больше, а в некоторых случаях даже в 100 раз; 4) возникновением селевых потоков, наступающих быстро и неожиданно; 5) отсутствием ледостава, но вместе с тем появлением большого количества шуги. Реки с подобными гидрологическими условиями встречаются на Кавказе, в Казахстане, Киргизии, Таджикистане и в ряде других республик, где питание водотоков происходит за счет таяния снега и ледников в горах.

Компоновку глубинных водозаборов приспособляют к особенностям горных рек, чтобы в наименьшей степени нарушать их естественные гидравлические и гидрологические условия. Это достигается расположением порога водозабора, как и порога водосбросной плотины, на низких отметках, близких к отметкам дна русла реки. Кроме того, ограничивают стеснение русла в створе плотины и на подходе к ней и обеспечивают устойчивое подводящее русло.

Ту часть водосбросного фронта плотины, которая служит для забора воды с последующей подачей ее в канал, называют *решетчатой*, поскольку в ней расположена галерея, перекрытая сверху решеткой. Остальная часть водосбросного фронта представляет собой обычного типа водосбросную плотину (практического профиля или с широким порогом), предназначенную для пропуска расходов половодья или паводка. В этой части водосбросного фронта полезно иметь хотя бы один пролет с автоматическим переливом воды. Порог водослива в этом пролете располагают на НПУ или несколько ниже, определяя его положение расчетом исходя из пропуска минимальных расходов при НПУ, исключая расходы водозабора.

2. Типы глубинных водозаборов. В специальной литературе приводится описание значительного числа типов глубинных водозаборов. Общей систематизации таких водозаборов пока еще нет, но считается, что число их типов составляет более 30 [105]. При этом можно отметить, что появляющиеся с каждым годом все новые и новые конструкции зачастую мало отличаются от имеющихся. Все усовершенствование их направлено на ограничение поступления донных наносов в галерею.

По способу забора воды и конструктивным особенностям м глубинные водозаборы могут быть объединены в три основные группы: 1) с донными решетками; 2) *послойно-решетчатые*; 3) *системы И. Я. Андрейчука*. Особенно много разновидностей водозаборов в первой группе. Зачастую разница между ними заключается в незначительных конструктивных деталях, применение которых, по мнению их авторов, уменьшает поступление донных наносов в галерею или создает более благоприятные условия для перехвата донных наносов перед решетчатой частью плотины.

Глубинные водозаборы применимы для односторонней и двусторонней подачи воды. Водозаборная решетчатая часть их может занимать весь водосбросный фронт гидроузла или только часть его (рис. 36.14).

* Применение глубинных водозаборов на горных участках рек дало повод называть их горными водозаборами, что нельзя признать правильным, так как подобные водозаборы применимы и на других участках рек, точно так же, как и на горных участках возможно возведение водозаборов других типов.

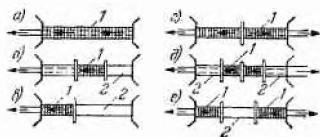
3. Глубинные донные решетчатые водозаборы. Для рассматриваемого типа водозабора нет твердо установившегося названия. В специальной литературе для него имеется восемь различных названий, и тем не менее ни одно из них не отражает существа конструкции и особенности работы его. Так, можно встретить такие названия этого водозабора: горный, горный решетчатый, с донной решеткой, водозаборная плотина с донными решетками, донный с решетчатой галереей, тирольский и т. д. Принятое здесь название наиболее полно отражает особенности этого типа водозабора и соответствует официальной терминологии.

Особенность глубинных донных решетчатых водозаборов состоит в том, что они являются составной частью водосбросного фронта плотины и используются одновременно для забора воды и частично для сброса ее в нижний бьеф. И только в случае, когда весь расход реки идет на потребление и поступает в канал, сброс воды в нижний бьеф гидроузла не происходит.

Количественное соотношение расходов, поступающих в галерею и сбрасываемых в нижний бьеф, определяется расчетом. Исходя из удельного расхода, поступающего в галерею через 1 м длины решетки, определяется необходимая длина ее. При этом, как указывалось выше, решетчатая часть плотины может занимать весь водосбросный фронт или только часть его.

Конструкция глубинного донного решетчатого водозабора приведена на рис. 36.15. В гидроузле с таким водозабором плотина состоит из трех частей: решетчатой, водосбросной и промывника (промывной камеры). В решетчатой части в теле плотины устроена галерея, перекрытая сверху решеткой, в которую поступают расходы, подаваемые потребителю. Водосбросная часть предназначена для пропуска расходов в нижний бьеф, сброса плавающих тел — льда, шуги и пр., а также для промывки верхнего бьефа от отложений донных наносов. С этой целью пролет водосбросной части, примыкающий к решетчатой части, рекомен-

Рис. 36.14. Схема размещения водозаборной решетчатой части плотины



а — по всему водосбросному фронту при односторонней подаче воды; б — в середине водосбросного фронта при односторонней подаче воды; в — в примыкании к устью (берегу) при односторонней подаче воды; г — по всему водосбросному фронту при двусторонней подаче воды; д — в середине водосбросного фронта при двусторонней подаче воды; е — в примыкании к устью (берегам) при двусторонней подаче воды; 1 — водозаборная часть плотины; 2 — водосбросная часть плотины

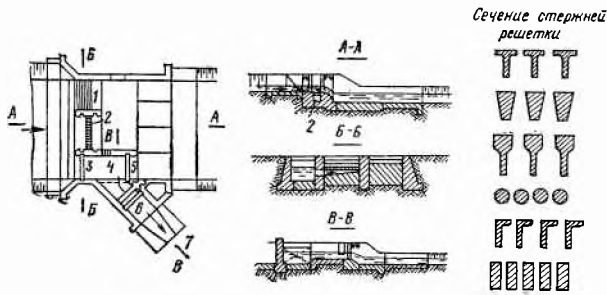


Рис. 36.15. Глубинный донный решетчатый водозабор

1 — водосбросная плотина; 2 — донная галерея; 3, 5 — нижний и верхний затворы промывной камеры; 4; 6 — шлюз-регулятор; 7 — канал

дуются устраивать с наклонным порогом на низких отметках. В этот пролет поступает много донных наносов, так как в верхнем бьефе вследствие перераспределения удельных расходов возникает поперечная циркуляция. Промывная камера может и отсутствовать, как это было, например, в первоначальных схемах глубинных решетчатых водозаборов. Располагают промывную камеру между решетчатой частью плотины и устоем. Она предназначена для смыва наносов, поступивших из галереи, а также для промывки верхнего бьефа, когда там отложится града донных наносов вблизи водозаборных решетчатых пролетов.

Поперечное сечение галереи может быть принято любой геометрической формы — квадратное, прямоугольное, многоугольное, круглое и любое сочетание из них. Скорости в галерее, определяемые расчетом, должны обеспечивать транспортирование как донных, так и взвешенных наносов, поступивших в галерею через решетку. Вода из галереи попадает в аванкамеру, расположенную в примыкании к устью. Учитывая, что в галерею может поступить расход, больший расчетного, в пределах аванкамеры полезно устраивать автоматический сброс с направлением воды в нижний бьеф гидроузла. Наличие автоматического сброса позволит обеспечить подачу в канал расчетных расходов и, следовательно, исключить переполнение его. Аванкамеру полезно использовать и как гравиеловку (пескостовку) для смыва крупных наносов, неизбежно поступающих через прозоры решетки. В период межени (для горных рек это будут зимние месяцы) воду можно забирать через шлюз-регулятор зимнего водозабора, размещаемый в некотором удалении от решетчатой части плотины.

Решетки, перекрывающие галерею, выполняют из металла, реже из дерева. Возможные формы поперечного сечения стержней решетки приведены на рис. 36.15. Следует отдавать предпочтение стержням с тонкими верхними полками, так как между ними меньше заклиниваются наносы и упрощается очистка решеток.

Особенность гидравлического расчета водозабора с донной решеткой состоит в определении длины решетчатой части плотины и размеров галереи. При расчете ставится условие, чтобы через решетчатую часть плотины пропускательный расход

$$Q_{реш} = (1,25 \dots 1,5) Q_k, \quad (36.16)$$

где Q_k — расход, подаваемый в канал, с учетом расхода, идущего на промывку отстойника, если он предусмотрен.

Плановые размеры решетки определяются из формулы*

$$Q_k = \rho \mu k_{зас} l_{реш} b_{реш} \sqrt{2gh_{ср}}, \quad (36.17)$$

где $\rho = s/(s+d)$ — коэффициент просветов (здесь s — зазоры между стержнями решетки; d — толщина стержней решетки); μ — коэффициент расхода, зависящий от уклона решетки: по Е. А. Замарину [66], $\mu = 0,6 \dots 0,65$ при $i = 0,1$ и $\mu = 0,55 \dots 0,6$ при $i = 0,2$; $k_{зас}$ — коэффициент засорения решетки, определяемый опытным путем; для предварительных расчетов можно принять $k_{зас} = 0,9$; $l_{реш}$ и $b_{реш}$ — длина и ширина решетки; $h_{ср}$ — глубина воды посередине решетки.

Для определения $h_{ср}$ используют зависимости, полученные на основе экспериментальных исследований, исходя из следующих положений (рис. 36.16). При глубине воды перед галереей H в начале решетки устанавливается первая критическая глубина:

$$h_{1кр} = 0,47 q_1^{2/3}, \quad (36.18)$$

где q_1 — удельный расход на подходе к решетке, равный $Q_{реш}/l_{реш}$.

В конце решетки после отбора части расхода в галерею устанавливается вторая критическая глубина:

$$h_{2кр} = 0,47 q_2^{2/3}, \quad (36.19)$$

где q_2 — удельный расход за решеткой, равный $(Q_{реш} - Q_k)/l_{реш}$.

* Формула дана для неподтопленного водослива.

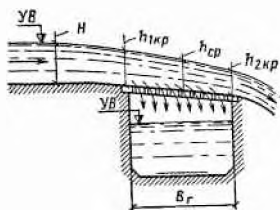


Рис. 36.16. Расчетная схема галереи донного водозабора

Среднюю глубину, подставляемую в формулу (36.17), вычисляют по зависимости

$$h_{ср} = 0,81(h_{1кр} + h_{2кр})/2. \quad (36.20)$$

В формуле (36.17) две неизвестные величины: $l_{реш}$ и $b_{реш}$. Вначале можно задать длину решеток исходя, например, из компоновочных условий или определить ее по зависимости

$$l_{реш} = Q_k/q_{реш}, \quad (36.21)$$

где $q_{реш}$ — удельный расход на 1 м длины решеток, принимаемый от 0,5—1 м³/с и больше.

При известной длине решетки из формулы (36.17) определится ширина ее $b_{реш}$. Следует, однако, иметь в виду, что ширина решетки больше 2—2,5 м не рекомендуется из условия статической работы стержней, так как при этом размеры их получатся большими и сама решетка тяжелой. Корректировку ширины решетки при определении ее по формуле (36.17) производят путем изменения параметра $q_{реш}$.

Расчеты по определению размеров решетки ведут при НПУ. При форсировке уровня верхнего бьефа производят поверочный расчет, состоящий в определении расхода, поступающего в канал $Q'_k > Q_k$. Чтобы недопустить переполнения канала, разность расходов $Q'_k - Q_k$ должна быть сброшена в нижний бьеф гидроузла через автоматический сброс в аванкамере. При минимальных расходах реки, близких к Q_k , решетки в водозаборных пролетах поднимают и весь расход поступает в галерею.

Вторая часть расчетов сводится к определению площади сечения галереи и ее уклона. Движение воды в галерее происходит с переменной массой, что обуславливает применение соответствующих гидравлических зависимостей. При использовании приближенных методов расчета галерею разбивают по длине на равные участки (не менее трех). Расчет в этом случае ведут по формулам равномерного движения с отношением всех расчетных величин к среднему сечению каждого участка. В результате таких расчетов определяют уклон, площадь сечения галереи и скорости в ней. Методы расчета галерей аналогичны приведенным для траншейных водосбросов.

4. Усовершенствование глубинных донных решетчатых водозаборов. Недостаток донного водозабора, показанного на рис. 36.15, — возможность засорения решетки и поступления в галерею значительного количества наносов размерами как меньше, так и больше зазоров между стержнями решетки. Поступлению в галерею наносов размерами больше просветов решетки способствует форма частиц, имеющих тарельчатое очертание (вытянутый эллипсоид), со значительной разностью размеров в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

Один из эффективных способов борьбы с поступлением донных наносов в водозаборную галерею [15] заключается в расположении перед водозаборной галереей параллельно ей наносоперехватывающей траншеи (рис. 36.17). Наносоперехватывающая траншея размером примерно 0,6×0,6 м перекрывается крупной решеткой с зазорами между стержнями, в 1,5—2 раза большими, чем у водозаборной галереи. При движении потока воды через водослив большая часть влекомых наносов (до 98%) поступает в наносоперехватывающую траншею. Пульпа со значительным насыщением, доходящим до 200 кг/м³, непрерывно сбрасывается из траншеи в нижний бьеф по промывным трубам, расположенным в бычке или в теле водосливной плотины, примыкающей к не-

му, а также прокладываемые под водозаборной галереей*. Для регулирования расхода, проходящего по наносоперехватывающей траншее, перед промывными трубами ставят затворы, которые используют также для выключения траншеи из работы.

Значительного уменьшения поступления донных наносов в водозаборную галерею достигают при применении для нее ребристых решеток (см. рис. 36.17). При расположении стержней обычной решетки по течению потока воды частицы наносов движутся так, что их наибольший размер находится в вертикальной плоскости, параллельной направлению потока (перемещаются подобно колесу). Это и приводит к поступлению в галерею наносов, размеры которых больше, чем расстояние между стержнями решетки.

На использовании метода возбуждения поперечной циркуляции путем создания криволинейного русла и принудительного перераспределения расходов основан глубинный водозабор с косонаправленным ступенчатым порогом** [192]. Схема такого водозабора при одностороннем поступлении воды в канал приведена на рис. 36.18. Как и при глубинном донном решетчатом водозаборе, русло реки перегорожено плотиной. Водозаборная часть ее с галереей, перекрытой решеткой, расположена у берега. Косонаправленный порог одной стороной примыкает к выдвинутому в сторону верхнего бьефа бычку, устроенному в конце водозаборного пролета, а другой стороной упирается в берег. Порог имеет переменную высоту — меньшую в примыкании к бычку и большую в примыкании к берегу. Длину повышенной части порога принимают примерно в 2 раза больше длины его пониженной части. Отношение высот их берется в пределах 0,4—0,7. При движении потока вдоль косонаправленного порога донные струи отклоняются в сторону русла реки. При подходе к бычку наносы поступают в водовод (промывник), расположенный в его теле, и сбрасываются в нижний бьеф. Вода переливается через косонаправленный порог, а затем поступает через решетку в донную галерею; излишки воды сбрасываются через водослив в нижний бьеф.

Лабораторные исследования, а также натурные наблюдения за работой таких водозаборов, построенных на горных реках Киргизии, показали, что поступление донных наносов в их водозаборную галерею значительно меньше, чем, например, у водозаборов, выполненных по схеме на рис. 36.15.

5. Послойно-решетчатые водозаборы. Этот тип водозаборов разработан проф. Н. Ф. Данелия [53]. В отличие от прочих глубинных водозаборов борьба с донными наносами в нем ведется не в месте непосредственного забора воды, а на подходе с использованием явления обтекания вертикальных преград.

Если в потоке установить преграду (рис. 36.19), то с ее лобовой стороны создается зона с повышенным давлением, в результате чего появ-

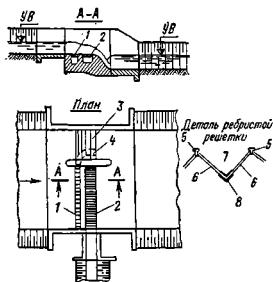


Рис. 36.17. Глубинный донный решетчатый водозабор с наносоперехватывающей траншеей

1 — наносоперехватывающая траншея; 2 — водозаборная галерея; 3 — водосливная плотина; 4 — промывная труба, размещенная в теле водосливной плотины; 5 — ребро жесткости; 6 — стержни решетки; 7 — нанососборный лоток; 8 — поддерживающий уголок

* Прокладку промывных труб через водозаборную галерею следует считать недопустимой, так как это уменьшает ее живое сечение и создает трудности для движения потока воды.

** Косонаправленный порог, называемый также донным циркуляционным наносоперехватчиком, можно использовать и в других типах водозаборов, например боковых.

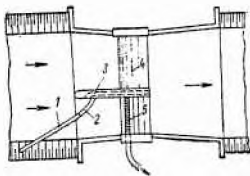
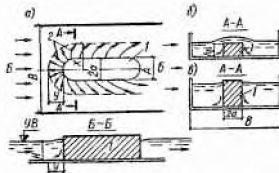


Рис. 36.18. Глубинный водозабор с косонаправленным ступенчатым порогом

1 — повышенная часть косонаправленного порога; 2 — пониженная часть косонаправленного порога; 3 — проемы в теле бычка; 4 — водосливная часть плотины; 5 — водозаборная часть плотины

Рис. 36.19. Обтекание потоком вертикальной преграды

а — план и продольный профиль; б — разрез по затопленной преграде; в — разрез по незатопленной преграде; 1 — вертикальная преграда; 2 — донные токи



ляются обратные донные токи, направленные от преграды. Они возникают как при затопленной, так и при незатопленной преграде, хотя пространство их будет неодинаковым. Обратное течение, встречаясь с основным течением, переходит на некотором расстоянии y от преграды во вращательное движение, приостанавливающее движение донных наносов в основном потоке и направляющее их в обход преграды. В результате возле боковых поверхностей преграды образуется полоса шириной $x-a$, свободная от наносов.

В послонно-решетчатом водозаборе в качестве вертикальной преграды используют бычки, а воду забирают в примыкающей к боковым поверхностям этих бычков полосе, свободной от донных наносов.

В соответствии со схемой, приведенной на рис. 36.19, проф. Н. Ф. Дanelия рекомендует определять параметры x и y по зависимостям, полученным им в результате экспериментальных исследований. Обобщенные зависимости, учитывающие влияние степени стеснения русла и скорости его набега на преграду, имеют следующий вид:

для незатопленных преград

$$x = C_x A (E_x - D_x); y = C_y A (E_y - D_y); \quad (36.22)$$

для затопленных преград

$$x_3 = x - 0,08 (H - h_6); y_3 = y - 0,08 (H - h_6), \quad (36.23)$$

где $E_x = 1 - k_x \sqrt{n}$ и $E_y = 1 - k_y \sqrt{n}$ — параметры, учитывающие стеснение русла; $D_x = D_y = m_x v (v_\phi - v_0) / v_0$ — параметры, учитывающие влияние скорости набегающего потока.

В формулах приняты следующие обозначения: $C_x = 2$; $C_y = 1,6^*$; $A = 2a$ — ширина бычка; H — глубина потока; h_6 — высота бычка; $n = A/B$ — коэффициент стеснения русла; $k_x = 0,67 \dots 0,85$ и $k_y = 0,75 \dots 0,95$, меньшие значения k_x и k_y соответствуют $n > 0,6$, а большие — $n \leq 0,6$; $m_x = m_y = 0,013$ — коэффициенты скорости; v_ϕ — фактическая скорость потока; v_0 — начальная скорость, по опытам проф. Н. Ф. Дanelия принята равной $0,15$ м/с.

Если пренебречь влиянием параметров E и D , получим максимальные значения x и y для незатопленных преград:

$$x = 2A; y = 1,6A. \quad (36.24)$$

Конструктивная схема послонно-решетчатого водозабора приведена на рис. 36.20. В теле водосборной плотины размещена водозаборная галерея, по длине которой поставлены полые бычки, затопляемые во время паводка. При обтекании потоком бычков возникает реактивное донное течение, распространяющееся и вдоль них. В зоне реактивного дон-

* Профессор Н. Ф. Дanelия указывает, что сходные результаты в опытах получались при значениях $C_x = 1,52 \dots 2$ и $C_y = 1,3 \dots 1,6$.

ного течения в примыкании к бычкам расположены решетки, через которые вода поступает в галерею. Кроме того, вода поступает в галерею и через решетки, перекрывающие верх бычков, поскольку они затопляемые. В средней части протелов между бычками галерея перекрыта сплошными плитами. На этом участке протекает насыщенный наносами поток, сбрасываемый в нижний бьеф гидроузла. Вода из галереи поступает в криволинейный канал, расположенный на берегу за устоем. В конце канала устроено промывное отверстие, предназначенное для смыва донных наносов, частично поступивших в галерею. В стенке криволинейного канала целесообразно устраивать автоматический сброс для спуска в нижний бьеф гидроузла излишних расходов, поступивших в галерею. К концу криволинейного канала примыкает магистральный или деривационный канал, а в необходимых случаях — отстойник для осаждения взвешенных наносов.

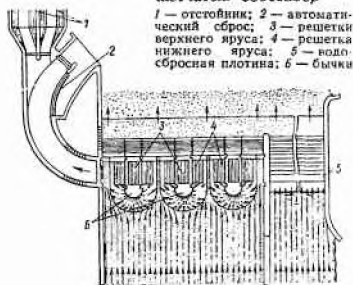
Водозаборная часть сооружения может быть расположена по одной из схем, приведенных на рис. 36.14. Двусторонняя подача воды в этом типе водозабора решается легко и не оказывает существенного влияния на режим донных наносов.

Послойно-решетчатые водозаборы располагают на прямолинейных и криволинейных участках рек, но в последнем случае они могут быть только односторонними. Размещают водозаборную часть сооружения на криволинейном участке реки у вогнутого берега, как это показано на рис. 36.12. Местоположение водозабора находят путем построения, приведенного на рис. 36.1.

Послойно-решетчатые водозаборы применяют на реках с большим количеством донных наносов. Это преимущественно горные и высокогорные участки рек, однако их можно использовать и на предгорных участках. Расходы водозабора, по рекомендации проф. Н. Ф. Дanelия, при двусторонней подаче воды могут быть в пределах от 0,4 до 24 м³/с, а при односторонней — от 0,2 до 12 м³/с при расходах реки до 500 м³/с.

В результате лабораторных и натурных исследований проф. Н. Ф. Дanelия даны следующие рекомендации по конструированию послойно-решетчатых водозаборов. Ширину бычков принимать равной $A = 2a = 1 \dots 1,5$ м, а высоту — $h_6 = (0,6 \dots 1)a$, т. е. $h_6 = 0,3 \dots 0,75$ м. Пролет между бычками принимать равным $1,5A = 3a$, разбивая его на три равные части, каждую шириной a . Пролет между бычком и устоем должен иметь ширину $2a$ и состоять из двух частей. Бычки выдвигают вверх по течению от начала решетки на $1,5a$. В пролетах между бычками предусматривают две линии затворов-шандор — перед решеткой и за ней. Водозаборные решетки располагают в два яруса (верхний и нижний). Решетки нижнего яруса размещают в примыкании к бычкам. Среднюю часть пролетов шириной a перекрывают железобетонной плитой или листовой сталью. Решетки верхнего яруса располагают по верху бычков и включают в работу во время пропуска паводковых расходов или при полном заборе расходов реки в каналы. В это время верхний бьеф подпирают шандорами, расположенными за решеткой. Решеткам нижнего яруса придают уклон 0,1—0,15, а решеткам верхнего яруса — уклон 0,05—0,1. Секции решеток обоих ярусов делают съемными, желательнее съемными плитами

Рис. 36.20. Послойно-решетчатый водозабор



1 — отстойник; 2 — автоматический сброс; 3 — решетка верхнего яруса; 4 — решетка нижнего яруса; 5 — водосбросная плотина; 6 — бычки

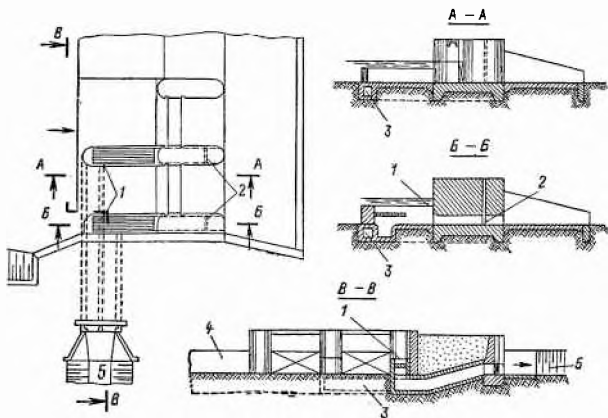


Рис. 36.21. Бычковый водозабор с горизонтальной решеткой

1 — решетка; 2 — затворы промывных отверстий; 3 — напорный водовод; 4 — водосбросная плесина; 5 — канал

перекрывать и средние части пролетов; это даст возможность в случае нарушения симметричного подхода потока регулировать длину водозаборной части решетки.

Гидравлический расчет послойно-решетчатого водозабора в части водоприемных отверстий (решеток) и галерей выполняют так же, как и в донных решетчатых водозаборах. Профессор Н. Ф. Дanelия рекомендует расход, поступающий в галерею через верхние решетки, не учитывать, оставляя его в качестве запаса (резерва) в связи с трудностью строгого учета засорения решеток.

6. Бычковый водозабор с горизонтальной решеткой (рис. 36.21). Конструкция такого водозабора разработана И. Я. Андрейчуком. Водозабор относится к совмещенным типам, поскольку его водоприемные отверстия расположены в быках и устоях водосбросной плотины.

Бычковые водозаборы с горизонтальной решеткой применимы для односторонней и двусторонней подачи воды.

Быки и устой водосбросной плотины, предназначенные для забора воды, выдвигают в верхний бьеф. Горизонтальную поверхность их располагают ниже НПУ на 0,75—1,5 м. Выдвинутая часть быков и устоев представляет собой полую конструкцию, образующую камеру (колодец), перекрытую сверху решеткой. В головной части быков и устоев на всю ширину их ставят стенки с радиальным очертанием со стороны верхнего бьефа. При обтекании такой преграды потоком возникает циркуляционное течение, отклоняющее донные наносы к середине пролета и тем самым исключая их поступление в камеру. В боковых поверхностях этих стенок устраивают пазы для закладки шандор, располагаемых вдоль быка, по его краям. Шандоры используют для выключения водозаборных отверстий (колодцев) из работы. Каждая камера имеет самостоятельный напорный водовод (по типу дюкера), по которому вода подается в каналы или отстойник, если он предусмотрен в гидроузле. Водоводы прокладывают в понуре плотины параллельно ее продольной оси. Выходные сечения водоводов располагают на берегу, оборудуя их в виде оголовков, в которых предусматривают плоские затворы, позволяющие регулировать расходы воды, поступающие в канал.

Наносы, отложившиеся в камерах (колодцах), смывают через промывные галереи, прокладываемые посередине водозаборных быков и устоев. Работают они периодически. Для регулирования промывных расходов в конце галерей ставят затворы.

Через каждый бык считают возможным забрать расход от 2 до 5 м³/с, а через устой — 0,7 от этого расхода. Входные скорости в камерах назначают в пределах 0,3—0,5 м/с, а в напорных водоводах — от 1 до 2 м/с, причем при этих скоростях не должны выпадать взвешенные наносы, поступающие вместе с потоком воды из реки.

Порог плотины между водозаборными пролетами располагают ниже решеток не менее чем на 1 м. Пролеты между решетками перекрывают плоскими или сегментными затворами. Остальная часть водосбросного фронта может быть выполнена в виде водосливной плотины как с затвором, так и без затвора на гребне. При пропуске максимальных расходов через гидроузел все отверстия плотины работают на сброс воды в нижний бьеф при ФПУ. Этот случай является расчетным для определения длины водосбросного фронта.

В нормальных условиях эксплуатации пролеты между водозаборными отверстиями могут быть перекрыты затворами или через них может сбрасываться часть расхода. При пропуске воды по всему водосбросному фронту удельные расходы через водозаборные пролеты следует давать меньше удельных расходов остальной части водосбросного фронта. Путем такого перераспределения удельных расходов создаются благоприятные условия для отклонения донных наносов от водозаборных отверстий.

Особенность гидравлического расчета этого типа водозабора состоит в определении площади камеры и потерь напора для установления отметки уровня воды в канале.

При напорном режиме потока в камере* площадь входного отверстия камеры определяют из формулы

$$Q = \mu p \omega_{\text{кам}} \sqrt{2gh_{\text{вх}}}, \quad (36.25)$$

где μ — коэффициент расхода, равный 0,5—0,6; $p = s/(s+d)$ — коэффициент просветов (здесь s — зазоры между стержнями, принимаемые от 5 до 15 см; d — толщина стержней решетки, равная 1—3 см); $\omega_{\text{кам}}$ — площадь камеры; $h_{\text{вх}}$ — потери напора на вход в камеру, определяемые по зависимости

$$h_{\text{вх}} = \zeta_{\text{вх}} v^2 / (2g), \quad (36.26)$$

где v — скорость в камере за решеткой, равная 0,3—0,5 м/с, как об этом сказано ранее; $\zeta_{\text{вх}}$ — коэффициент сопротивления, среднее значение которого в быках равно 3,3, в устоях — 7,5.

При известной площади камеры $\omega_{\text{кам}}$ плановые размеры ее находят из соотношения

$$\omega_{\text{кам}} = I_{\text{кам}} b_{\text{кам}}. \quad (36.27)$$

Одну из двух величин ($I_{\text{кам}}$ или $b_{\text{кам}}$) задают, после чего определяют другую. Иногда дается рекомендация принимать длину быка в пределах водозаборной части от (2...3) H_6 до 4 H_6 , где H_6 — высота быка или устоя над флютбетом. Имеется также рекомендация по ограничению ширины быка (4—5 м).

Потери напора в напорном водоводе

$$h_{\text{вод}} = h_{\text{вх}} + h_{\text{пов}} + h_{\text{дл}} + h_{\text{вых}}. \quad (36.28)$$

Каждый член в этом равенстве определяют по формуле

$$h = \zeta_{\text{вод}} v^2 / (2g). \quad (36.29)$$

* Безнапорный режим хотя и возможен, но характеризуется большими потерями напора и тем самым потерей командования над орошаемой площадью при самотечной подаче воды.

Значения коэффициентов сопротивления на вход, поворот, по длине и на выход приведены в гидравлических справочниках, а скорость в водоводе, как было указано, принимают в пределах 1—2 м/с.

Отметку уровня воды в канале определяют путем вычитания из отметки НПУ суммы всех потерь.

Расчет промывной галереи сводится к определению скорости по формуле

$$v_{\text{пр}} = \mu \sqrt{2gz}, \quad (36.30)$$

где μ — коэффициент расхода, приблизительно равный 0,6; более точное его значение определяют по гидравлическому справочнику; z — разность уровней верхнего и нижнего бьефов в гидроузле.

Полученная по формуле (36.30) скорость должна равняться или быть больше скорости, при которой транспортируются все наносы из камеры.

ГЛАВА 37

ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ ОБ ОТСТОЙНИКАХ

§ 169. ХАРАКТЕРИСТИКИ ВЗВЕШЕННЫХ НАНОСОВ

1. **Фракционный состав наносов.** Взвешенные наносы состоят из частиц грунта различного диаметра, изменение которого в большинстве случаев происходит с весьма малыми интервалами. Это заставляет разбивать наносы по крупности на группы, называемые фракциями. В расчетах отстойников, когда используют табличные данные фракционного состава наносов, в формулы подставляют нижнее значение диаметра фракции. Разбивку на фракции производят по шкале со стандартной разностью диаметров. В необходимых случаях ее можно изменять с увеличением или уменьшением интервала по диаметрам, используя для этого кривую гранулометрического состава, построенную по табличным данным.

2. **Гидравлическая крупность наносов.**

Скорость осаждения взвешенных наносов в спокойной воде называют их *гидравлической крупностью* и обозначают буквой *w*. Выражают ее в см/с или мм/с, реже в м/с.

Гидравлическая крупность является одной из основных характеристик взвешенных наносов. Она входит в формулы для расчета геометрических размеров отстойников, а также служит определяющим параметром при вычислении транспортирующей способности потока воды.

Гидравлическая крупность зависит от размеров и формы частиц,

Таблица 37.1

Диаметр частиц <i>d</i> , мм	Гидравлическая крупность частиц <i>w</i> , мм/с, при температуре, °С				
	10	15	20	25	30
0,001	0,00068	0,00079	0,0009	0,001	0,0011
0,01	0,068	0,079	0,09	0,1	0,11
0,015	0,154	0,178	0,21	0,225	0,253
0,02	0,274	0,316	0,36	0,4	0,45
0,03	0,618	0,71	0,81	0,9	1,012
0,04	1,099	1,263	1,44	1,6	1,8
0,05	1,717	1,973	2,27	2,5	2,812
0,07	2,51	2,88	3,25	3,65	4,1
0,1	5,12	5,88	6,63	7,44	8,37
0,15	11,50	13,25	14,9	16,75	18,84
0,2	17,11	18,76	20,42	22,06	23,72
0,25	22,67	24,39	26,02	27,66	29,32
0,3	28,31	29,96	31,62	33,26	34,92
0,4	39,51	41,16	42,92	44,46	46,12
0,5	50,71	52,36	54,02	55,66	57,32
0,6	61,91	63,56	65,22	66,86	68,52
0,7	73,11	74,76	76,42	78,06	79,72
0,8	84,31	85,96	87,62	89,26	90,92
0,9	95,71	97,36	99,02	100,46	102,12
1	106,71	108,36	110,02	111,66	113,32
1,2	129,11	130,76	132,42	134,06	135,72
1,5	162,71	164,36	166,02	167,66	169,32

d , мм	ω , мм/с	d , мм	ω , мм/с	d , мм	ω , мм/с	d , мм	ω , мм/с
1,5	164,4	4	268,5	9	403	20	602
1,75	178	5	300	10	425	22,5	637
2	190	6	329	12,5	477	25	672
2,5	212,5	7	355	15	520	27,5	706
3	232,5	8	380	17,5	562	30	736

удельного веса их, а также от температуры воды, в которой происходит осаждение взвешенных наносов. Однако зависимость гидравлической крупности от температуры воды сказывается лишь до диаметра частиц примерно 1,5 мм. Для частиц крупнее температура воды не влияет на гидравлическую крупность. Числовые значения гидравлической крупности мелких частиц приведены в табл. 37.1, а крупных — в табл. 37.2. Наряду с табличными данными существует ряд формул, пользуясь которыми, можно определить значение гидравлической крупности.

3. Мутность. Двухфазную систему, представляющую собой механическую смесь воды и взвешенных в ней наносов, называют *гидросмесью*. При весьма большом содержании частиц грунта в воде гидросмесь иногда называют *пульпой*.

Содержание взвешенных частиц грунта в единице объема воды называют *мутностью*. Для ее оценки применяют два показателя: а) весовую мутность ρ , выражаемую в килограмм-силах взвешенных наносов в 1 м³ воды или в грамм-силах в 1 л; б) объемную мутность μ , выражаемую в литрах взвешенных наносов в 1 м³ воды.

Определяют мутность потока, забирая пробы гидросмеси при помощи приборов — батометров, отделяя затем наносы и взвешивая их или измеряя их объем.

4. Транспортирующая способность потока. Предельное весовое количество наносов, перемещаемых потоком во взвешенном состоянии, называют *транспортирующей способностью потока* и обозначают $\rho_{\text{тр}}$. Выражают ее в тех же единицах, что и мутность. Иногда вместо транспортирующей способности потока применяют термин «критическая мутность».

Поток в размываемом русле насыщается взвешенными наносами до транспортирующей способности, а если мутность превосходит ее, наносы осаждаются. Критическая мутность зависит от гидравлических характеристик потока (уклона, скорости, глубины и др.) и состава наносов.

Для оценки транспортирующей способности потока в каналах предложено много эмпирических формул, вычисления по которым не всегда согласуются между собой. Довольно часто рекомендуется пользоваться формулами Е. А. Замарина, имеющими следующий вид [65]:

$$\rho_{\text{пр}} = 0,022(v/w_0)^{3/2} \sqrt{Ri}; \quad (37.1)$$

формула (37.1) применима при $0,002 \leq w_0 \leq 0,008$ м/с;

$$\rho_{\text{тр}} = 11v \sqrt{Ri/w_0}; \quad (37.2)$$

формула (37.2) применима для более мелких наносов при $0,0004 < w_0 \leq 0,002$ м/с.

В приведенных формулах: v — средняя скорость потока; R — гидравлический радиус; i — гидравлический уклон; w_0 — средневзвешенная гидравлическая крупность, определяемая по формуле

$$100w_0 = \sum w_i \rho_i, \quad (37.3)$$

где p_i — процентное содержание по весу отдельных фракций взвешенных наносов; ω_i — средняя гидравлическая крупность отдельных фракций наносов, определяемая по зависимости

$$\omega_i = (\omega_1 + \omega_2 + \sqrt{\omega_1 \omega_2})/3, \quad (37.4)$$

где ω_1 и ω_2 — гидравлическая крупность частиц на границах фракций.

5. Незаиляющие скорости. Поток с критической мутностью соответствует некоторая незаиляющая средняя скорость, при которой им перемещаются все взвешенные наносы. Транспортирующая способность потока и незаиляющая скорость связаны между собой функционально. Наряду с этим есть формулы для определения незаиляющих скоростей, в которые показатель транспортирующей способности не входит.

6. Объемная масса наносов. В расчетах отстойников, связанных с их промывкой, необходимо знать объемную массу осевших наносов. Наиболее надежные данные могут быть получены опытным путем. Считается, что объемная масса отложившихся в отстойнике наносов колеблется от 1,1 до 1,5 т/м³ в зависимости от степени уплотнения и диаметра фракций. Более крупные наносы, отложившиеся в начале отстойника или в голове канала, имеют большую объемную массу по сравнению с мелкими наносами, поступающими в канал из отстойника.

Для определения объемной массы наносов, когда нет возможности использовать опытные данные, служит формула [255]:

$$\gamma_n = 0,8 + 0,66 \rho_{уд}^{0,3}, \quad (37.5)$$

где $\rho_{уд}$ — удельное содержание фракций крупностью более 0,05 мм.

Из формулы видно, что с увеличением содержания мелких фракций объемная масса наносов уменьшается, а предельное значение ее при крупных фракциях, когда $\rho = 1$, будет близким к 1,5 т/м³.

7. Распределение взвешенных наносов по глубине потока. Наблюдения показывают, что распределение взвешенных наносов по глубине потока подчиняется определенной закономерности. При расчетах отстойников обычно применяют некоторую модель, в какой-то степени отвечающую условиям фактического распределения наносов по глубине потока. На практике в качестве такой модели используют эпюры в виде простых геометрических фигур (рис. 37.1). При расчетах отстойников часто применяют прямоугольную эпюру. Такая эпюра хотя и не всегда соответствует фактическому распределению наносов, однако позволяет значительно упростить расчеты, а для внутрисистемных отстойников, в которых преобладают мелкие наносы, практически отвечает действительному распределению наносов по глубине потока.

8. Взвешивающая скорость потока. Перемещение наносов во взвешенном состоянии происходит благодаря наличию вертикальной составляющей скорости в потоке u_v . Эта составляющая, называемая взвешивающей скоростью, обеспечивает перемещение твердых частиц с удельным весом больше единицы. Наносы перемещаются вверх, если $u_v > \omega$. При $u_v < \omega$ наносы перемещаются вниз и осаждаются на дно — происходит процесс заиления русла.

Взвешивающая скорость u_v зависит от продольной скорости v и по некоторым эмпирическим формулам определяется как доля ее. Исследования последнего времени позволили А. Г. Хачатрянцу получить формулу для определения u_v , в которой наряду с продольной скоростью v учитывается шероховатость русла n и гидравлический радиус R [255]:

$$u_v = 0,065 (v - 0,05) v^{1/2} n^{1/2} / R^{1/3}. \quad (37.6)$$

Установлено, что для подъема частицы наносов со дна требуется вертикальная составляющая скорости, большая взвешивающей скорости. Для определения этой скорости служит формула [72]:

$$u_v^2 = \omega_0 (0,25 u_b + \omega_0) / (1,25 \omega_0). \quad (37.7)$$

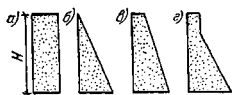


Рис. 37.1. Распределение взвешенных наносов по глубине потока

а — прямоугольная эпюра; б — треугольная эпюра; в — трапецидальная эпюра; г — комбинированная эпюра

Осаждение наносов в отстойнике основано на создании такой продольной скорости, при которой взвешивающая скорость меньше гидравлической крупности расчетных частиц наносов. Гидравлический смыв отложившихся наносов в отстойнике основан на создании такой скорости, при которой донные наносы становятся взвешенными.

§ 170. НАЗНАЧЕНИЕ ОТСТОЙНИКОВ

1. Понятие об отстойниках. Поток, насыщенный взвешенными наносами, поступает через водозаборные сооружения в канал с мутностью, соответствующей мутности речной воды. Так как скорости в каналах обычно меньше скорости в реке, взвешенные наносы частично осаждаются, приводя к заилению каналов. 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, расположенные вблизи места забора воды из реки, называют *головными*, а отстойники, устраиваемые вдали от водозабора на магистральных каналах, а также на каналах младшего порядка, — *внутрисистемными*.

2. Многоступенчатость осветления воды. В магистральных каналах скорости потока и соответственно транспортирующая способность его сравнительно велики. В распределителях, отходящих от магистральных каналов, скорости потока меньше, гидравлические параметры изменяются и в результате транспортирующая способность снижается. Мутность потока в распределителях превосходит критическую, поэтому часть взвешенных наносов здесь осаждается, приводя к снижению пропускной способности этих каналов.

Для предотвращения заиления распределителей предусматривают вторую ступень осветления воды, используя внутрисистемные отстойники. Задача их состоит в осаднении той части наносов, которую не в состоянии транспортировать отводящие каналы. Не исключается устройство третьей ступени осветления воды на каналах более низкого порядка.

Многоступенчатость осветления воды в оросительных системах позволяет избежать заиления каналов всех порядков и вынести взвешенные наносы в мелкую сеть, а затем на поля орошения. Исследования и анализ работы каналов показывают, что в оросительных системах мельчайшая сеть способна транспортировать до 1,5 кгс взвешенных наносов в 1 м³ воды.

3. Условия осаднения наносов в отстойниках. По характеру осаднения взвешенных наносов можно выделить две расчетные схемы отстойников. В первой из них ставится задача осаднения заданных фракций наносов, а во второй — уменьшения мутности на величину, равную разности между мутностью воды, поступающей в канал, и той, которая соответствует транспортирующей способности канала за отстойником.

Если поток насыщен крупными взвешенными наносами, задача отстойника состоит в осаднении таких частиц, которые не могут транспортироваться каналами за отстойником или могут принести вред, воздействуя, например, на лопасти гидротурбин и истирая их.

При расчете отстойников по этой схеме, а она будет первой в соответствии с установленной классификацией, задают расчетные диаметры взвешенных частиц наносов, подлежащих осаждению, определяя соответственно и размеры отстойников. При этом одновременно с частями расчетного диаметра в отстойнике будут осаждаться и все фракции взвешенных наносов, большие расчетных, а также частично и фракции наносов, меньшие расчетных.

Отстойники, отвечающие условиям работы по первой расчетной схеме, применяют в головах водозаборных сооружений на горных и предгорных участках рек. Такие отстойники сначала применяли на каналах деривационных ГЭС, и лишь позднее их стали применять и для других потребителей.

По второй расчетной схеме предполагают, что взвешенные наносы состоят только из мелких фракций, причем мутность потока при входе в отстойник значительно больше транспортирующей способности канала, от него отходящего. Расчет таких отстойников состоит в определении размеров их, при которых происходит осаждение избыточных наносов.

Отстойники, предназначенные для осаждения мелких фракций, получили название ирригационных; они применимы в голове водозаборных сооружений на реках, несущих большое количество взвешенных наносов, мелких по составу. Применяют ирригационные отстойники и как внутрисистемные, когда требуется вторая ступень осветления воды.

§ 171. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ОТСТОЙНИКОВ

1. Классификация отстойников.

Отстойники классифицируют по следующим признакам: по способу удаления наносов — с механической очисткой, с гидравлической промывкой и комбинированные; по режиму гидравлической промывки — с периодической промывкой и непрерывной промывкой; по месту расположения — в составе гидроузла, в удалении от него и внутрисистемные; по числу камер — однокамерные, двухкамерные и многокамерные.

2. Типы отстойников. В технической литературе рассмотрено много типов отстойников для ирригации и гидроэнергетики [195]. В большинстве случаев тип отстойника называют по имени автора, разработавшего его конструкцию. Основные из этих типов: 1) гидроэнергетический отстойник с периодической промывкой для осаждения крупных фракций наносов; 2) гидроэнергетический отстойник с непрерывной промывкой для осаждения крупных фракций наносов; 3) ирригационный отстойник для осаждения мелких фракций наносов с периодической очисткой; 4) озерный отстойник; 5) отстойник Дюфура — прототип гидроэнергетического отстойника с непрерывной промывкой; 6) отстойник системы Д. Я. Соколова; 7) отстойник с сифонным рефулером. Этот перечень можно по крайней мере удвоить, но это будут конструкции отстойников, не имеющие практического применения.

В большинстве типов отстойников предусмотрена непрерывная промывка. Однако практическое применение преимущественно находят отстойники с периодической промывкой.

В литературе первые два типа отстойников обычно называют без дополнительных характеристик. Чтобы выделить их из числа других отстойников, в дальнейшем условно будем называть их энергетическими. И только в том случае, когда совершенно очевидно, что речь идет именно о них, эти отстойники будут называться с периодической или с непрерывной промывкой.

3. Местоположение отстойников. В оросительных системах возможны следующие основные схемы расположения отстойников:

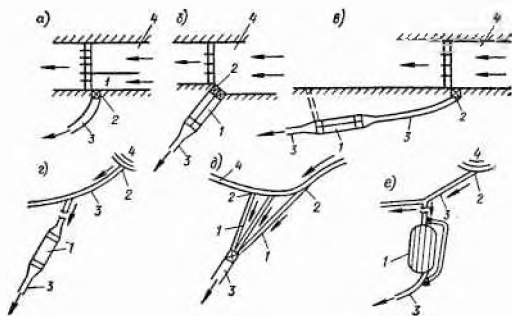


Рис. 37.2. Расположение отстойника в оросительных системах

а — 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 каналах-прокопах при бесплотинном водозаборе; е — на канале с использованием местных понижений местности; 1 — отстойник; 2 — водозабор; 3 — канал; 4 — река

1) в составе гидроузла перед водозабором в верхнем бьефе (рис. 37.2, а). Отстойник в этой схеме является составной частью водозабора и предназначается для осаждения только крупных фракций наносов — 0,5 мм и более;

2) в составе гидроузла с расположением на берегу (рис. 37.2, б). Такая схема применима при плотинных водозаборах на предгорных и равнинных участках рек при сравнительно больших напорах для обеспечения самотечного гидравлического смыва наносов из отстойника;

3) на канале вблизи гидроузла (рис. 37.2, в). Схема применима при низконапорных плотинах, а отнесение отстойника от гидроузла связано с условиями гидравлической промывки;

4) на канале в значительном удалении от гидроузла (рис. 37.2, г). Такая схема применима при двух-трехступенчатом осветлении воды;

5) на каналах-прокопах при бесплотинных водозаборах. Примером может служить водозабор с централизованным управлением (рис. 37.2, д). Отстойник служит для осаждения мелких фракций наносов, удаление их комбинированное;

6) на канале или в стороне от него вдали от водозабора. Здесь в качестве отстойника используется понижение местности — это так называемые озерные отстойники (рис. 37.2, е).

4. Степень осветления воды. Отношение мутности потока на выходе из отстойника к мутности его на входе называется степенью осветления воды. Она зависит от требований водопотребителя. Для деривационных каналов гидроэлектростанций вредными наносами считают песчаные фракции диаметром 0,25 мм и крупнее. При техническом водоснабжении степень осветления воды определяется технологическим процессом, а при питьевом водоснабжении требуется полная очистка воды от взвешенных наносов. В ирригации степень осветления воды принимают исходя из транспортирующей способности каналов за отстойниками, иными словами, учитывают избыточную мутность.

В соответствии с поставленными условиями о степени осветления воды рассчитывают и размеры отстойника. Длина головных отстойников, предназначенных для осаждения крупных фракций наносов, получается сравнительно небольшой — около 100 м. Оросительные же отстойники, в которых осаждаются мелкие фракции наносов с целью уменьшения мутности, имеют длину 3—4 км и более. Значительная длина ирригационных отстойников составляет одну из их особенностей.

5. Ирригационные отстойники. Такие отстойники предназначены для осаждения мелких фракций взвешенных наносов, составляющих значительную долю общей мутности потока (до 70% и даже больше). К мел-

ким фракциям обычно относят частицы, диаметр которых не превышает 0,1 мм.

Поток, насыщенный мелкими фракциями взвешенных наносов, характерен для равнинных участков рек. Типичной рекой, воды которой насыщены мелкими фракциями, является Амударья со следующим составом взвешенных наносов: фракций мельче 0,01 мм до 55%, фракций 0,01—0,05 в среднем 26—27%, фракции крупнее больше 0,25 мм или отсутствуют, или в отдельных створах составляют не более 1—2%. Примерно такое же распределение фракций взвешенных наносов свойственно потокам в магистральных каналах, в голове которых имеется отстойник для осаждения крупных наносов.

Задача ирригационных отстойников состоит в осаждении избыточных наносов и выпуске в отводящий канал потока, насыщенного взвешенными наносами до предела его транспортирующей способности.

Ирригационные отстойники располагают в голове системы и используют как внутрисистемные. Местоположение их зависит от состава взвешенных наносов и мутности потока. В бесплотинных многоголовых водозаборах в качестве ирригационных отстойников очень часто используют каналы-прокопы. Применяют ирригационные отстойники и в месте выпуска воды в распределители высших порядков, в которых гидравлические условия не обеспечивают транспортирование взвешенных наносов, перемещаемых магистральным каналом. И здесь на отстойники возлагается задача осаждения избыточных наносов.

Отложившиеся в ирригационных отстойниках наносы в большинстве случаев удаляют механическими средствами. За последнее время получила распространение гидромеханизация с использованием приспособленных для работы по очистке отстойников землесосных установок. Гидравлическую промывку применяют сравнительно редко. Это связано с трудностью создания разности уровней воды в отстойнике и промывном водоводе, а также скоростей, при которых происходит смыв наносов.

Гидравлические расчеты отстойников осложняются из-за неустановившегося движения воды в них. По длине отстойника при постоянном поперечном сечении его глубина воды непрерывно меняется, расход уменьшается и, следовательно, будут непостоянными и скорости. Затруднения встречаются и при расчете осаждения наносов, так как мутность потока по длине отстойника также непрерывно изменяется. Учитывая переменность основных гидравлических параметров, расчеты отстойников ведут приближенными способами [255]. Для этого рассматривают работу отстойников по периодам, считая все расчетные параметры постоянными и относя их к началу каждого периода.

При установлении степени осветления воды в отстойнике следует учитывать, что переосветление воды способствует зарастанию сети, повышению коэффициента шероховатости ее, лишает орошаемые поля плодородных частиц наносов, а кроме того, может вызвать размыв ирригационных каналов ниже отстойника. Исследования, приведенные на амударьинских оросительных системах, показали, что зарастание каналов начинается при мутности $\rho = 1,5 \dots 1$ кгс/м³, а буйное зарастание наблюдается при $\rho = 0,6 \dots 0,7$ кгс/м³ и скорости потока $v = 0,1 \dots 0,18$ м/с.

Ирригационные отстойники представляют собой расширенные участки канала. Поперечное сечение их трапецидальное с заложением откосов в зависимости от грунтов от 1,5 до 3.

Характерной особенностью ирригационных отстойников является их значительная протяженность, исчисляемая километрами. Определяется она расчетом и зависит от избыточной мутности, ширины отстойника и глубины воды в нем. Ширину отстойника назначают исходя из размещения применяемых для очистки от отложений наносов механизмов. При применении землесосных установок ширину отстойников назначают равной одной или двум ширинам захвата при свайном или двухтросовом

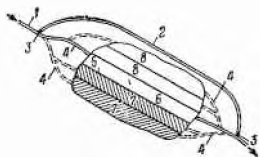


Рис. 37.3. Озерный отстойник

1 — подводящий канал; 2 — обводной канал; 3 — шлюз-регулятор; 4 — каналы-прископы; 5 — стенки, разделяющие отстойник на секции; 6 — секция, работающая на осаднение наносов; 7 — заливашная секция; 8 — резервные секции, используемые для разведения рыбы и водоплавающей птицы

папильонаже. Глубину воды в отстойнике определяют расчетом; обычно она не превышает 3—4 м.

На входе отстойников, очистка которых ведется земснарядами, необходимо предусмотреть устройство, обеспечивающее пропуск всего оборудования на плаву. Если при входе в отстойник имеется шлюз-регулятор, для перемещения земснарядов выполняют судоходный шлюз.

6. Озерные отстойники (рис. 37.3). Замкнутые естественные понижения местности (впадины), соответствующим образом приспособленные для осаднения взвешенных наносов, называют озерными отстойниками. Их применяют преимущественно на второй ступени осветления воды, но не исключается их использование и как головных. Существенное преимущество озерных отстойников

заключается в отсутствии затрат на удаление наносов, поскольку в основу их работы положен принцип полного заилиenia.

При применении озерных отстойников, требующих небольших единовременных затрат на устройство, снижаются эксплуатационные расходы, упрощается наблюдение за работой отстойников, сокращается отчуждение полезных сельскохозяйственных земель, а после заилиenia отстойников вся площадь, занятая ими, используется в полезных целях [277].

Понижение местности, предназначенное для использования под озерный отстойник, ограждают по контуру грунтовыми дамбами, чтобы исключить образование мелководья и затопление ценных земель. Для более сосредоточенного осаднения наносов и лучшего управления потоком воды отстойник разбивают на секции, отделяя их друг от друга грунтовыми дамбами или плетневыми сквозными стенками. При осаднении наносов секции включают в работу последовательно. Скорости в работающих секциях практически приближаются к нулю, вследствие чего происходит почти полное осветление воды. Для предотвращения размыва отводящего канала переосветленной водой устраивают обводной канал, по которому пропускают неосветленную воду, создающую в смеси с переосветленной водой мутность потока, соответствующую транспортирующей способности канала.

В процессе работы озерного отстойника резервные секции заполняют водой и используют для разведения рыбы и водоплавающей птицы.

ГЛАВА 38

ОТСТОЙНИКИ С ПЕРИОДИЧЕСКОЙ ПРОМЫВКОЙ

§ 172. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

1. Тип отстойников. Здесь рассматриваются отстойники с периодической промывкой только одного типа, названного ранее энергетическим. Применяют такие отстойники для осаднения сравнительно крупных фракций взвешенных наносов — 0,25 мм и крупнее. Такие фракции наносов в открытых грунтовых каналах без одежды потоком, как правило, не перемещаются, поэтому отстойники для их осаднения располагают в голове оросительных систем — непосредственно в гидроузле или вблизи него на канале.

2. Режим работы отстойников. Отстойники с периодической промывкой работают в два такта. В первом из них, по времени более продолжительном, происходит осаднение части взвешенных наносов из по-

тока, поступающего из реки, и одновременно подача осветленной воды в канал. Как только расчетные фракции взвешенных наносов, принятые к осаждению, начнут попадать в канал за отстойником, подачу воды потребителю прекращают, после чего наступает второй такт работы отстойника — смыв отложившихся наносов. Таким образом, в течение всего времени работы отстойника один такт сменяется другим. Как правило, очистку отстойников рассматриваемого типа осуществляют гидравлическим способом. Наносы, смытые водой, через промывные устройства сбрасывают в реку.

3. Составные элементы отстойника. В конструктивном отношении отстойники, размещенные на канале, состоят из следующих элементов (рис. 38.1): верхового сопрягающего участка; входного шлюза-регулятора; камер; выходного шлюза-регулятора и сборную промывную галерею; низового сопрягающего участка; промывного водовода. При расположении отстойника в гидроузле отсутствует верховой сопрягающий участок, а входной шлюз-регулятор входит одновременно в состав водозаборного сооружения. Все перечисленные конструктивные элементы отстойника в местах примыкания друг к другу отделяют деформационными швами с уплотнением их герметиками. Камеры отстойника, если длина их превышает допустимую по условиям температурных деформаций, имеют также поперечные деформационные швы.

Для уяснения конструкции отстойника, приведенного на рис. 38.2, каждый элемент его в дальнейшем рассматривается отдельно.

4. Однокамерные и многокамерные отстойники. Однокамерный отстойник — это бетонный или железобетонный бассейн, в начале и в конце которого установлены шлюзы-регуляторы для управления потоком (см. рис. 38.1, а). Бортовые стенки могут быть вертикальными или наклонными. Дно имеет продольный уклон.

Существенный недостаток однокамерного отстойника состоит в прекращении на время промывки (второй такт работы отстойника) подачи воды потребителю. Если по условиям эксплуатации перерыв в подаче воды в канал недопустим, параллельно камере отстойника устраивают обводной канал (см. рис. 38.1, б), по которому на время промывки подается вода потребителю. Так как через обвод подается неосветленная вода с повышенной мутностью, канал за отстойником заилеивается и наступает момент, когда требуется его чистка. Для регулирования подачи воды по обводному каналу в начале и в конце его ставят шлюзы-регуляторы.

При числе камер две и более отстойники называют многокамерными. Их можно рассматривать как систему параллельно присоединенных друг к другу однокамерных отстойников (см. рис. 38.1, в). Такие отстойники обеспечивают непрерывную подачу осветленной воды потребителю, так как во время промывки одной камеры, а промывают их последовательно одну за другой, работают остальные камеры, хотя и с некоторой перегрузкой по сравнению с расчетными условиями.

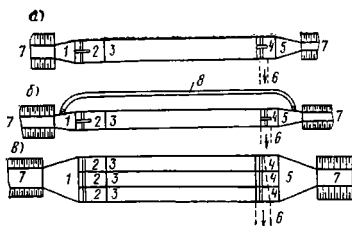


Рис. 38.1. Типы отстойников и составные элементы их

а — однокамерный; б — однокамерный с обводным каналом; в — многокамерный; 1 — верховой сопрягающий участок; 2 — входной шлюз-регулятор; 3 — камера; 4 — выходной шлюз-регулятор; 5 — низовый сопрягающий участок; 6 — промывной водовод; 7 — каналы; 8 — обводной канал

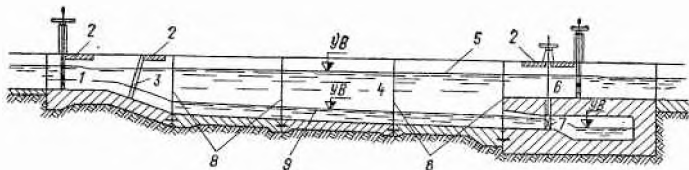


Рис. 38.2. Продольный разрез отстойника с периодической промывкой

1 — входной шлюз-регулятор; 2 — служебные мостики; 3 — уравнивательная решетка; 4 — камера; 5 — уровень воды в камере во время осаждения наносов; 6 — выходной шлюз-регулятор; 7 — затворы промывного шлюза-регулятора; 8 — деформационные швы; 9 — уровень воды в камере во время промывки ее

Достоинство многокамерных отстойников состоит также в том, что подача воды потребителю не прекращается и происходит по графику водопотребления и во время ремонта одной из камер. Мутность воды, поступающей в канал при этом, остается такой же, как и при работе всех камер, но частота промывок их несколько увеличивается.

В многокамерных отстойниках расход воды на промывку сокращается, что следует учитывать в гидроузлах, где весь расход водотока забирается на полезное потребление. Следует, однако, отметить, что общий объем воды, потребный для промывки, не зависит от числа камер.

Число камер назначают, учитывая эксплуатационные требования и принимая во внимание стоимостные показатели. Известно, что с увеличением числа камер стоимость отстойника возрастает, поэтому нормами рекомендуется сокращать число камер до минимума [218].

5. Отстойники с прямыми и обратными уклонами. Продольный уклон камер отстойников необходим для создания повышенных скоростей потока при гидравлическом смыве наносов. Для осаждения их, т. е. при работе отстойника в первом такте, уклон существенной роли не играет.

Уклон камер может быть прямым (положительным) и обратным (отрицательным) по отношению к движению воды при осаждении взвешенных наносов.

Для смыва наносов при прямом уклоне используют воду, поступающую через отверстие входного шлюза-регулятора. Выпуск воды, насыщенной отложившимися наносами (гидросмесь), осуществляют через отверстия промывного шлюза-регулятора в конце камеры.

Для смыва наносов при обратном уклоне используют осветленную воду, забираемую из канала за отстойником. Поступает она в камеру через отверстия выходного шлюза-регулятора. Можно смывать наносы и неосветленной водой, подавая ее по водоводу, прокладываемому в стенках или в днище камер. Выпуск воды в этом случае осуществляют через отверстия, устраиваемые в пороге выходного шлюза-регулятора. Устройство водоводов значительно осложняет конструкцию отстойника, так как для их размещения требуются массивные боковые стенки камер или глубоко заложенные фундаменты в днищах камер. Кроме того, требуется установка дополнительных затворов для регулирования подачи воды во время промывки. В связи с этим отстойники с обратным уклоном распространения не получили.

§ 173. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ОТДЕЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ОТСТОЙНИКОВ

1. Верховой и низовой сопрягающие участки. Отстойник и примыкающие к нему подводящий и отводящий каналы, как правило, имеют неодинаковую ширину. Для перехода от меньшей ширины канала к

большей ширине отстойника и служат сопрягающие (переходные) участки.

Сопрягающие участки располагают по трем основным схемам: 1) при совпадении оси канала с осью отстойника сопряжение устраивают в форме раструба, причем боковым стенкам придают прямолинейное очертание (рис. 38.3, а); 2) при расположении оси канала под углом к оси отстойника боковым стенкам переходного участка придают криволинейное очертание (рис. 38.3, б); 3) при расположении оси канала под углом к оси отстойника боковым стенкам переходного участка придают прямолинейное очертание с криволинейными вставками в месте сопряжения со стенками шлюза-регулятора (рис. 38.3, в). Для более равномерного распределения удельных расходов по ширине сопрягающего участка ставят направляющие стенки, располагая их веерообразно — прямолинейные в первой схеме и криволинейные во второй. Такие стенки примыкают к быкам шлюзов-регуляторов; высоту их принимают несколько меньше глубины воды, чтобы обеспечить постоянство уровня по всей ширине сопрягающего участка. Можно выполнять направляющие стенки и выше уровня воды, предусматривая по длине их сквозные отверстия у дна.

2. Входной и выходной шлюзы-регуляторы. Условия эксплуатации отстойников требуют их ремонта, периодического отключения камер для промывки, регулирования расходов воды во время подачи ее потребителю (в связи с переменностью ординат графика водопотребления). Все эти задачи выполняют шлюзы-регуляторы, расположенные в начале и в конце отстойника. В конструктивном отношении оба шлюза-регулятора обычно выполняют одинаковыми, размещая в пороге выходного дополнительно промывные устройства.

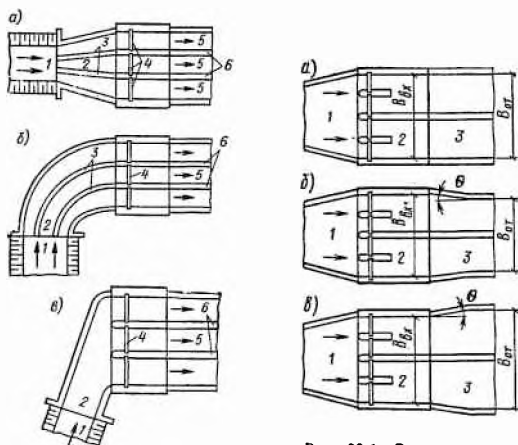


Рис. 38.3. Схемы сопряжения отстойника с каналом

а — при совпадении оси канала с осью отстойника; б, в — при расположении оси канала под углом к оси отстойника (соответственно криволинейные и прямолинейные стенки); 1 — канал; 2 — сопрягающий участок; 3 — направляющие стенки; 4 — затворы шлюзов-регуляторов; 5 — камеры отстойника; 6 — отдельные стенки камеры

Рис. 38.4. Схемы сопряжения камер отстойника со шлюзами-регуляторами

а — при одинаковой ширине камеры отстойника и шлюза-регулятора (рекомендуемая схема); б — при ширине камеры отстойника, меньшей ширины шлюза-регулятора; в — при ширине камеры отстойника, большей ширины шлюза-регулятора; 1 — сопрягающий участок; 2 — входной (выходной) шлюз-регулятор; 3 — камера отстойника

Ширину шлюзов-регуляторов, измеряемую от устья до устья (включая сюда и быки), $B_{вх}$ следует принимать равной суммарной ширине камер отстойника, включая сюда и раздельные стенки между ними, $B_{от}$ (рис. 38.4). Если эти размеры будут неодинаковыми ($\theta \neq 0$), то гидравлические условия осаждения наносов и промывки ухудшатся.

Длину шлюзов-регуляторов (размер в направлении потока в отстойнике) определяют из условия размещения пазовых конструкций, служебных и проезжих мостов (если они предусматриваются) и других частей, опирающихся на быки и устои или размещаемых в пороге. В верховом шлюзе-регуляторе в эту длину включают и пандус, при помощи которого происходит переход от более высокой отметки порога к более низкой отметке дна камеры. Заложение пандуса принимают не менее 3, обеспечивая во всех случаях безотрывное протекание потока при поступлении его в камеру.

Пролеты шлюзов-регуляторов обычно принимают на входе и выходе одинаковыми и равными ширине камер отстойника. Стенки камер и быки (устои) шлюзов-регуляторов составляют непрерывную водонепроницаемую конструкцию, разрезанную деформационными швами, как было указано ранее. Если ширина камеры очень велика, в пролете шлюза-регулятора ставят дополнительно быки. При уменьшенных пролетах улучшаются условия маневрирования затворами. Конструкция их упрощается, служебные мостики облегчаются.

Пороги шлюзов-регуляторов на входе и выходе располагают заподлицо с дном канала; отметки их можно иметь одинаковыми или корректировать, принимая постоянную глубину на пороге водослива и учитывая потери напора.

Расчетный режим работы камер отстойника на осаждение наносов основан на предположении, что в начальном сечении камеры будет выравненная эпюра скоростей как по вертикали, так и по горизонтали. Фактическая эпюра скоростей отклоняется от предполагаемой. Для выравнивания скоростей применяют уравнивательные решетки, размещая их в пределах длины пандуса. Такие решетки ставят вертикально или наклонно, причем наклонное положение предпочтительнее. Внизу решетки опираются на флутбет, а сверху — на балки служебного мостика, специально для этого выполняемого. При значительной ширине камер для опирания балок используют стойки.

3. Камеры отстойника. В отстойниках с периодической промывкой в общем объеме камер можно выделить так называемый мертвый объем, в пределах которого происходит осаждение взвешенных наносов. Он определяется как произведение площади камеры (горизонтальной проекции) на среднюю высоту от дна до порога выходного шлюза-регулятора. В продольном направлении глубина воды в камере будет переменной и движение потока во время осаждения наносов неравномерным.

Камеры в многокамерных отстойниках отделяют друг от друга продольными стенками, располагая их верх выше расчетного уровня воды на 0,3—0,5 м. Поперечное сечение стенок может быть прямоугольным или трапециoidalным (рис. 38.5). Раздельные стенки камер, как и береговые стенки (последние ошибочно называют устоями), отделяют от флутбета (дна камеры) водонепроницаемыми швами или выполняют без швов, применяя так называемую доковую конструкцию. В последнем случае, если ширина камер отстойника большая и по условиям температурного воздействия требуются деформационные швы, разрезку дают посередине стенок, продолжая ее в быках шлюзов-регуляторов.

В многокамерных отстойниках ширина камер может быть как одинаковой, так и различной. В соответствии с этим определяют и пролеты шлюзов-регуляторов, учитывая, что в каждой камере происходит само-

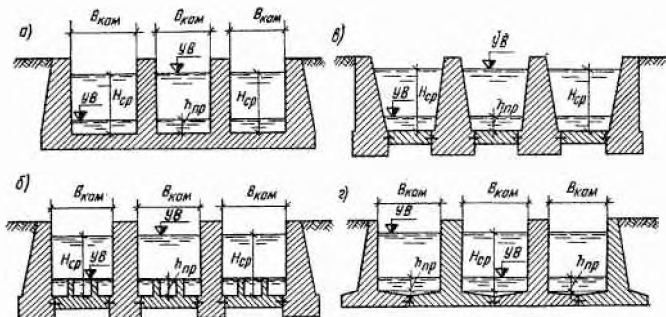


Рис. 38.5. Поперечное сечение камер отстойника с периодической промывкой

а — прямоугольное доковой конструкции; б — прямоугольное со шлами у стенок и низкими продольными ребрами; в — трапецидальное со шлами у стенок; г — прямоугольное с разрезкой по середине камер

стоятельное управление потоком при осаждении наносов и при промывке.

В широких камерах обеспечение устойчивого протекания потока во время промывки с постоянной глубиной достигается путем постановки продольных ребер высотой, равной глубине воды $h_{пр}$ (рис. 38.5, б). Такими ребрами камеры разбивают на отдельные лотки, в каждом из которых соотношение между шириной и глубиной воды исключает блуждание потока. В пределах лотков смыв наносов происходит по всей их ширине.

4. Промывные устройства. Как уже упоминалось, составными частями промывных устройств являются промывной шлюз-регулятор и сборная промывная галерея, продолжением которой служит промывной водовод.

Промывной шлюз-регулятор (промывник) предназначен для управления потоком во время гидравлической промывки камер отстойника. Каждая камера имеет самостоятельный промывник, ширина которого из конструктивных соображений принимается меньше ширины камеры. При широких камерах промывник имеет несколько пролетов. Размещают его в пороге выходного шлюза-регулятора. Высоту отверстия промывника и толщину плиты над ним целесообразно принимать одинаковыми. В этом случае затворы промывника в поднятом состоянии не будут выступать над порогом выходного шлюза-регулятора, что обеспечивает некоторые эксплуатационные удобства. Высоту отверстия промывника назначают больше глубины потока при промывке, что позволяет беспрепятственно пропускать плавающие тела, например, шугу, мусор и пр. Порог промывника устраивают заподлицо с дном камеры.

Сборную промывную галерею располагают в пороге выходного шлюза-регулятора по всей его длине. Дно сборной галереи находится ниже порога промывника, что является следствием одинаковых отметок дна всех камер и наличия уклона галерей. Принятая скорость в сборной галерее должна обеспечивать транспортирование наносов в потоке, поступающем из камеры.

Промывной водовод, его также называют пульпопровод, грязеспуск, водосбросной тракт, выполняют открытым в виде канала в выемке или закрытым в виде трубы. Из эксплуатационных условий высоту трубы рекомендуется назначать не менее 1,5 м, даже если по расчету для пропуска промывного расхода требуется значительно меньшая высота.

В месте примыкания сборной галереи к промывному водоводу полезно устраивать уступ, но можно выполнять примыкание и на одном уровне. Устье промывного водовода располагают в пределах водобоя или рисбермы, если отстойник размещен в гидроузле, или на береговом откосе реки, если отстойник размещен на канале в некотором удалении от гидроузла. Участок берегового откоса реки в зоне устья покрывают одеждой, а у подошвы откоса во избежание подмыва устраивают бетонный зуб или забивают шпунтовую стенку.

§ 174. РАСЧЕТЫ ОТСТОЙНИКОВ

1. Состав расчетов. При проектировании отстойников выполняют гидравлические, фильтрационные и статические расчеты. Основными расчетами, определяющими размеры отстойника и режим его работы, являются гидравлические, которые рассмотрены ниже. Расчеты фильтрационные и статические выполняют по общепринятой методике для гидротехнических сооружений.

Гидравлические расчеты каждого элемента отстойника ведут независимо друг от друга на основе общих исходных данных. Наряду с этим параметры, полученные при расчете одного элемента отстойника, используют в расчете другого элемента, для которого они являются своего рода исходными данными.

К основным гидравлическим расчетам, излагаемым далее, относятся расчеты каналов, примыкающих к отстойнику, шлюзов-регуляторов, камер, сборных галерей и промывных водоводов.

2. Допущения при расчетах. Для расчета отстойников применяют некоторую модель с упрощениями реального движения. Основные допущения при таком расчете: а) поверхность воды в камерах при осаждении наносов, т. е. при работе отстойника в первом такте, горизонтальна; б) взвешенные наносы в потоке, поступающем в камеру, принимаются распределенными в виде прямоугольной эпюры (см. рис. 37.1); в) мутность потока, входящего в головной отстойник, постоянна и равна мутности речной воды; г) средние скорости потока в камере отстойника при осаждении наносов одинаковы по сечению и в плане; д) смыв отложившихся наносов, т. е. работа отстойника во втором такте, происходит при равномерном движении; е) изменение гидравлической крупности взвешенных наносов при изменении температуры воды в камере пренебрежимо мало; ж) размеры камер отстойника определяют по параметрам, отнесенным к среднему сечению.

3. Исходные данные. При расчете отстойников должны быть заданы: 1) расходы, определяемые по графику водопотребления; 2) расчетная мутность речной воды; 3) гранулометрический состав взвешенных наносов — дается в табличной форме или в виде интегральной кривой; 4) диаметр частиц взвешенных наносов, подлежащих осаждению в камерах; 5) уровни верхнего бьефа плотинных гидроузлов и уровни нижнего бьефа у устья промывного водовода.

Учитывая, что при расчете отстойников переменных величин больше, чем имеется уравнений для их определения, некоторые из этих переменных задают, руководствуясь нормативными указаниями и опытом проектирования. К числу задаваемых переменных величин относятся: 1) средняя глубина воды в камерах отстойника, принимаемая в пределах 3—5 м; 2) средняя продольная скорость потока при осаждении взвешенных наносов $v_{ср}$, принимаемая в пределах 0,2—0,4 м/с; 3) промывной расход при гидравлическом смыве наносов $Q_{пр}$, принимаемый равным (1—1,5) $Q_{к}$; 4) транспортирующая способность потока при промывке камер, или мутность, функционально с ней связанная. Отклонение от приведенных величин при надлежащем обосновании допускается в обе стороны. Так как пределы колебаний всех приведен-

ных переменных значительны, их выбирают на основе сопоставления ряда вариантов, принимая более экономичный и имеющий больше эксплуатационных преимуществ.

4. Расчет каналов. Гидравлический расчет каналов ведут по формулам равномерного движения. Скорости в подводящем канале определяют исходя из перемещения во взвешенном состоянии всех наносов, поступающих из реки. Расход в подводящем канале принимают равным максимальному расходу потребления с прибавлением к нему промывного расхода одной камеры. Скорости в отводящем канале без одежды обычно задают неразмывающие и по ним определяют площадь живого сечения и уклон при максимальном расходе потребления.

5. Определение размеров камер отстойника. Расчет камер ведут по первому такту работы отстойника на максимальный расход потребления при принятой средней продольной скорости $v_{\text{ср}}$. Площадь живого сечения отстойника при этом

$$\omega_{\text{от}} = Q_{\text{к}}/v_{\text{ср}}. \quad (38.1)$$

При прямоугольной форме поперечного сечения (см. рис. 38.5, а) ширина отстойника при средней глубине воды $H_{\text{ср}}$

$$B_{\text{от}} = \omega_{\text{от}}/H_{\text{ср}}. \quad (38.2)$$

Исходя из эксплуатационных или других условий задают число камер, принимая соответственно и расход для них.

Длину камеры отстойника $S_{\text{кам}}$ принимают равной длине отлета расчетной фракции с введением коэффициента запаса $k_{\text{зап}}$, равного 1,2—1,5. Длину отлета расчетной фракции определяют исходя из ее положения в начальном сечении камеры на поверхности воды. Эта частица находится под воздействием двух скоростей: горизонтальной v и вертикальной w (гидравлической крупности) (см. далее рис. 38.7). Уравнения движения этой частицы

$$L_{\text{отл}} = v_{\text{ср}} t; \quad H_{\text{ср}} = wt. \quad (38.3)$$

Исключая время t , получим

$$L_{\text{отл}} = H_{\text{ср}} v_{\text{ср}}/w. \quad (38.4)$$

Отсюда длина камеры отстойника

$$S_{\text{кам}} = k_{\text{зап}} H_{\text{ср}} v_{\text{ср}}/w. \quad (38.5)$$

Уравнение (38.5) получено в предположении прямолинейного пути осаждения расчетной частицы. В действительности путь ее сложнее, представляя собой некоторую кривую, описать которую уравнением, пригодным для практических расчетов, невозможно. Коэффициент запаса в формуле (38.5) учитывает как отклонение пути движения частицы при ее осаждении от прямолинейного, так и увеличение мертвого объема, необходимого для отложения наносов, и вследствие этого увеличение времени заиливания камер.

При промывной скорости $v_{\text{пр}}$ глубина воды во время промывки

$$h_{\text{пр}} = Q_{\text{пр}}/(B_{\text{кам}} v_{\text{пр}}), \quad (38.6)$$

где $Q_{\text{пр}}$ — промывной расход одной камеры; $B_{\text{кам}}$ — ширина одной камеры.

Для глубины $h_{\text{пр}}$ вычисляют значения R и C и по формуле Шези находят уклон камеры отстойника:

$$J_{\text{кам}} = v_{\text{пр}}^2/(C^2 R). \quad (38.7)$$

Глубина воды в начале камеры при отсутствии наносов

$$H_1 = H_{\text{ср}} - J_{\text{кам}} S_{\text{кам}}/2. \quad (38.8)$$

Глубина воды в конце камеры при отсутствии наносов

$$H_2 = H_{\text{ср}} + J_{\text{кам}} S_{\text{кам}}/2. \quad (38.9)$$

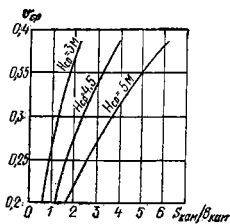


Рис. 38.6. График для подбора размеров отстойника с периодической промывкой

определена по формуле. Числовые значения $H_{ср}$ и $v_{ср}$, а отсюда и $B_{ср}$ приходится назначать до некоторой степени совершенно произвольно, не зная, будут ли они удовлетворять требуемым условиям. Для связи этих величин может быть использован график, по оси абсцисс которого откладывают отношения $S_{кам}/B_{кам}$, а по оси ординат — среднюю скорость $v_{ср}$. На поле этого графика наносят ряд кривых, отвечающих различным значениям глубины воды (рис. 38.6). Пользуясь этим графиком, легко по одному параметру $S_{кам}/B_{кам}$ найти все остальные, поскольку они зависят от него. Параметр $S_{кам}/B_{кам}$ является довольно определенным, так как нормами рекомендуется в обычных условиях назначать ширину камеры не более 35% ее длины, имея в виду, что в широких камерах трудно осуществить равномерное распределение скоростей при промывке.

6. Расчет осаждения наносов. Этот расчет выполняют для определения объема отложившихся наносов и времени заилиenia камеры за первый такт работы отстойника.

По методике, разработанной Е. А. Замариным [67], расчет осаждения наносов в камере ведут по интервалам времени, принимаемым равным 2—4 ч. В каждом интервале определяют толщину слоя отложившихся наносов каждой фракции, а затем и объем отложившихся за этот интервал наносов. В последующем интервале расчет ведут при уменьшенной глубине в начале и в конце камеры и соответственно увеличенной средней скорости.

При определении толщины слоя отложившихся наносов сначала определяют длину отлета каждой фракции $L_{отл}$, отнесенную к началу интервала, используя для этого формулу

$$L_{отл} \left(\frac{w}{q} + \frac{H_1 - H_2}{2H_1 S_{кам}} \right) = 1; \quad (38.10)$$

Толщину слоя отложившихся наносов каждой фракции, считая, что они равномерно распределены по сечению, в каждом интервале времени определяют по зависимости

$$\delta = \frac{qr_1 \cdot 60 \cdot 60}{100 \gamma_n L_{отл}}. \quad (38.11)$$

где q — удельный расход камеры; r_1 — мутность каждой фракции.

В каждом интервале суммируют толщины отложений, вычисленные для отдельных фракций в начале и в конце камеры.

Схема осаждения взвешенных наносов по основным фракциям в пределах одного интервала (для наглядности в схеме принят первый интервал) приведена на рис. 38.7. Фракции крупнее расчетных осаждаются в камере полностью со всей глубины, длина отлета их меньше

длины камеры отстойника. Расчетные фракции осаждаются в камере полностью со всей глубины, длина отлета их меньше длины камеры, что следует из сопоставления формул (38.4) и (38.5); в последнюю введен коэффициент запаса, больший единицы. Фракции мельче расчетных осаждаются в камере частично — с глубины h_2 , определяемой по формуле Е. А. Замарина [67]:

$$h_2 = \frac{S_{\text{кам}} w}{v_1 - v_2} 2,3 \lg \frac{v_1}{v_2}. \quad (38.12)$$

Эту формулу с приближением можно заменить на более простую:

$$h_2 = 2S_{\text{кам}} w / (v_1 + v_2). \quad (38.13)$$

Фракции мельче расчетных, расположенные выше глубины h_2 , не осаждаются в камере, а попадают в канал за отстойником.

После суммирования толщин всех слоев по фракциям определяют глубину воды и скорости в начальном и конечном сечениях камеры к началу следующего интервала. Если это будет второй интервал, то, как показано на рис. 38.7, *г*, глубина воды к началу его определится из выражения: в начальном сечении $H_1^{\text{II}} = H_1^{\text{I}} - \Sigma \delta_k^{\text{I}}$, в конечном сечении $H_2^{\text{II}} = H_2^{\text{I}} - \Sigma \delta_k^{\text{I}}$. Верхний индекс соответствует интервалу времени, в котором даются величины.

Такие расчеты ведут по всем последующим интервалам, каждый раз с уменьшенной глубиной воды в начале и в конце камеры. Тот период, в котором длина отлета расчетной фракции будет равна (больше) длине камеры, соответствует моменту перехода к ее промывке. Время заиливания камеры определяют как сумму интервалов, в последнем из которых расчетные фракции перестают осаждаться в отстойнике. Подобные расчеты обычно ведут в табличной форме.

Общий объем наносов, отложившихся в камере, определяют по выражению

$$V = B_{\text{кам}} \Sigma (L_{\text{отл}} \delta), \quad (38.14)$$

где $B_{\text{кам}}$ — ширина камеры; $L_{\text{отл}}$ — длина отлета фракций; δ — толщина отложений.

7. Расчет промывки камер отстойника. Скорость во время промывки, если задать транспортирующую способность потока, можно определить из формулы Б. М. Шкундина [278]:

$$\rho_{\text{тр}} = (v_{\text{пр}} - 0,35)^3 / h_{\text{пр}}. \quad (38.15)$$

По этой же формуле при заданной промывной скорости $v_{\text{пр}}$ определится транспортирующая способность потока $\rho_{\text{тр}}$.

Время промывки камеры, мин, определится по зависимости

$$t_{\text{пр}} = \frac{16,7 \gamma_n V}{(\rho_{\text{тр}} - \rho_0) Q_{\text{пр}}}, \quad (38.16)$$

где γ_n — объемная масса наносов; V — суммарный объем отложившихся наносов; ρ_0 — мутность потока, поступающего в камеру; $Q_{\text{пр}}$ — промывной расход.

Время отключения камеры от потребителя не будет поступать

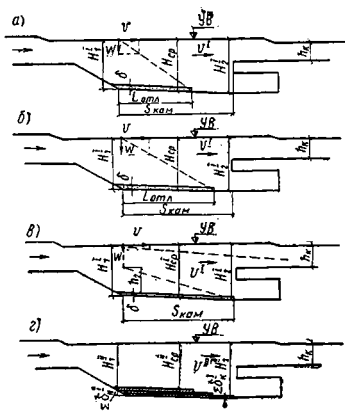


Рис. 38.7. Схема осаднения отдельных фракций наносов в первом интервале работы камеры

а — при осаднении фракций крупнее расчетных; б — при осаднении расчетных фракций; в — при осаднении фракций мельче расчетных; г — суммарное осаднение за первый интервал

осветленная вода, будет больше времени промывки, так как к нему необходимо добавить время на понижение уровня в камере до глубины $h_{пр}$, на последующее наполнение камеры, а также на маневрирование затворами. Практически с некоторым приближением можно считать, что время отключения камеры удвоится по сравнению с определенным по формуле (38.16).

8. Расчет шлюзов-регуляторов. Входные и выходные шлюзы-регуляторы рассчитывают по схеме подтопленных водосливов с широким порогом. Если известны пролеты шлюзов-регуляторов, то определяют перепад уровней z между бьефами. Глубину воды на пороге входного шлюза-регулятора принимают равной глубине воды в подводящем канале. Глубину воды на пороге выходного шлюза-регулятора находят с учетом перепадов.

9. Расчет сборной промывной галереи. Движение воды в галерее происходит с переменным расходом в пределах промываемой камеры. Для упрощения расчетов галерею разбивают на участки и в пределах каждого участка расчет ведут по формулам равномерного движения при безнапорном режиме. Методика подобных расчетов изложена для траншейных водосбросов.

10. Расчет промывного водовода. Расчет водовода ведут по формуле равномерного движения на промывной расход одной камеры. В промывной водовод поток поступает с мутностью, соответствующей мутности в камере при промывке, отсюда скорость в водоводе определяют по формуле (38.15) из условий транспортирования поступающих наносов. Назначая глубину воды в промывном водоводе, следует иметь в виду, что с увеличением ее транспортирующая способность потока уменьшается. Большая глубина в водоводе требует и большей разности уровней воды в отстойнике и в реке — в месте расположения устья.

ГЛАВА 39

ОТСТОЙНИКИ С НЕПРЕРЫВНОЙ ПРОМЫВКОЙ

§ 175. КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ОТСТОЙНИКОВ

1. Пояснения к рассматриваемому типу отстойников. Существует довольно много разнообразных типов отстойников с непрерывной промывкой, описанных в специальной литературе. Вместе с тем в учебниках под отстойниками с непрерывной промывкой понимают только один из них, названный здесь энергетическим. Название это условно и принято только для того, чтобы как-то выделить этот тип из других, ему подобных.

Применяют рассматриваемый тип отстойников для осаждения сравнительно крупных фракций взвешенных наносов — 0,2—0,25 мм и крупнее. Условия его применения такие же, как и рассмотренного ранее типа отстойников с периодической промывкой. Выполняют его однокамерным и многокамерным и размещают как в составе водозаборного гидроузла, так и на канале в некотором удалении от гидроузла.

2. Режим работы отстойников. Особенность работы отстойников с непрерывной промывкой состоит в том, что одновременно с осаждением и удалением взвешенных наносов происходит подача осветленной воды потребителю. Глубина воды в таких отстойниках постоянная, но режим потока неравномерный вследствие изменения расхода по длине камеры при отборе части его на промывку.

Особенность этих отстойников заключается также в том, что они не имеют мертвого объема для осаждения наносов и длина камер у них меньше длины камер отстойников с периодической промывкой.

3. Составные элементы отстойника. Отстойник рассматриваемого типа состоит из тех же элементов, что и отстойник с периодической про-

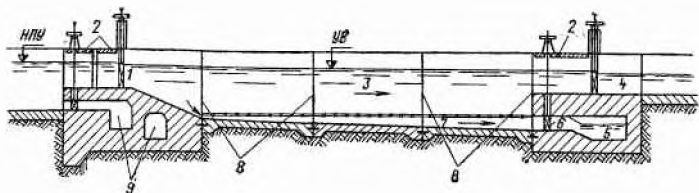


Рис. 39.1. Продольный разрез отстойника с непрерывной промывкой

1 — входной шлюз-регулятор; 2 — служебные мосты; 3 — камера; 4 — выходной шлюз-регулятор; 5 — промывная галерея; 6 — затворы промывного шлюза-регулятора; 7 — донная галерея; 8 — деформационные швы; 9 — донные промывники водозабора

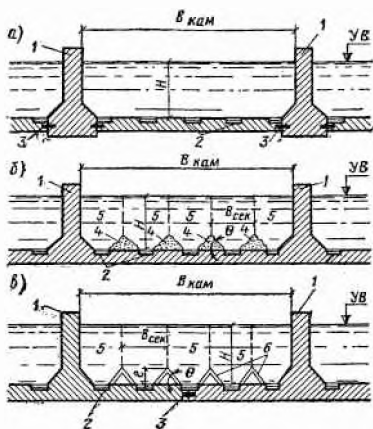


Рис. 39.2. Поперечное сечение камер отстойника с непрерывной промывкой

а — разрезной конструкции со швами у стенок (камера свободна от наносов); б — доковой конструкции (камера с отложившимися наносами между продольными галереями); в — разрезной конструкции со швами посередине камеры (камера с сборными треугольными призмами); 1 — продольная стенка камер; 2 — продольные донные галереи; 3 — деформационный шов; 4 — отложившиеся наносы между продольными галереями; 5 — секция; 6 — сборные треугольные призмы между продольными галереями

мывкой. Это — сопрягающие участки, входные и выходные шлюзы-регуляторы, камеры, промывные устройства и промывной водовод, примыкающий к ним. Сопрягающие участки, входной и выходной шлюзы-регуляторы у этого отстойника такие же, как и у отстойника с периодической промывкой, конструктивные особенности, рассмотренные далее, имеют только камеры и промывные устройства.

Продольный разрез отстойника с непрерывной промывкой приведен на рис. 39.1, а названия его отдельных частей даны в подписи к этому рисунку.

4. Камеры отстойника. В поперечном сечении камерам придают прямоугольную форму с плоским горизонтальным дном (рис. 39.2). При небольшой ширине камеры могут иметь доковую конструкцию (рис. 39.б), которая применима также и при прочных несжимаемых грунтах в основании. При значительной ширине камер и грунтах в основании, дающих неравномерную осадку, выполняют камеры разрезной конструкции (рис. 39.2, а, в). Деформационные швы целесообразно устраивать в примыкании днища камеры к продольным стенкам. Водонепроницаемость швов обеспечивают применением герметиков. Допустимо устраивать разрезку и посередине камер (см. рис. 39.2, в), однако в этом случае армируют днище.

Вдоль камер отстойника прокладывают несколько донных галерей, в которые поступают поток и осевшие наносы. Сверху продольные га-

лереи перекрывают решетками, располагая их заподлицо с дном камеры. Продольные галереи имеют постоянную ширину и переменную высоту по длине. Увеличение площади их поперечного сечения связано с постепенным нарастанием промывного расхода по длине галереи, в то время как скорости в ней задают примерно постоянными.

На дно камеры между продольными галереями наносы откладываются в виде треугольных призм (см. рис. 39.2, б), в которых угол θ соответствует углу естественного откоса отложившихся наносов. При предварительных расчетах этот угол принимают равным $35\text{--}45^\circ$, а в дальнейшем его уточняют на основе исследований. Наличие таких наносных отложений в камере не мешает работе отстойника, а в период ремонта камер наносы легко смываются через галерею, если предварительно снять решетки.

Можно избежать отложения наносов между галереями, поставив сборные элементы в виде треугольных призм с углом наклона граней, равным или большим угла естественного откоса наносов (см. рис. 39.2, в). По этим граням наносы при осаждении скатываются в галереи. Для этой же цели служат и приливы в основании вертикальных продольных стенок камер. Высоту треугольных призм e назначают в пределах $0,25\text{--}0,3$ глубины воды в камере H , при этом возможны отклонения в меньшую или большую сторону. С увеличением высоты призм уменьшается число продольных галерей, увеличивается их поперечное сечение, и в пределе, когда высота призмы окажется равной глубине воды, камера будет иметь одну продольную галерею.

Поперечное сечение камер условно может быть разбито на секции шириной $B_{\text{сек}}$. В каждую секцию включается продольная галерея, а границами ее служат вертикальные линии, проведенные через верхние ребра соседних треугольных призм (см. рис. 39.2). Разбивка на секции необходима при гидравлическом расчете отстойников.

Гидравлический режим потока в продольных галереях напорный, скорости его должны обеспечивать транспортирование всех осаждаемых наносов. Для повышения транспортирующей способности потока в галерее полезно создавать циркуляцию путем косо́го впуска воды в нее или постановки косых брусьев на стенках.

5. Промывные устройства. В состав промывных устройств входят шлюз-регулятор, сборная галерея и примыкающий к ней промывной водовод.

Промывной шлюз-регулятор целесообразно устраивать двухъярусным (рис. 39.3). В отверстия нижнего яруса поступает промывной расход из донных галерей; затворы этих отверстий всегда находятся в поднятом состоянии и опускаются только на период выключения камеры из работы. Отверстия верхнего яруса используют для периодической промывки камер, если вода поступает в отстойник с незначительной мутностью. В это время продольные галереи не работают и отверстия нижнего яруса перекрыты затворами. Отверстия верхнего яруса могут быть использованы и для автоматической очистки решеток продольных галерей, когда они засоряются, например, листьями, травой, ветками

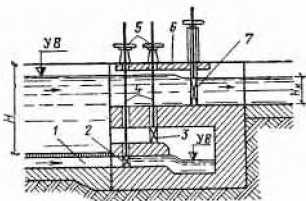


Рис. 39.3. Двухъярусный промывной шлюз-регулятор

1 — донная галерея; 2 — затворы нижнего яруса; 3 — затворы верхнего яруса; 4 — штанги затворов; 5 — штурупы для управления затворами; 6 — служебный мост; 7 — затворы выходного шлюза-регулятора

деревьев и кустарников и пр. Для этого затворы нижнего яруса быстро опускают (в конструкции их необходимо это предусмотреть), в результате чего в продольной галерее создается повышенное давление — гидравлический удар, весь сор с решетки поднимается и сбрасывается вместе с потоком через отверстия верхнего яруса.

Наряду с двухъярусным промывным шлюзом-регулятором применяют и одноярусный, в котором имеются только нижние отверстия для пропуска промывного расхода (см. рис. 39.1).

Сборную галерею размещают в пороге выходного шлюза-регулятора. Она имеет переменное сечение, поскольку в нее поступает нарастающий по длине промывной расход. Режим потока в галерее может быть напорным и безнапорным, соответственно этому выполняют и промывной водовод. При напорном режиме промывной шлюз-регулятор должен быть одноярусным. При этом гидросмесь из камер отстойника можно сбрасывать при более высоких уровнях в реке, так как общие потери напора при промывке будут меньше. При безнапорном режиме сборную галерею и промывной водовод выполняют так же, как и в отстойниках с периодической промывкой. При этом дно сборной галерей лучше располагать на пониженных отметках, чтобы истечение из отверстия нижнего яруса шлюза-регулятора было неподтопленным.

Промывной водовод целесообразно делать открытым в виде канала и только при очень большой глубине выемки переходить к трубам. Как и в предыдущем типе отстойника, высоту закрытого водовода принимают из условия прохода и проведения ремонтных работ. Считают, что она не должна быть меньше 1,5 м.

§ 176. РАСЧЕТЫ ОТСТОЙНИКОВ

1. **Условия расчета.** Приводимые расчеты относятся к отстойникам с непрерывной промывкой, названным энергетическими. Общие условия расчета, состав их, допущения, а также исходные данные будут такими же, как и для отстойников с периодической промывкой. Ниже излагаются особенности гидравлического расчета рассматриваемого типа отстойников, касающиеся камер, осаднения наносов и промывки, а также донной галерей. Расчеты каналов, шлюзов-регуляторов и промывных водоводов не отличаются от расчетов, изложенных в гл. 38, и поэтому здесь не приводятся.

2. **Определение размеров камер отстойников.** При принятой средней продольной скорости v_{cp} площадь живого сечения отстойника, отнесенная к середине камер:

$$\omega_{от} = (Q_k + 0,5 Q_{пр}) / v_{cp}, \quad (39.1)$$

где Q_k — максимальный расход, подаваемый в отводящий канал; $Q_{пр}$ — промывной расход, отнесенный ко всему отстойнику.

Принимая размеры секций (см. рис. 39.2), руководствуясь указаниями, приведенными выше, подсчитывают площадь живого сечения одной секции и находят число их:

$$n = \omega_{от} / \omega_{сек}. \quad (39.2)$$

Значение n округляют до целого числа и вносят коррективы в площадь живого сечения отстойника и средние скорости в нем.

Число камер в отстойнике задают, руководствуясь эксплуатационными требованиями, а также другими условиями, влияющими на работу его. В камерах допускается иметь как одинаковое число секций, так и разное. Односекционные камеры применять, как правило, не рекомендуется.

Длину камер отстойника определяют из условия осаднения частицы расчетной фракции взвешенных наносов, считая, что она расположена

в начальном сечении камеры на поверхности воды. Такая частица находится под воздействием трех скоростей: горизонтальной v_{cp} , вертикальной w (гидравлической крупности) и вертикальной u_b — от поступления промывного расхода $Q_{пр}$ в донную галерею. Уравнения движения этой частицы:

$$S_{кам} = v_{cp} t; H = (w + u_b) t. \quad (39.3)$$

Исключая время t и учитывая, что $u_b = Q_{пр} / (B_{cp} S_{кам})$, получим

$$S_{кам} = H \frac{v_{cp}}{w} - \frac{Q_{пр}}{B_{cp} w}. \quad (39.4)$$

где $Q_{пр}$ — промывной расход, принимаемый равным $(0,1 \dots 0,2) Q_k$; B_{cp} — средняя ширина камеры отстойника, определяемая по зависимости $B_{cp} = Q_k / H$.

Из формулы (39.4) следует, что длина камер отстойника с непрерывной промывкой будет меньше длины камер отстойника с периодической промывкой, в основу определения которой положен первый член правой части формулы. Это — одно из преимуществ рассматриваемого типа отстойника.

3. Расчет осаждения наносов. Такой расчет рекомендуется вести для одной камеры. Наносы расчетных фракций и более крупные полностью осаждаются в камере отстойника. Количество их берут непосредственно из таблицы гранулометрического состава взвешенных наносов.

Наносы фракций мельче расчетных осаждаются в камере частично. Глубину, с которой они попадают в донную галерею, определяют по формуле

$$h = S_{кам} \frac{w}{v_{cp}} + \frac{Q_{пр}}{v_{cp} B_{cp}}. \quad (39.5)$$

Эта формула получена путем перестройки формулы (39.4) при замене в ней глубины воды в камере H на глубину h , с которой фракции мельче расчетных выпадают в пределах камеры.

Для каждой из фракций мельче расчетных находят процент осаждения в камере по зависимости

$$p' = \rho h / H_{cp}, \quad (39.6)$$

где p — процент рассматриваемой фракции в таблице гранулометрического состава взвешенных наносов; H_{cp} — средняя глубина воды в камере, равная $\omega_{кам} / B_{cp}$.

Расчет осаждения отдельных фракций наносов лучше вести в табличной форме. В результате суммирования определяют общее количество наносов по всем фракциям, осаждаемым в камере и поступающим в канал.

4. Расчет мутности потока, поступающего в донную галерею. Количество наносов, отложившихся в камере, можно представить как сумму двух слагаемых:

$$\rho_{кам} = \rho_1 + \rho_2, \quad (39.7)$$

где ρ_1 — количество наносов расчетных фракций и более крупных; ρ_2 — количество наносов фракций мельче расчетных.

В камеру поступает расход воды

$$Q_{кам} = Q_k + Q_{пр}, \quad (39.8)$$

где Q_k — максимальный расход водопотребления; $Q_{пр}$ — промывной расход, принимаемый как доля расхода Q_k .

Одновременно с водой в камеру поступают наносы в количестве

$$N = \rho_0 Q_{кам}, \quad (39.9)$$

где ρ_0 — мутность речной воды.

Из камеры выходит расход Q_k , а вместе с ним выходят наносы в количестве

$$N_k = \rho_k Q_k, \quad (39.10)$$

где ρ_k берут из таблицы по расчету осаждения наносов.

В отстойнике задерживается количество наносов

$$N_{от} = N - N_k. \quad (39.11)$$

При принятом промывном расходе мутность потока, поступающего в сборную галерею:

$$\rho_{гал} = N_{от}/Q_{пр}. \quad (39.12)$$

Поток с этой мутностью затем поступает в промывной водовод, транспортирующая способность которого должна обеспечивать перемещение наносов во взвешенном состоянии.

5. Расчет продольной галереи. Режим потока в продольной галерее напорный с переменным расходом по длине. Определение параметров такого потока довольно сложно, поэтому для расчета используют приближенный метод, дающий результаты, удовлетворяющие запросы практики. В приближенном методе продольную галерею разбивают на участки, в пределах которых движение воды рассматривают как равномерное с отнесением всех гидравлических величин к середине каждого участка. Скорость в галерее при этом расчете должна удовлетворять условию транспортирования наносов, поступающих при осаждении.

В результате расчетов определяют размеры галереи, потери напора по ее длине, положение пьезометрической линии и площадь отверстий в решетке.

§ 177. НЕКОТОРЫЕ ТИПЫ ОТСТОЙНИКОВ С НЕПРЕРЫВНОЙ ПРОМЫВКОЙ

1. Отстойник системы Д. Я. Соколова (рис. 39.4). Условия проектирования этого отстойника такие же, как и энергетического с непрерывной промывкой. Его применяют для осаждения песчаных взвешенных наносов при глубине воды в камерах до 5 м и скорости потока при осаждении наносов 0,2—0,4 м/с.

Отстойники системы Д. Я. Соколова [195] можно использовать как на деривационных каналах для гидроэлектростанций, так и в ирригации. Размещают их в составе гидроузла или на канале. Обычно их выполняют многокамерными, так как ширина камер ограничена формой дна, вследствие чего расход через камеру, как правило, не превышает 3—4 м³/с.

Грани двускатного дна камеры наклонены к горизонту под углом $\alpha = 35-45^\circ$. При таком наклоне обеспечивается свободный скат взвешенных наносов при их осаждении. Двускатное дно в варианте, разработанном Д. Я. Соколовым,

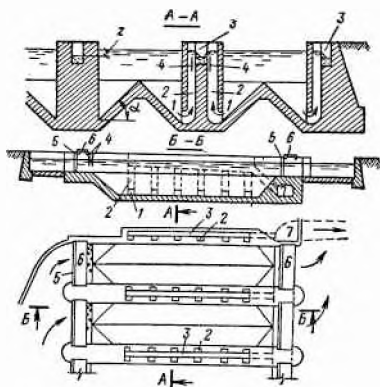


Рис. 39.4. Конструкция отстойника системы проф. Д. Я. Соколова

1 — донные отверстия; 2, 3 — соответственно колодцы и лестки для отвода гидросмеси; 4 — затворы; 5 — уравнивательные решетки; 6 — служебные мости; 7 — сборная галерея

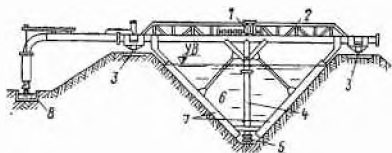


Рис. 39.5. Схема отстойника с сифонным рефулером

1 — тяговый механизм; 2 — подвижной мост с жесткой треугольной рамой; 3 — рельсы для подвижного моста; 4 — сифонная труба; 5 — сосун сифона; 6 — камера отстойника; 7 — ножи-скребки; 8 — лоток для отвода гидросмеси

устроено монолитным. Однако целесообразнее делать его из сборных элементов, которые образуют треугольную призму, выполняющую ту же роль, что и монолитное двускатное дно. В сборном варианте камеры будут иметь прямоугольное сечение и плоское дно, что обеспечит преимущества при строительстве и эксплуатации отстойников.

По длине камеры с каждой ее стороны в пределах отдельных стенок размещают вертикальные колодцы (шахты). Наносы, осаждающиеся на двускатное дно камеры, скатываются к основанию треугольной призмы и вместе с потоком воды попадают в колодцы (шахты). Вода из колодцев вместе с наносами попадает в лотки, расположенные в верхней части стенок, а из них направляется в сборную галерею и далее в промывной водовод.

Скорости потока в колодцах (шахтах) задают из условия обеспечения перемещения поступающих в них наносов. Такая скорость обеспечивается путем создания разности уровней воды в отстойнике и в лотке z . Скорость в лотке при безнапорном режиме должна также отвечать транспортирующей способности потока.

Вход в отстойник и выход из него выполняют так же, как и в энергетических отстойниках. Длину камер Д. Я. Соколов предлагает определять по формуле (39.4) с введением в нее числового коэффициента 1,2. Промывной расход определяют как сумму расходов, поступающих во все колодцы.

2. Отстойник с сифонным рефулером (рис. 39.5). Конструкция такого отстойника разработана Азербайджанским научно-исследовательским институтом гидротехники и мелиорации, поэтому иногда его называют отстойником АзНИИГиМ [181].

Расчетан отстойник на осаждение мелких фракций наносов с преобладающей крупностью 0,05—0,01 мм при содержании их в потоке около 50% общего количества наносов.

Отстойник представляет собой расширенный участок магистрального канала в земляном русле с глубиной воды 2—2,5 м и заложением откосов $m=1,5$. Скорость течения воды принимается в пределах 0,1—0,12 м/с, что позволяет осаживать мелкие фракции наносов.

Для удаления отложившихся в отстойнике наносов используют сифон, укрепленный на металлической ферме-тележке, передвигающейся по рельсам, уложенным по бермам канала. Приемная часть сифона находится у дна канала, а выходной патрубок его выведен за берму канала и опущен в лоток, расположенный параллельно отстойнику. Сифон неподвижно прикреплен к ферме-тележке и передвигается вместе с ней. Для лучшего захвата наносов со дна отстойника конец приемной части трубы сифона выполнен в виде сплюсненной воронки.

Наносы, отложившиеся на откосы канала, счищают ножами-скребками, прикрепленными к ферме-тележке. Счищаемые отложения опускаются на дно канала и всасываются сифоном.

Ферму-тележку перемещают с помощью тягового механизма, размещенного на ней. Скорость ее передвижения около 0,03 м/с. Обратное движение тележки происходит при переключении фаз в электродвигателе. Сифон заряжают вакуум-насосом, также расположенным на ферме-тележке.

Очистка отстойника от отложений наносов происходит непрерывно при челночном передвижении фермы-тележки.

Отстойник с сифонным рефулером рекомендуется применять как однокамерный для небольших расходов (от 1 до 3 м³/с) при машинном подъеме воды. Так как промывные расходы в отстойнике невелики, затраты энергии на подъем воды при этом значительно сокращаются.

3. Криволинейный отстойник (песколовка) системы И. К. Никитина

(рис. 39.6) [123]. Применяют отстойник для улавливания крупных наносов, проникающих через водозаборное сооружение. Это могут быть как взвешенные, так и частично донные наносы. Располагают отстойник в гидроузле за водозаборным шлюзом-регулятором с углом отвода 90°.

При угле отвода более 90° затрудняется расположение отстойника на берегу. Отстойник представляет собой криволинейный в плане канал* с центральным углом поворота 90° и радиусом, равным четырем ширинам его по дну. Дно отстойника имеет поперечный уклон в сторону выпуклого берега, равный примерно 0,07. По всей длине выпуклого откоса в основании его, устроены донные промывные галереи, в которые во все время работы отстойника поступает поток вместе с наносами. Из донной галереи поток попадает в сборную траншею, а из нее сбрасывается в нижний бьеф гидроузла. Смыв наносов из отстойника и поступление их в донные промывники основаны на использовании поперечной циркуляции, для создания которой каналу придается криволинейная форма в плане. Донные токи при этом направлены в сторону выпуклого откоса, а наличие поперечного уклона способствует захвату потоком крупных наносов и перемещению их к донным галереям. Режим потока в них напорный, а в сборной траншее безнапорный. Сборная траншея, выполняемая в виде лотка, имеет переменный расход, поэтому и площадь ее поперечного сечения увеличивается по длине.

Если глубина воды в отстойнике больше глубины воды в канале за ним, в конце отстойника выполняют водосливный порог, позволяющий перейти к меньшим глубинам в канале и обеспечить сопряжение разных ширин по дну. Вместо водосливного порога можно устроить шлюз-регулятор, что позволит регулировать подачу воды в канал и проводить сосредоточенную промывку отстойника, создавая повышенные скорости.

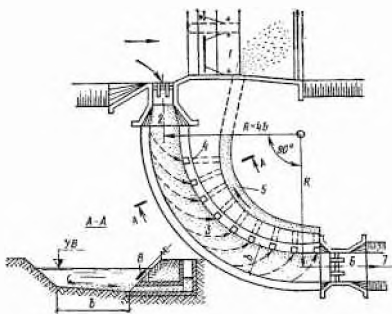


Рис. 39.6. Схема отстойника (песколовки) системы И. К. Никитина

1 — плотина; 2 — головной шлюз-регулятор; 3 — отстойник (песколовка); 4 — донные промывные отверстия; 5 — отводящая траншея; 6 — порог; 7 — канал; 8 — затворы промывных отверстий

* Можно вместо канала устроить лоток с вертикальными стенками, однако при этом возрастут затраты на устройство отстойника.

ГЛАВА 40

ВОДНЫЕ ПУТИ*

§ 178. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Водными путями называют водные пространства и водотоки, которые служат для перевозки грузов и пассажиров. В качестве водных путей используют океаны, моря, озера, водохранилища, реки и каналы. Водные пути по отношению к матерiku можно подразделить на *внешние* и *внутренние*.

К первым относятся моря, океаны и морские каналы. Моря и океаны ввиду больших глубин используют для судоходства, как правило, в естественном состоянии. Только на подходах к некоторым портам, где глубины недостаточны для прохода судов с большой осадкой, возникает необходимость в создании искусственных участков — подходных каналов. К внешним водным путям можно отнести также такие соединительные каналы между морями и океанами, как Панамский и Суэцкий.

В составе внутренних водных путей преобладают реки в бытовом и зарегулированном состоянии. К ним относятся также водоемы и водотоки, непосредственно с ними связанные, — водохранилища, озера, каналы. Внутренние водные пути подразделяют на *естественные* и *искусственные*.

Режим судоходных рек в свободном состоянии и озер, используемых для судоходства, мало отличается от их естественного режима, поэтому их называют *естественными водными путями*.

Условия плавания на реках в бытовом их состоянии часто не отвечают требованиям развивающегося судоходства. В первую очередь это относится к меженим глубинам. В таких случаях для увеличения глубин проводят дноуглубительные, регуляционные и другие путевые работы. Оптимальную судоходную глубину и, следовательно, объем путевых работ определяют технико-экономическим расчетом.

К числу главнейших судоходных рек Советского Союза, находящихся в настоящее время в свободном состоянии, относятся: Северная Двина, Вычегда, Печора, Нева, Белая, Вятка, Неман, Десна, Урал, Тобол, Лена, Алдан, Индигирка, Амур.

К числу крупнейших озер, используемых для судоходства, принадлежат: Ладожское, Онежское, Чудское, Ильмень, Байкал, Балхаш, Зайсан. Кроме того, целиком на территории СССР расположено одно внутреннее море — Аральское.

Большие города и крупные промышленные центры, являющиеся обычно местом отправления и назначения грузов, не всегда расположены на реках и их крупных притоках. Кроме того, бассейны разных рек разделены водоразделами. Это приводит к необходимости создания искусственных водных путей, которые можно подразделить на *иллюзованные реки, обходные и подходные судоходные каналы* и *межбассейновые воднотранспортные соединения*.

Шлюзование реки представляет собой радикальный способ увеличения глубин. Оно осуществляется путем возведения каскада гидроузлов,

* Написано совместно Г. Ф. Ильющенковым и Б. П. Петуховым.



Рис. 40.1. Единая глубоководная система европейской части СССР

позволяющего в навигационный период увеличить глубины в реке по сравнению с имевшимися в естественном ее состоянии. Для преодоления судами сосредоточенных перепадов уровней воды в гидроузлах применяют судопропускные сооружения — судоходные шлюзы и судоподъемники.

Общая схема шлюзования реки зависит прежде всего от характера намечаемого использования ее. По этому принципу шлюзование рек можно подразделить на *транспортное*, служащее только для улучшения судоходных условий, и *комплексное*, когда каскад гидроузлов проектируют в интересах целого ряда отраслей народного хозяйства. При транспортном шлюзовании рек исходным условием деления падения реки между гидроузлами является обеспечение заданных судоходных глубин в бьефах при минимуме затрат. Однако в большинстве случаев наиболее целесообразным оказывается комплексное использование водных ресурсов с учетом интересов различных отраслей народного хозяйства — энергетики, мелиорации, транспорта, борьбы с наводнениями и т. д. Расположение гидроузла в этом случае определяется технико-

экономическими факторами, учитывающими интересы всех участников комплекса.

Другим видом искусственных водных путей являются обходные и подходные судоходные каналы (см. гл. 24). Использование в качестве подходных судоходных каналов крупных оросительных магистралей сопряжено с рядом сложностей, основная из которых — воздействие на некрепленые откосы каналов судовых волн. Это накладывает ограничения на скорости движения судов по каналам и вызывает необходимость в систематических эксплуатационных дноуглубительных работах.

Обычно крупные реки разделены водоразделами. Притоки этих рек могут в районе водораздела близко подходить друг к другу, и поэтому для соединения крупных рек чаще всего используют их притоки. Межбассейновые воднотранспортные соединения бывают открытыми и шлюзованными, причем первые можно рассматривать как исключение. Обычно воднотранспортное соединение представляет собой сложный комплекс гидротехнических сооружений, состоящий из судоходных каналов, шлюзов, насосных станций, плотин, дамб. К крупнейшим межбассейновым воднотранспортным соединениям СССР можно отнести Беломорско-Балтийский канал, канал имени Москвы, Волго-Донской судоходный канал имени В. И. Ленина и Волго-Балтийский водный путь имени В. И. Ленина, которые являются основными звеньями единой глубоководной системы европейской части СССР (рис. 40.1).

К настоящему времени в результате проведения гидротехнических работ длина судоходных внутренних водных путей в СССР составила около 140 тыс. км, в том числе искусственных более 18 тыс. км.

Пятилетним планом развития народного хозяйства СССР предусматривается расширение гидротехнического строительства и осуществление других работ, направленных на создание единой глубоководной системы европейской части СССР и улучшение судоходных условий на реках Сибири. Это позволит в сочетании с пополнением речного флота современными судами создать условия для дальнейшего увеличения речных перевозок, особенно в осваиваемых для промышленного развития отдаленных районах Сибири.

§ 179. ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ВОДНЫХ ПУТЕЙ

По транспортному значению внутренние водные пути подразделяются в соответствии со СНиП II-50-74 [203] на четыре категории (табл. 40.1).

Таблица 40.1

Внутренние водные пути	Класс основных сооружений	Категория водных путей	Глубина судового хода, м	
			наименьшая гарантированная	используемая флотом в среднем за навигацию
Сверхмагистральные	II	I	> 2	> 3
Магистральные и местного значения	III	II и III	0,6—2,6	1—3
Местного значения на малых реках	IV	IV	0,45—0,8	< 1

Под *судовым ходом* в общем случае понимают полосу водного пространства, в пределах которой соблюдаются заданные ширина и глубина. *Наименьшей гарантированной глубиной* называют глубину, которая поддерживается на водном пути в течение всего периода навигации при условиях определенной обеспеченности.

При проектировании водных путей различают *наинизший* и *наивысший* судоходный уровень воды.

Наинизший судоходный уровень воды в бьефах и камерах шлюзов устанавливаются с обеспеченностью по продолжительности в многолетнем разрезе: для водных путей I категории 99%, II категории 97%, III и IV категории 95% с учетом возможного понижения уровня воды вследствие переформирования русла, стонных ветровых колебаний и явлений неустойчивого движения воды, вызываемых суточным регулированием на гидроэлектростанции, а также опорожнением и наполнением камер шлюзов.

Наивысший судоходный уровень воды в бьефах и камерах шлюзов, за исключением шлюзов при гидроузлах с разборными судоходными плотинами, устанавливаются по расходу воды с расчетной вероятностью превышения: для водных путей I категории 1%, II категории 3%, III и IV категории 5% с учетом повышения уровня воды вследствие явлений неустойчивого движения, нагонных ветровых колебаний, колебаний, вызванных холостыми сбросами, а также наполнением и опорожнением камер шлюзов. Для шлюзов при гидроузлах с разборными судоходными плотинами наивысшим уровнем воды считают судоходный уровень, при котором предусмотрено судоходство через шлюз (при более высоких уровнях судоходство осуществляется через плотину).

Безопасное движение судов по участкам водного пути возможно лишь при наличии достаточного слоя воды между днищем движущегося судна и поверхностью грунта. При проектировании важно правильно установить необходимый запас. Предварительно минимальную судоходную глубину $h_{c.min}$ можно устанавливать исходя из выражения $h_{c.min} = 1,3 S_{c.max}$, где $S_{c.max}$ — наибольшая осадка плавающих по водному пути судов. Более точно эту глубину можно определить по [203] с учетом навигационного запаса под днищем, дополнительной осадки судна при движении, запаса на волнение и запаса на отложение наносов.

Другим важным параметром водного пути является ширина судового хода B_0 (рис. 40.2). На расчетной глубине она должна быть не менее 2,6 габаритной ширины расчетного судна b_c или состава $b_{ст}$ при двустороннем движении и не менее 1,5 той же ширины при одностороннем движении.

При определении глубины и ширины судового хода необходимо учитывать также требования СНиП II-50-74, ограничивающие степень сужения площади живого сечения канала площадью погруженной части сечения судна по миделю. Отношение площади живого сечения канала при наинизшем судоходном уровне к площади подводной части сечения расчетного судна по миделю при полной осадке n должно быть не менее 4 для водных путей I категории, 3,5 для водных путей II категории и 3 для водных путей III и IV категории. Однако опыт эксплуатации построенных каналов, в которых значения n близки к предлагаемым СНиП, показал, что в них создаются значительные затруднения движению судов, что мешает увеличению их скоростей. В связи с этим при проектировании каналов следует стремиться к тому, чтобы это отношение превышало минимально допустимое. Это подтверждается и зару-

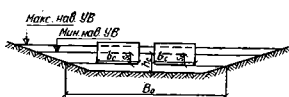


Рис. 40.2. Схема к определению ширины судового хода

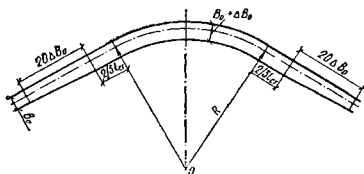


Рис. 40.3. Криволинейный участок судового хода

бежными данными; в ряде стран значение n рекомендуется принимать не менее 7.

Как естественные, так и искусственные водные пути обычно состоят из прямолинейных и криволинейных участков. СНиП II-50-74 допускает движение жестко счлеченных толкаемых составов по криволинейным судовым ходам с радиусом $R \geq 3l_{ст}$, где $l_{ст}$ — длина жестко счлеченного состава. Для буксируемых судов, входящих в гибко счлеченный состав, а также для расчетных одиночных судов принимают радиус кривых судового хода $R \geq 5l_c$, где l_c — длина наибольшего несамоходного судна, входящего в расчетный состав, или длина одиночного самоходного судна.

На закруглениях судовой ход должен быть уширен для обеспечения свободного, с нормальными запасами по ширине, прохода судов и составов (рис. 40.3). Необходимая величина этого уширения $\Delta B_0 = 2 \times \times 0,35 l_{ст}^2 / R$, где $l_{ст}$ — длина жестко счлеченного состава или наибольшего судна в составе за буксиром.

Для уменьшения объемов земляных работ на криволинейных участках каналы обычно уширяют по выпуклому берегу и продолжают это уширение по обеим сторонам от кривой на длине $\frac{2}{3} l_{ст}$. Переходы от уширенного участка судового хода к нормальным устраивают на длине $l_{пер} \geq 20 \Delta B_0$.

Водные пути на своем протяжении обычно пересекают трассы автомобильных и железных дорог, линий электропередач, что требует создания в местах пересечения мостов и других сооружений. Пространство между зеркалом воды и конструктивными элементами этих сооружений, называемое надводным габаритом водного пути или подмостовым габаритом, должно быть достаточным для свободного прохода судов и сплава леса. Этот габарит зависит от категории водного пути. Его определяют в соответствии с «Нормами проектирования подмостовых габаритов на судоходных и сплавных реках и основными требованиями к расположению мостов» (НСП 103-52) (табл. 40.2).

Высоту габарита отсчитывают от максимального расчетного уровня, а ширину габарита определяют на минимальном расчетном навигационном уровне. Минимальный расчетный навигационный уровень принимают в зависимости от категории водного пути с обеспеченностью от 95 до 99%. Отметку максимального расчетного уровня воды определяют довольно сложными способами в соответствии с НСП 103-52, но для упрощения задачи за этот уровень с небольшим запасом можно считать максимальный навигационный уровень, принимаемый для водных путей разных категорий с вероятностью превышения от 1 до 5%.

Важным фактором, существенно влияющим на судоходство, является скорость течения на водном пути. Эта скорость может ограничить, а иногда даже исключить возможность судоходства. Наибольшая продольная скорость течения должна допускать движение судов вверх по течению с экономически выгодными скоростями. Для предварительных

Таблица 40.2

Внутренние водные пути	Высота габарита, м	Ширина габарита, м, для пролета направления	
		низового при наличии лесосплава	взводного при наличии лесосплава и любого при ограниченном лесосплаве
Сверхмагистральные	$\geq 13,5$	> 140	≥ 120
Магистральные и местного значения	7—12,5	60—140	40—100
Местного значения на малых реках	3,5	20—40	10—20

расчетов предельно допустимую продольную скорость течения принимают [243]: для водных путей I и II категории 0,7 м/с при $n=4$ и 2,5 м/с при $n \geq 10$; для водных путей III и IV категории 0,5 м/с при $n=4$ и 2 м/с при $n \geq 10$. При промежуточных значениях n предельно допустимая скорость течения может быть определена линейной интерполяцией. Ограничивается также поперечная составляющая скорости. В пределах судового хода при наименьшем судоходном уровне она не должна превышать 0,25 м/с.

Большую роль в обеспечении безопасных условий плавания по внутренним водным путям играет судоходная обстановка. Ее назначение — указание направления, границ и габаритов (глубины и ширины) судовых ходов, ограждение расположенных на судовых ходах либо вблизи них подводных и надводных сооружений или препятствий.

Судоходная обстановка бывает *освещаемая*, устанавливаемая на участках водного пути с круглосуточным движением судов, и *неосвещаемая*, устанавливаемая там, где движение судов происходит только днем.

Судоходная обстановка на реках подразделяется также на *меженную* и *весеннюю*. На ряде рек большие глубины в период половодья позволяют судам плавать по более коротким трассам, используя протоки и низкие поймы. Весенняя обстановка ограждает в этот период мелководные места. Меженная обстановка на таких реках действует в течение остальной части навигации.

Навигационные знаки судоходной обстановки бывают береговыми и плавучими. *Береговые навигационные знаки* по назначению могут быть подразделены на два вида: знаки направления и границ судового хода и знаки информационные (предупреждающие и указательные). К первому виду относятся створные, перевальные, ходовые, весенние и мостовые знаки. Ко второму виду относятся сигнальные мачты, знаки подводного и надводного перехода. Типы, основные размеры и цвет береговых навигационных знаков, а также технические требования к ним установлены ГОСТ 16150—74. *Плавучие навигационные знаки* служат для обозначения границ судового хода. Они выполняются в виде бакен, буев и вех.

Изоложенное выше относится к судоходной обстановке на реках. В связи с особенностями плавания по озерам и водохранилищам, заключающимися в движении судов по обширным акваториям, на которых судоводителям часто не видны естественные ориентиры (берега и др.), а также возможно возникновение ветровых волн значительной высоты, здесь применяют специальные знаки навигационной обстановки помимо устанавливаемых на реках и каналах. К ним относятся маяки, береговые огни, штормовые сигнальные огни. Особенности плавания по водохранилищам, связанные с возникновением штормовой обстановки, диктуют создание портов-убежищ. Порты-убежища устраивают по возможности в естественных акваториях, расположенных преимущественно в затопленных водохранилищем устьях рек. При отсутствии таких акваторий приходится для создания портов-убежищ возводить оградительные сооружения в виде дамб различной конструкции.

Г Л А В А 41

СУДОХОДНЫЕ ШЛЮЗЫ И СУДОПОДЪЕМНИКИ *

§ 180. ОСНОВНЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ШЛЮЗОВ

Основными конструктивными элементами судоходных шлюзов являются головы, камеры и подходы (рис. 41.1).

* Написано совместно Г. Ф. Ильюшенковым и Б. П. Петуховым.

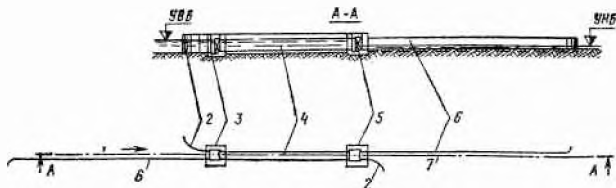


Рис. 41.1. Общая схема шлюза

1 — верховой подход; 2 — палы; 3 — верхняя голова; 4 — камера; 5 — нижняя голова; 6 — причалы; 7 — низовой подход

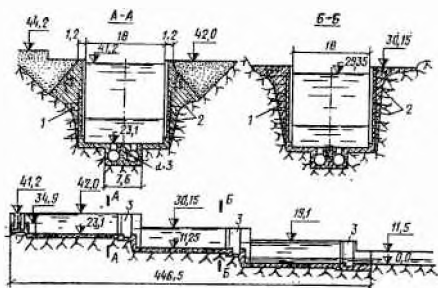


Рис. 41.2. Конструкция шлюза в скальных грунтах

1 — железобетонная облицовка; 2 — анкеры; 3 — головы



Рис. 41.3. Схема шлюза с промежуточной головой

1 — верхняя голова; 2 — промежуточная голова; 3 — нижняя голова; 4 — камера

Головы — это подпорные сооружения, которые отделяют камеры шлюзов от верхнего и нижнего бьефов, а в многокамерных шлюзах (рис. 41.2) смежные камеры одну от другой. В головах шлюзов расположено механическое оборудование — ворота и механизмы управления ими.

Камеры — это ограниченные головами и стенами водные акватории, предназначенные для осуществления в них процесса шлюзования судов от уровня верхнего бьефа до уровня нижнего бьефа (или уровней смежных камер при многокамерных шлюзах) — этот процесс называют опорожнением камеры — или от уровня нижнего бьефа до уровня верхнего бьефа (или уровней смежных камер при многокамерных шлюзах) — этот процесс называют наполнением камеры. В стенах камер размещены причальные устройства, за которые швартуют шлюзуемые суда. Наполнение и опорожнение камер осуществляется через специальные водопроводные устройства, называемые системой питания (см. § 187).

При наличии в общем судообороте данного гидроузла значительно процента судов меньших размеров, чем у расчетного состава, камеры шлюзов в некоторых случаях разделяют промежуточной головой на две части (рис. 41.3). Это мероприятие позволяет сократить время пропуска судов и уменьшить расход воды на шлюзование.

К верхним и нижним головам шлюза примыкают *подходы* (подходные каналы), предназначенные для входа судов в шлюз. На подходных

каналах расположены причальные сооружения, у которых суда отстаиваются при наличии в шлюзе других судов, и направляющие устройства, обеспечивающие плавное и безопасное движение судов при входе в шлюз. Причальные и направляющие сооружения оборудуют причальными тумбами, а при значительных колебаниях уровня бьефов — причальными крюками.

§ 181. КЛАССИФИКАЦИЯ ШЛЮЗОВ И ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ИХ КАК ВОДОСБРОСОВ

По числу камер, расположенных последовательно, судоходные шлюзы подразделяют на *однокамерные, однокамерные с промежуточной головой, двухкамерные* и т. д.; по числу камер, расположенных параллельно, — на *однониточные, двухниточные* и т. д.

Класс капитальности судоходных сооружений устанавливают согласно СНиП II-50-74 [203] (см. гл. 1).

При проектировании судоходных шлюзов иногда предусматривают возможность их использования для пропуска части паводковых расходов воды в периоды, когда судоходство в створе гидроузла практически прекращается и шлюзы не используются по своему прямому назначению. При этом предельную обеспеченность паводковых расходов воды, пропускаемых в створе гидроузла, принимают в зависимости от категории водных путей:

категория	I	II	III	IV
обеспеченность, % . . .	1	2	3	5

Режим сброса воды через шлюз должен быть обоснован расчетами и лабораторными исследованиями. При этих расчетах сбросной расход через шлюз выбирают с учетом возможного растекания потока ниже шлюза и осуществления необходимых мер по приспособлению конструкций сооружений для сброса воды. При проектировании предусматривают меры по обеспечению сохранности всех элементов шлюза и в особенности его гидромеханического оборудования. К таким мерам относятся более мощное крепление дна низового подходного канала за головой, раскрепление створок эксплуатационных и ремонтных ворот.

§ 182. ГАБАРИТНЫЕ РАЗМЕРЫ ШЛЮЗОВ

Основные габаритные размеры шлюзов (рис. 41.4) — полезная длина $L_{п.к}$ и полезная ширина $B_{п.к}$ камеры, а также глубина на порогах (наиболее возвышающихся частях днища голов) $S_{п}$ — должны отвечать размерам расчетных составов и отдельных расчетных судов, принятых в соответствии с расчетным грузооборотом для одновременного пропуска через камеру шлюза, а также установленным скоростям движения судов и составов с учетом требований безопасности судоходства. Габаритные размеры шлюзов, расположенных на одном водном пути, принимают, как правило, одинаковыми.

Полезную длину камеры принимают не менее

$$L_{п.к} = \sum_1^k l_{ст} + (k + 1) \Delta l \quad (41.1)$$

где $\sum_1^k l_{ст}$ — сумма длин расчетных судов или составов, шлюзуемых одновременно и устанавливаемых в камере шлюза в кильватер; k — число одновременно шлюзующихся судов или составов, устанавливаемых в камере шлюза в кильватер; Δl — запас по длине камеры в каждую сторону и между судами или составами, устанавливаемыми в камере шлюза в кильватер.

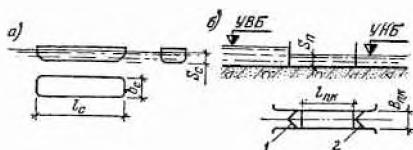


Рис. 41.4. Основные размеры шлюзующихся судов (а) и камеры шлюза (б)

1, 2 — шкафная часть соответственно верхней и нижней голое

Запас по длине Δl , м, для шлюзов на внутренних водных путях принимают не менее

$$\Delta l = 1 + 0,015 l_{ср}, \quad (41.2)$$

где $l_{ср}$ — длина расчетного судна или состава, м.

Полезную ширину камеры принимают не менее

$$B_{п.к} = \Sigma b_{ср} + 2\Delta b, \quad (41.3)$$

где $\Sigma b_{ср}$ — сумма ширин одновременно шлюзующихся (рядом стоящих) расчетных судов или составов; Δb — запас по ширине камеры с каждой стороны от группы шлюзующихся судов или составов.

Запас по ширине Δb в шлюзах на внутренних водных путях шириной до 10 м не должен быть менее 0,2 м, шириной от 10 до 18 м — 0,4 м, шириной более 18 м — 0,5 м.

Глубину на пороге $S_{п}$ отсчитывают от наинизшего судоходного уровня и принимают не менее

$$S_{п} = (1,2 \dots 1,25) S_{с}, \quad (41.4)$$

где $S_{с}$ — статическая осадка расчетного судна (в грузеном состоянии).

Полезную длину и ширину камеры, а также глубину на порогах с учетом запасов для шлюзов на внутренних водных путях округляют в сторону увеличения до ближайших размеров, приведенных в табл. 41.1.

Таблица 41.1

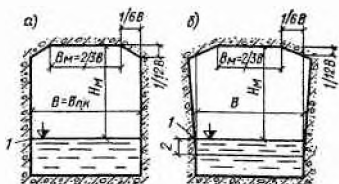
Основные габаритные размеры шлюзов, м		
$L_{п.к}$	$B_{п.к}$	$S_{п}$
290	{ 30 18	5,5 5,5 и 4,5
150	{ 18 15	5,5 и 4,5 3 и 2
100	{ 15 12	3 и 2 2 и 1,5
50	8	1,3
35	6	1,2 и 1

При распределительной системе питания шлюза (см. § 187) границей полезной длины камеры с верхней ее стороны считают низовую грань стенки падения или шкафной части головы либо других частей конструкции, наиболее выступающих в сторону нижнего бьефа. При головной системе питания шлюза (см. § 187), когда по условиям гашения энергии потока необходимо выделить в камере успокоительный участок, выходящий за пределы указанных выше конструктивных частей, границей полезной длины камеры с верхней ее стороны считают конец успокоительного участка. Границей полезной длины камеры с низовой ее стороны считают верховую грань шкафной части, если другие конструктивные элементы, головы, включая предохранительные устройства, не выступают за эту грань в сторону верхнего бьефа.

Границами полезной ширины камеры и судоходных пролетов в головах шлюзов служат вертикальные плоскости, проходящие по наиболее выступающим частям конструкции стен камер и устоев голов. Полезная

Рис. 41.5. Подмостовые габариты при вертикальных (а) и наклонных (б) стенах камеры шлюза

1 — расчетный наивысший уровень воды;
2 — осадка порожнего расчетного судна



ширина камеры должна быть обеспечена по всей высоте в пределах от верха стен (включая парапеты) до плоскости на уровне грузовой осадки расчетных судов. Местные уширения стен понизу (вуты) допускаются в пределах запасов по ширине и запаса под днищем судна при наименьшем судоходном уровне воды с учетом наименьшего закругления обвода расчетного судна и наличия бортовых килей.

Отметку порога шлюза определяют как разность между отметкой наименьшего судоходного уровня воды и глубиной на пороге, определяемой по формуле (41.4).

В многокамерных шлюзах для промежуточных голов наименьший судоходный уровень устанавливают исходя из наименьших судоходных уровней воды в верхнем и нижнем бьефах.

Отметку дна камеры определяют как разность между отметкой наименьшего судоходного уровня воды в камере и глубиной на пороге, определяемой по формуле (41.4), с учетом возможных инерционных понижений уровня воды в камере.

Подмостовые габариты в шлюзах (рис. 41.5) (надводные габариты подъемных ворот, разводных и подъемных мостов) устанавливают по НСП 103-52. Высота подмостового габарита H_m должна быть выдержана на ширине B_m , равной при вертикальных стенах камер (см. рис. 41.5, а) $2/3$ габарита $B_{п.к}$ (полезной ширины камеры шлюза), а при наклонных стенах (см. рис. 41.5, б) $2/3$ габарита B на уровне осадки порожнего расчетного судна. На остальной части ширины габарита, равной $1/3 B$ (по $1/6 B$ с каждой стороны подмостового габарита), допускается плавное уменьшение высоты габарита на величину не более $1/12 B$. Высоту H_m и ширину B_m устанавливают при наивысшем расчетном судоходном уровне воды.

Возвышение площадок стен над наивысшим уровнем воды принимают для шлюзов на водных путях I и II категории не менее 2 м, III и IV категории не менее 0,5 м.

На стенах голов и камер шлюза с лицевых сторон предусматривают устройство парапетов высотой не менее 1,1 м, рассчитанных на удар судна, или устройство охранного ограждения, отнесенного от лицевой грани на расстоянии, исключающее навалы судов.

§ 183. ТЕХНОЛОГИЯ ПРОПУСКА СУДОВ ЧЕРЕЗ ШЛЮЗЫ И ИХ СУДОПРОПУСКНАЯ СПОСОБНОСТЬ

Пропуск судов через шлюз складывается из ряда операций, выполняемых в определенной последовательности. Перечень и число этих операций различны при движении судов в одном направлении (одностороннее шлюзование) и при движении судов в разных направлениях (двустороннее шлюзование).

При одностороннем (серийном) движении судов (составов) из верхнего бьефа в нижний через однокамерный шлюз, подготовленный к шлюзованию путем предварительного наполнения камеры и открытия ворот верхней головы, последовательно выполняют следующие операции: 1) ввод судна (состава) в шлюз; 2) швартовка судна (состава) в

шлюзе); 3) закрытие ворот верхней головы; 4) опорожнение камеры; 5) открытие ворот нижней головы; 6) вывод судна (состава) из шлюза в нижний бьеф; 7) закрытие ворот нижней головы; 8) наполнение камеры; 9) открытие ворот верхней головы. По окончании этих операций в камеру вводят следующее судно (состав).

В многокамерном шлюзе при одностороннем движении судов (составов) в приведенном выше перечне операций лишь «вывод судна из шлюза в нижний бьеф» заменится «переводом судна в смежную камеру».

При одностороннем движении судов (составов) из нижнего бьефа в верхний последовательность и число операций остаются теми же с заменой верхней и нижней голов соответственно на нижнюю и верхнюю.

При двустороннем движении судов (составов) после проведения первых шести операций по приведенному выше перечню выполняются следующие: 7') отвод судна (состава); 8') подход ожидающего судна (состава) к шлюзу; 9') ввод судна (состава) в шлюз со стороны нижнего бьефа; 10) швартовка судна (состава) в шлюз; 11) закрытие ворот нижней головы; 12) наполнение камеры; 13) открытие ворот верхней головы; 14) вывод судна (состава) из камеры в верхний бьеф; 15) отвод судна (состава) от шлюза по каналу до места расхождения со встречным судном (составом). На этом заканчивается цикл двустороннего пропуска двух судов (составов) через шлюз.

В двухниточных шлюзах, как однокамерных, так и многокамерных, обычно одну нитку используют для пропуска судов (составов) из верхнего бьефа в нижний, а вторую — для пропуска судов из нижнего бьефа в верхний. В этом случае движение судов в каждой нитке шлюза практически является односторонним.

При предварительных расчетах время наполнения и опорожнения камеры шлюза T , мин, допускается определять по формуле

$$T = k \sqrt[3]{H_k B_{п.к} L_{п.к}}, \quad (41.5)$$

где k — коэффициент, принимаемый равным 0,27 для шлюзов с сосредоточенной системой питания и 0,19 для шлюзов с распределительной системой питания; H_k — расчетный напор на камеру, м; $B_{п.к}$ — полезная ширина камеры, м; $L_{п.к}$ — полезная длина камеры, м.

Время открытия и закрытия рабочих ворот для шлюзов шириной до 18 м следует принимать равным 2 мин, а для шлюзов шириной более 18 м — 2,5 мин.

Время ввода судна (состава) или плота в шлюз, вывода из него и перевода из камеры в камеру зависит от скорости движения, числа одновременно пропускаемых судов (составов) и длины пути движения судна (состава) или плотов.

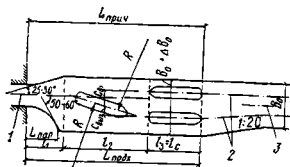
При предварительных расчетах среднюю скорость движения судов (составов) в шлюзе при отношении ширины камеры шлюза к ширине судна (с учетом стеснения акватории шлюза ранее вошедшими в него судами) до 1,1 можно принимать по табл. 41.2.

Таблица 41.2

Шлюзуемые объекты	Средняя расчетная скорость движения судов, м/с				в камерах
	при подходе к шлюзу и отходе от него				
	от причала и с расхождением в подходном канале		с хода и без расхождения в подходном канале		
	подход	отход	подход	отход	
Самоходные суда	0,7	1,2	1	1,45	0,8
Толкаемые составы	0,6	1	0,85	1,2	0,7
Буксируемые составы	0,5	0,9	0,7	1,1	0,6
Плоты	—	—	0,6	0,6	0,5

Рис. 41.6. Схема очертания в плане судоходного канала с полусимметричным подходом к камере шлюза

1 — ось шлюза; 2 — оси судовых ходов; 3 — ось канала



При отношении ширины камеры к ширине судна от 1,3 до 3 указанные в табл. 41.2 значения скорости умножают на коэффициент соответственно от 1,05 до 1,5. Коэффициент 1,5 принимают и при отношении ширин более 3.

Скорости движения судов (составов) в подходных каналах определяют в соответствии с указаниями ВСН 3-70 [243].

При предварительных расчетах длину пути ввода (вывода) $L_{вв} \approx L_{подх} \approx L_{прпч}$ при пропуске расчетного судна или состава можно принимать равной:

при одностороннем шлюзовании

$$L_{вв} = L_{п.к} (1 + \alpha_1); \quad (41.6)$$

при двустороннем шлюзовании

$$L_{вв} = L_{п.к} (1 + \alpha_2) + \frac{l_{ср}}{2} + l_2, \quad (41.7)$$

где α_1 — коэффициент, равный при вводе 0,4, при выводе 0,1; α_2 — коэффициент, равный 0,4; $l_{ср}$ — длина расчетного судна или состава; l_2 — расстояние, определяемое по формуле

$$l_2 = \sqrt{l_{с.макс}^2 + c(4R - c)}, \quad (41.8)$$

где $l_{с.макс}$ — длина наибольшего расчетного судна; c — смещение оси судового хода относительно оси шлюза (рис. 41.6); R — радиус траектории центра тяжести судна (радиус поворота), принимаемый равным не менее $3l_{с.макс}$.

По отношению к оси шлюза подходы могут быть симметричными, несимметричными и полусимметричными:

при симметричном подходе

$$c \geq 0,5 b_{ср} + 0,5 \Delta B_0; \quad (41.9)$$

при несимметричном подходе

$$c \geq b_{ср} + 0,5 \Delta B_0; \quad (41.10)$$

при полусимметричном подходе

$$c \geq b_{ср}, \quad (41.11)$$

где $b_{ср}$ — ширина расчетного судна или состава; ΔB_0 — уширение канала, определяемое по формуле

$$\Delta B_0 = 0,35 \frac{l_{с}^2}{R}. \quad (41.12)$$

Вид подхода определяется компоновочными соображениями и топографическими условиями.

Длину пути движения при переходе из камеры в камеру принимают равной суммарной длине камеры и средней головы шлюза.

Во избежание значительных простоев судов в ожидании шлюзования среднемесячная загрузка шлюза в наиболее напряженный месяц расчетного срока навигации не должна превышать 80% его судопропускной способности.

Грузо- и судопропускную способность шлюза определяют исходя из полной его загрузки в наиболее напряженные сутки (23 ч) навигации при принятых типах расчетных судов и составов и структуре перевозок на установленные расчетные сроки.

Расход воды на пропуск судов определяют по числу израсходованных сливных призм в течение навигации за вычетом расхода воды в периоды сброса паводковых вод через водопропускные сооружения шлюза. В расчетах допускается принимать средний объем сливной призмы:

$$V = (1,15 \dots 1,2) L_{п.к} B_{п.к} H_{к.} \quad (41.13)$$

Число сливных призм

$$n = n_{н} + n_{в} + m(k/2 - 1), \quad (41.14)$$

где $n_{н}$ и $n_{в}$ — число шлюзований соответственно вниз и вверх по течению; m — число перемен направления движения составов при шлюзовании, равное при двустороннем движении числу составов, а при серийном шлюзовании — числу серий; k — число камер шлюза.

Значения $n_{н}$, $n_{в}$ и m должны соответствовать графику пропуска судов через шлюз и подсчитываются для всей навигации или по ее отдельным характерным периодам.

Число сливных призм вычисляют с учетом особенностей шлюзования по каждой нитке.

Среднесекундный расход воды на шлюзование за навигацию определяют по формуле

$$q = Vn/T_{н.} \quad (41.15)$$

где $T_{н.}$ — продолжительность навигационного периода.

§ 184. РАЗМЕЩЕНИЕ СУДОХОДНЫХ СООРУЖЕНИЙ

1. Размещение судоходных сооружений в гидроузлах. При размещении судоходных сооружений в составе гидроузлов учитывают местные природные условия (топографические, геологические, гидрологические и т. п.), условия строительства и расположение населенных мест, промышленных предприятий, дорог и других объектов.

При русловой компоновке гидроузла на скальном основании судоходные сооружения, как правило, располагают рядом с водосливной плотиной и гидроэлектростанцией (рис. 41.7). При пойменной компоновке гидроузла на нескальных основаниях судоходные сооружения можно относить от его остальных бетонных сооружений при соответствующем технико-экономическом обосновании (см. рис. 41.8).

Шлюзы размещают в гидроузлах таким образом, чтобы пропуск воды через водосбросные сооружения и гидроэлектростанцию не оказывал вредного влияния на условия судоходства, т. е. не создавал потоков со значительными скоростями, направленных под большим углом к оси судового хода, не вызывал образования волн, не способствовал заносимости подходов и т. д.

При размещении судоходных сооружений на гидроузле рекомендуется рассматривать вариант непосредственного примыкания шлюзов к его основным бетонным сооружениям, что позволяет вести строительные работы за перемышками в одном котловане, сократить коммуникации и обеспечить экономию в объемах работ по сопрягающим сооружениям. Экономические показатели такого варианта определяют с учетом удорожания крепления в нижнем бьефе, вызываемого необходимостью защиты шлюза от подмыва и затрат по устройству раздельной стены для обеспечения нормальных условий судоходства.

На водных путях I и II категории при компоновке гидроузла необходимо предусматривать возможность постройки в последующем дополнительной нитки шлюза или других судоходных сооружений без перерывов в работе эксплуатируемых судоходных сооружений.

Судоходный шлюз, как правило, располагают в нижнем бьефе относительно напорного фронта гидроузла. При таком положении шлюза уровень грунтовых вод за стенкой камеры значительно ниже уровня верхнего бьефа, что существенно уменьшает нагрузки на нее по срав-

нению с вариантом расположения шлюза в верхнем бьефе. Однако в отдельных случаях в связи с геологическими условиями или необходимостью устройства железнодорожных переходов через судоходные сооружения однокамерный шлюз приходится размещать в верхнем бьефе. При этом мостовые переходы устраивают на нижней голове шлюза, так как устройство их на верхней голове требует возведения дорогих эстакад. Схемы расположения шлюзов в верхнем и нижнем бьефах приведены на рис. 41.8.

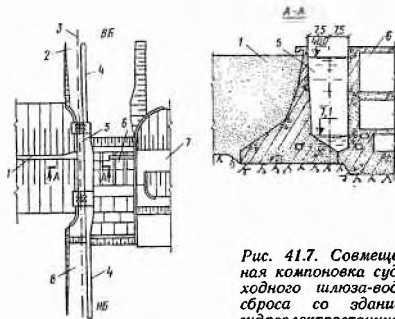


Рис. 41.7. Совмещенная компоновка судоходного шлюза-водосброса со зданием гидроэлектростанции

1 — правобережная земляная плотина; 2 — верховой подход к шлюзу; 3 — ось шлюза; 4 — первоначально-ограждающие стенки; 5 — совмещенный шлюз-водосброс; 6 — водослившая гидроэлектростанция; 7 — левобережная земляная плотина; 8 — низовой подход к шлюзу

Судоходная трасса в месте расположения каждого шлюза должна иметь прямолинейный участок (рис. 41.9) длиной не менее

$$L_{\text{пр}} = L_{\text{ш}} + L_{\text{в.п}} + L_{\text{н.п}} + 2l_{\text{ст}}, \quad (41.16)$$

где $L_{\text{ш}}$ — длина шлюза, включая его головы; $L_{\text{в.п}}$, $L_{\text{н.п}}$ — длина соответственно верхнего и нижнего подходов; $l_{\text{ст}}$ — длина расчетного судна или состава.

Для однокамерного шлюза $L_{\text{пр}}$ обычно составляет (4—5) $L_{\text{п.к}}$.

Ось прямолинейного участка каждого подходного канала должна сопрягаться с осью судового хода в реке по круговой кривой с радиусом R (см. рис. 41.9), равным не менее пяти длин расчетного судна, входящего в буксируемый состав, или расчетного одиночного судна, а при жестком счале (толкаемом составе) — не менее трех длин расчетного толкаемого состава, если эти суда и составы не снабжены подруливающими устройствами.

При пересечении шлюзов тупиковыми железнодорожными путями, обслуживающими здание гидроэлектростанции, иногда устраивают разводные мосты, что позволяет избежать расположения шлюза в верхнем бьефе.

При высоких берегах целесообразно также рассматривать варианты расположения мостовых переходов над шлюзом на высоких подмостовых опорах.

Трассирование шлюзовых подходных каналов, примыкающих к рекам, выполняют с учетом переформирования русла и возможной заносимости входов в каналы.

2. Размещение шлюзов на судоходном канале. Шлюзы, располагаемые на судоходном канале последовательно (рис. 41.10, а), размещают таким образом, чтобы расстояние между ними удовлетворяло условиям расхождения составов. Для этого оно должно быть не менее

$$L_1 = 2(l_1 + l_2) + l_3, \quad (41.17)$$

где l_1 — длина участка, примыкающего к шлюзу, принимаемая равной половине длины наибольшего расчетного судна или состава $l_{\text{ст}}$ (см. рис. 41.6); l_2 — длина участка, на котором состав при встречном движении переходит с оси шлюза на ось судового хода в канале (см. рис. 41.6), определяемая по формуле (41.8); l_3 — длина среднего участка, принимаемая не менее длины расчетного судна или состава $l_{\text{ст}}$ (см. рис. 41.6).

При этом участок между последовательно расположенными шлюзами должен быть прямолинейным.

Если расстояние между шлюзами больше приведенного выше, можно допустить на канале криволинейную вставку, сопрягаемую со шлю-

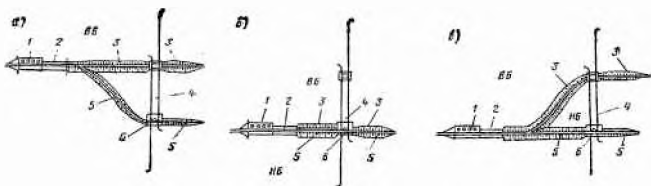


Рис. 41.8. Схемы расположения шлюзов с мостовыми переходами

а — с камерой в нижнем бьефе и мостом на нижней голове; б — с камерой в верхнем бьефе и прямолинейными подходами к мосту на нижней голове; в — с камерой в нижнем бьефе и прямолинейными подходами к мосту на верхней голове, с подводом напорных дамб к верхней голове; 1 — аданне гидроэлектростанции; 2 — водосливная плотина; 3 — земляная плотина; 4 — судоходный шлюз; 5 — дорога; 6 — мост через шлюз

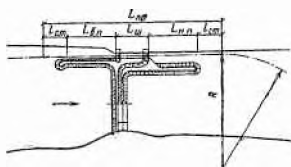


Рис. 41.9. Схема судоходной трассы в месте расположения шлюзов

зами прямолинейными вставками длиной не менее длины расчетного состава (рис. 41.10, б). В этом случае расстояние между шлюзами должно быть не менее

$$L_2 = 2(l_1 + l_2 + l_3 + l_{кр}) + l_{кр}, \quad (41.18)$$

где $l_{кр}$ — длина криволинейной вставки.

При определении протяженности участка между соседними шлюзами учитывают также влияние этого расстояния на возможные простои шлюзов и судов и связанное с этим снижение пропускной способности шлюзованного участка водного пути, а также волновые явления на участке канала между шлюзами.

В случае, если в подходах к шлюзам расположены водовыпуски или водозаборы деривационных каналов, насосных станций, гидроаккумулирующих станций, а также боковых водосбросов и других аналогичных сооружений, следует предусматривать уширение подходов, назначаемое в зависимости от величины дрейфа, испытываемого судном под влиянием поперечного течения. Сопряжения уширенного и нормального сечений канала выполняют плавно на длине не менее 20 уширений в каждую сторону от границ водозабора или другого сооружения. Площади сечения входа и выхода деривационного канала должны быть таковы, чтобы поперечная по отношению к судовому ходу составляющая скорости течения в судоходном канале при наименьшем судоходном уровне воды в нем не превышала 0,25 м/с.

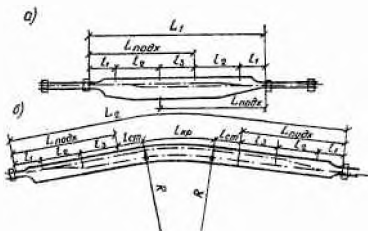


Рис. 41.10. Схемы размещения последовательно расположенных шлюзов

а — на прямолинейном участке канала; б — на канале с криволинейной вставкой

Размеры и очертания днища и стен камеры назначают в зависимости от габаритов шлюза, напора на камеру, колебаний уровня в нижнем бьефе (для многокамерного шлюза), принятой системы питания, характера основания и статической схемы работы конструкций камеры или ее частей, принятого расчетного судна и причального оборудования камеры. При этом учитывают необходимость применения промышленных методов строительства (скользящая опалубка, армопанели, плиты-оболочки и т. п.).

Размеры сечения днища и стен камер определяются требованиями прочности, трещиностойкости или ограничения раскрытия трещин, зависящими от степени агрессивности внешней среды. При определении размеров сечений стен камер учитывают наличие в стенах боковых водосливов, ниш для причальных устройств (рымов) и стремянок, а также расположение по верху стен тумб, каналов и т. п. Опыт проектирования судоходных шлюзов показал, что толщина стен камер с прямоугольным поперечным сечением $b_{ст}$ обычно колеблется в зависимости от вида грунта засыпки и расчетного уровня грунтовых вод от 0,18 до 0,22 $H_{ст}$.

Камеры шлюзов на нескальных основаниях по системе питания подразделяют на камеры без водопроводных галерей, камеры с водопроводными галереями в днище и камеры с водопроводными галереями в стенах; по конструктивному решению — на камеры с водопроницаемыми днищами (с отдельно стоящими стенами на фундаментах, с днищами в виде распорок между стенами) и камеры со сплошными водонепроницаемыми днищами (консольными, разрезными, продольными швами, неразрезными — докового типа, временно разрезными на строительный период с обжатием или без обжатия бетона в них). Основные типы конструкций камер судоходных шлюзов на нескальных основаниях показаны на рис. 41.11.

И с технической и с эксплуатационной стороны наиболее совершенны и надежны камеры со сплошными днищами. В связи с этим отказ от армированных бетонных стен со сплошными (разрезными и неразрезными) днищами может быть оправдан лишь в том случае, если камеры шлюзов с отдельно стоящими стенами той или другой конструкции и водопроницаемыми днищами могут быть возведены при существенно меньших строительных затратах.

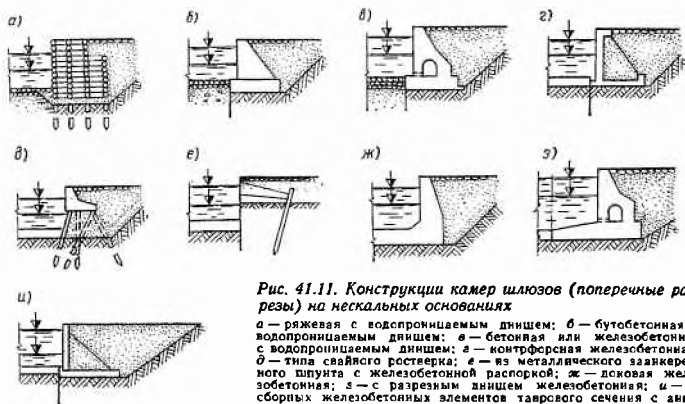


Рис. 41.11. Конструкции камер шлюзов (поперечные разрезы) на нескальных основаниях

а — ряжевая с водопроницаемым днищем; б — бутобетонная с водопроницаемым днищем; в — бетонная или железобетонная с водопроницаемым днищем; г — контрофрсовая железобетонная; д — типа свайного ростверка; е — из металлического заанкеренного шпунта с железобетонной распоркой; ж — досковая железобетонная; з — с разрезным днищем железобетонная; и — из сборных железобетонных элементов таврового сечения с анкерной

Опыт шлюзостроения показал, что камеры с отдельно стоящими стенами и водопроницаемыми днищами целесообразно применять при малых напорах и $H_{ст} < 0,3 B_k$, где $H_{ст}$ — свободная высота стен; B_k — ширина камеры. В этом случае необходимо устраивать крепление дна камеры на обратном фильтре.

При значительной высоте стен камер ($H_{ст} > 0,6 B_k$) наиболее целесообразны камеры со сплошными днищами. При этом, если камеры с обратной засыпкой стен расположены в верхних бьефах гидроузлов (а при неполной обратной засыпке и в нижних бьефах), или если в основании камер залегают просадочные либо песчаные грунты, рекомендуются камеры со сплошными неразрезными (докового типа) или временно разрезными на строительный период днищами. Камеры докового типа рекомендуется возводить с временной разрезкой днища на строительный период по оси шлюза и с замыканием временного шва после того, как произойдут основные осадки стен.

При расположении камер в нижних бьефах гидроузлов на связных грунтах можно предусматривать продольную разрезку по оси днища при условии применения надежных конструкций продольной шпонки.

При промежуточных значениях высоты стен в пределах $0,6 B_k > H_{ст} > 0,3 B_k$ целесообразно устройство камер со сплошными днищами или без них следует проверять сравнением этих вариантов при соответствующих расчетных характеристиках грунтов основания и обратных засыпок стен.

Наибольший напор на камеры шлюза H_k , при котором еще целесообразно возводить отдельно стоящие бетонные и железобетонные стены с водопроницаемым днищем, можно предварительно принимать равным

$$H_k = \alpha_k \operatorname{tg} \varphi B_k - (S_k + a), \quad (41.19)$$

где α_k — коэффициент, принимаемый равным 1,5; $\operatorname{tg} \varphi$ — расчетный коэффициент трения бетона по грунту; B_k — ширина камеры; S_k — глубина на пороге; a — запас верха стен над наивысшим расчетным уровнем воды, принимаемый в пределах 1—2 м.

В местах примыкания камер к головам следует предусматривать сквозные температурно-осадочные швы. Расположение швов между типовыми секциями камер увязывают с размещением причальных устройств.

Камеры шлюзов на скальном основании (см. рис. 41.2) по системе питания подразделяют на камеры без водопроводных галерей и камеры с водопроводными галереями; по конструктивному решению — на камеры с отдельно стоящими стенами, не связанными с днищем; камеры со стенами в виде прианкеренной к скале армированной бетонной облицовки (на скальных грунтах, допускающих анкерровку); камеры со стенами в виде незаанкеренной в скалу армированной бетонной облицовки (на скальных грунтах, не допускающих анкерровки); камеры со стенами комбинированного типа (при залегании скалы на отметках ниже отметки верха стен) с устройством облицовки в пределах скальной выемки и гравитационной стены выше поверхности скалы.

При хорошем качестве скалы в камерах с отдельно стоящими стенами возможен отказ от облицовки днища.

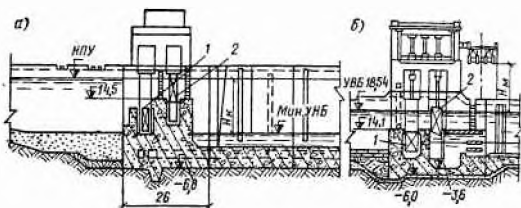
Для облегчения условий статической работы стен камеры в виде армированной бетонной облицовки можно устраивать системы бокового дренажа за облицовкой с отводом дренажных вод в нижний бьеф по проходному коллектору.

§ 186. КОНСТРУКЦИЯ И КОМПОНОВКА ГОЛОВ ШЛЮЗОВ

В головах шлюзов размещают устройства системы питания, ворота, механическое и электромеханическое оборудование, здания управления,

Рис. 41.12. Верхние головы шлюзов на нескальных основаниях

а — с боковым забором воды и боковыми предельными галереями; *б* — с головным наполнением камеры из-под подъемно-опускных ворот; 1 — аварийно-ремонтное загораживание; 2 — основные подъемно-опускные ворота



мостовые переходы, насосные установки, поплавковые устройства и т. д. Конструкцию, очертания и основные размеры каждой головы шлюза назначают в зависимости от характера грунтов основания, принятой системы питания, габаритов шлюза, типа головы, типа ворот, схемы размещения ворот, механического оборудования и помещений для него.

Головы шлюзов на нескальных основаниях во избежание нарушения нормальной работы ворот при неравномерных осадках рекомендуется осуществлять доковой конструкции со сплошным неразрезным дном (рис. 41.12).

Головы шлюзов на скальном основании (рис. 41.13) при прочной скале выполняют в виде устоев, прианкеренных к скале, при слабой или глубоко расположенной от поверхности скале — в виде отдельно стоящих устоев. Днище при прочной скале рекомендуется осуществлять в виде тонкой прианкеренной к скале плиты, а при слабой скале — в виде плиты, упирающейся в устой.

Головы шлюзов обычно выполняют из монолитного железобетона. При предварительной компоновке голов шлюзов в первую очередь устанавливают очертания и основные размеры голов, удовлетворяющие при наименьших объемах работ условиям размещения принятых водопроводных устройств (включая гасители энергии) и водопроводных затворов, основных и аварийно-ремонтных ворот с их механизмами, а также зданий управления отдельными механизмами и шлюзами в целом.

Для уменьшения длины массива голов водопроводные устройства и ворота шлюзов располагают таким образом, чтобы они по возможности совмещались по длине, при этом особенно важно уменьшить длину тех частей голов, которые не входят в полезную длину камеры.

Для уменьшения ширины устоев голов водопроводные затворы, ворота шлюзов и их механизмы располагают таким образом, чтобы они по возможности меньше совмещались в одном поперечном сечении устоев. При этом, как правило, вдоль голов устраивают сквозной служебный проход.

Для обеспечения временного судоходства через шлюз на период строительства высоту порога верхней головы шлюза на этот период определяют из условия создания необходимой судоходной глубины на временном пороге.

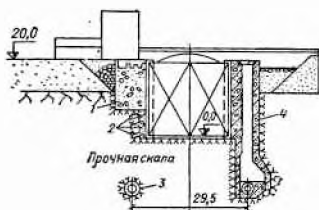


Рис. 41.13. Голова шлюза на скальном основании

1 — устой; 2 — анкеры; 3 — туннельный участок водопроводных галерей; 4 — шахта затворов

§ 187. СИСТЕМЫ ПИТАНИЯ ШЛЮЗОВ

Системы питания, применяемые для наполнения и опорожнения камер шлюзов, классифицируют по ряду признаков.

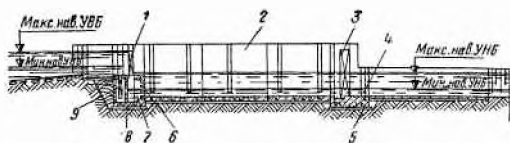


Рис. 41.14. Головная система питания шлюза (разрез по оси шлюза)

1 — подъемно-опускные эксплуатационные ворота; 2 — камера шлюза; 3 — двустворчатые эксплуатационные ворота; 4 — паз ремсигного заграждения; 5 — нижняя голова; 6 — балочные гасители; 7 — камера гашения; 8 — верхняя голова; 9 — аварийно-ремонтные ворота

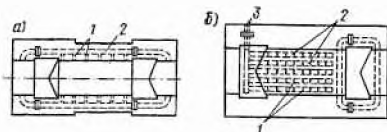


Рис. 41.15. Схематические планы шлюзов с продольными водопроводными галереями

а — боковыми; б — донными; 1 — водовыпуски для наполнения и опорожнения камеры; 2 — водопроводные галереи; 3 — водозабор

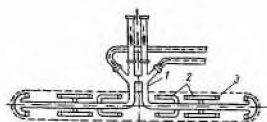


Рис. 41.16. Эквиперционная система питания высоконапорного шлюза

1 — магистральные водопроводы; 2 — отводящие водопроводы; 3 — выпуски в камеру

По способу подачи воды в камеру и выпуска ее из камеры различают системы питания: а) *сосредоточенные* — подача воды в камеру или выпуск ее из камеры осуществляется в одном месте по длине шлюза, в частности в пределах голов шлюза; в последнем случае систему питания называют *головной* (рис. 41.14); б) *распределительные простые* — подача воды в камеру осуществляется через выпуски из основных продольных водопроводных галерей, расположенных в стенах или в днище камеры (рис. 41.15), и *распределительные сложные* — вода подается из основных продольных галерей в систему вспомогательных поперечных галерей, а затем через выпуски в них в камеру. К сложным системам питания относится также эквиперционная (рис. 41.16), при которой подача воды в камеру осуществляется через основную продольную галерею с системой вспомогательных выпускных галерей, расположенных равномерно по длине камеры с обеспечением одновременного начала их работы и одинакового по времени приращения их расходов.

По способу забора воды из верхнего бьефа для наполнения камеры и сброса воды в нижний бьеф для ее опорожнения различают системы питания: а) с забором воды непосредственно из подходного канала и сбросом ее непосредственно в подходный канал (см. рис. 41.14); б) с забором и сбросом воды при помощи трубопроводов с водоприемниками и водоспусками, расположенными вне подходных каналов (см. рис. 41.16).

Кроме указанных основных типов систем питания возможно применение смешанных систем.

По опыту проектирования при предварительных проработках можно руководствоваться следующими рекомендациями:

- 1) при значениях $L_{п.к}H_k \leq 2000$ и $H_k/S_{п} \leq 3$ принимать без специального обоснования головную систему питания;
- 2) при больших значениях указанных показателей и напоре на голову шлюза до 15 м выбирать головную или распределительную систему питания на основании технико-экономического сравнения их вариантов;
- 3) при напоре на голову шлюза более 15 м принимать распределительную систему питания;
- 4) для высоконапорных однокамерных шлюзов, входящих в состав гидроузлов, использовать боковую систему забора и выпуска воды с

целью исключения неустановившегося режима потока в подходных каналах;

5) при напоре более глубины на пороге, но менее 15 м принимать безгалерейную головную систему питания с наполнением из-под плоских ворот и опорожнением через клинкеты в двухстворчатых воротах для напора до 8 м или через обходные галереи для большего напора;

6) при напоре менее глубины на пороге и ширины камеры до 18 м целесообразно применять полноповоротные сегментные ворота в верхней и нижней головах.

Рекомендуется по возможности избегать применения безгалерейных типов головной системы питания (при перспективе пропуска через шлюз плотов в количестве более 20% его расчетной судопропускной способности) из-за большей вероятности засорения пазов затворов и ворот при сосредоточенном поступлении воды.

Применение распределительной системы питания, а также боковой системы забора и выпуска воды в отдельности или в том или другом сочетании в каждом случае должно быть оправдано обеспечением расчетной судопропускной способности шлюза благодаря общему уменьшению времени шлюзования при наименьших дополнительных затратах. Выпуски из галерей должны распределяться по возможности равномерно по площади камеры. Начало и конец участка галерей с выпусками должны отстоять примерно на равных расстояниях от ворот верхней и нижней голов.

§ 188. ПРИЧАЛЬНЫЕ И НАПРАВЛЯЮЩИЕ СООРУЖЕНИЯ

Причальные сооружения предназначены для отстоя судов и составов, ожидающих шлюзования.

Сооружения, направляющие суда и составы при входе их в шлюзы и судоподъемники, называют *палами*. Палы расположены по обеим сторонам подходного канала и примыкают к лицевым граням голов шлюза, обеспечивая путем постепенного перехода от ширины канала к ширине камеры шлюза удобные и безопасные условия движения судов и составов при входе в шлюз и выходе из него.

Длина причальных линий $L_{\text{прич}}$ при двустороннем движении должна отвечать длине расхождения встречных составов (см. рис. 41.6). Это требование действительно при расположении подходов к судоходным сооружениям в открытом водоеме или в месте, где суда, ожидающие у причалов шлюзования, не защищены от ветровой волны и течения. При расположении же причальных линий в канале или за защитными дамбами длину причала допускается уменьшать на 0,4 длины последнего судна расчетного состава.

При одностороннем движении длину причальных линий (за палами) принимают равной полезной длине камеры.

Очертание направляющих пал принимают по круговым кривым с радиусом от $0,5l_c$ до $0,2l_c$ на нерабочей части. Угол между осью шлюза и касательной к очертанию рабочей части пал на границе судового хода принимают для ходовых пал $25-30^\circ$, для неходовых пал $50-60^\circ$ (см. рис. 41.6).

По опыту эксплуатации длину рабочей части ходовых пал $L_{\text{пал}}$ принимают не менее $0,5l_c$, неходовых — не менее $0,3l_c$ (l_c — длина наибольшего расчетного судна).

Конструкции причальных и направляющих сооружений при их высоте до 20 м и колебаниях уровня воды до 5 м выполняют, как правило, стационарными. При большей высоте и больших колебаниях уровня воды предусматривают конструкции причальных и направляющих сооружений, перемещающиеся при изменении уровня воды.

К стационарным относятся монолитные или шпунтовые конструкции: отдельные стены (незасыпные) сплошные и на свайном ростверке, от-

дельно стоящие опоры с пролетным строением между ними, отдельно стоящие причальные опоры, соединенные между собой или с берегом служебными мостиками.

Причальные сооружения в виде отдельных опор, соединенных мостиками, и береговых причальных тумб допускаются только для шлюзов на водных путях III и IV категории и при отсутствии на данных водных путях значительного движения плотов.

Стационарные конструкции причальных и направляющих сооружений выполняют из бетона и железобетона; железобетонные конструкции осуществляются сборными как из обычного, так и из предварительно напряженного железобетона.

Конструкции причальных и направляющих сооружений, располагаемых в выемке скальных пород, лучше выполнять в виде бетонных и железобетонных облицовок.

Для шлюзов на водных путях III и IV категорий иногда для причальных и направляющих сооружений применяют деревянные конструкции. Деревянные несменяемые части причальных сооружений располагают ниже наинизшего судоходного уровня.

К плавучим конструкциям относятся деревянные, металлические и железобетонные понтоны, деревянные плавучие фермы.

При грунтах, допускающих забивку свай, и при небольших колебаниях уровня воды для засыпных участков применяют армированные бетонные и железобетонные стены на высоком свайном ростверке, а для незасыпных участков — армированные бетонные и железобетонные коробчатые и сквозные надстройки на высоком свайном ростверке.

Сплошные причальные стены обычно возводят при необходимости образования вблизи канала площадки или когда данная стена является одновременно раздельной либо защитной, а также когда имеется опасность разрушения откосов подходных каналов судовыми волнами или причальных сооружений ледовым воздействием.

При прочих равных условиях лучше применять сквозные конструкции причальных и направляющих сооружений в виде стенок на высоком свайном ростверке, коробчатых конструкций и т. п., поскольку они существенно улучшают условия движения судов по сравнению со сплошными конструкциями.

§ 189. СУДОПОДЪЕМНИКИ

Судопропускные сооружения, в которых преодоление судами сосредоточенных перепадов уровней между бьефами осуществляется путем перевозки их на плаву в наполненной водой камере или насухо на специальных тележках, называют судоподъемниками.

Следует отметить, что имеется опыт перевозки насухо лишь небольших судов. При транспортировке крупных груженых судов не исключено возникновение недопустимых деформаций корпуса. Для их предотвращения предлагаются упругие прокладки — водо- или воздушнонаполненные подушки из резины либо синтетических материалов, укладываемые на поверхность тележки. Но опыта перевозки судов с помощью таких приспособлений пока нет. В связи с этим перевозка крупных груженых судов в настоящее время осуществляется в камере с водой.

Все судоподъемники могут быть подразделены на две большие группы: вертикальные и наклонные. В первых из них перевозка судов осуществляется по вертикали, во вторых — по наклонному пути.

Вертикальные судоподъемники, построенные до настоящего времени, возводились уравновешенными, т. е. камера с судном в зависимости от конструкции уравновешивалась в них либо противовесами, либо выталкивающей силой поплавков, либо другими способами. Ввиду того, что перевозимые суда находились в камерах на плаву, уравнеше-

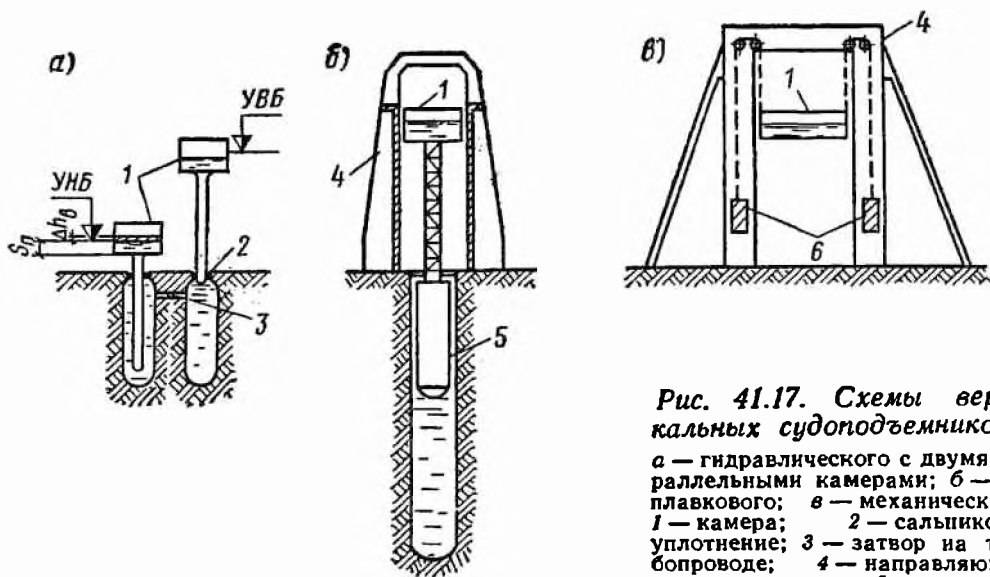


Рис. 41.17. Схемы вертикальных судоподъемников

а — гидравлического с двумя параллельными камерами; б — поплавкового; в — механического; 1 — камера; 2 — сальниковое уплотнение; 3 — затвор на трубопроводе; 4 — направляющие конструкции; 5 — поплавок; 6 — противовесы

вание не представляло каких-либо трудностей, так как вес камеры судоподъемника в этом случае оставался постоянным независимо от того, было в ней судно или нет.

По способу уравнивания вертикальные судоподъемники подразделяют на гидравлические, поплавковые и механические (рис. 41.17).

Гидравлические судоподъемники называют иногда поршневыми. Их строят всегда парными — в виде двух камер с поршнями и цилиндрами. Камеры этих судоподъемников движутся вследствие того, что одна из них больше наполнена водой, чем другая. Разная степень наполнения водой камер создается следующим образом. Оба цилиндра соединены между собой трубопроводом с затвором. Конечное положение обеих камер таково, что уровень в верхней камере несколько ниже уровня воды в верхнем бьефе, а уровень в нижней камере выше уровня воды в нижнем бьефе на Δh_2 . В этот момент затвор трубопровода, соединяющего цилиндры, закрыт. После открытия ворот камер в верхнюю вливается определенный слой воды, а из нижней такой же слой вытекает в нижний бьеф. После закрытия ворот верхняя камера оказывается, таким образом, тяжелее нижней. После открытия затвора верхняя камера под действием большего веса начинает опускаться и, вытесняя воду из цилиндра, увеличивает давление во втором цилиндре, что приводит к подъему второго поршня с камерой меньшего веса.

Наиболее крупные гидравлические судоподъемники позволяют судам грузоподъемностью 8 МН (800 тс) преодолевать перепад уровней до 20 м. Нагрузка на поршень от веса камеры с водой достигает 17 МН (1700 тс). Давление в цилиндрах диаметром 4 м достигает 420 Па (42 кгс/м²).

Гидравлические судоподъемники страдают серьезными конструктивными и эксплуатационными недостатками. К числу первых следует отнести сложность конструкций цилиндров и уплотнений между ними. В эксплуатационном отношении эти судоподъемники также неудобны. Из-за взаимосвязанности невозможно самостоятельное использование камер. Задержка судопропускных операций и тем более ремонт в одной из камер приводят к простоя другой камеры, а отсутствие судов разных направлений — к холостому ходу одной из них. Эти обстоятельства привели к тому, что последний судоподъемник такого типа был построен в Бельгии в 1909—1917 гг.

Поплавковые судоподъемники получили более широкое распространение. Их конструкция состоит из одной камеры, поддерживающих ее вертикальных металлоконструкций и вертикальных поплавков, расположенных в шахтах, заполненных водой. Подъемная сила поплавков, всегда погруженных в воду, равна весу всех подвижных частей, когда камера поднята к верхнему бьефу. Как только металлоконструкции, поддерживающие камеру, опускаются в шахты, равновесие нарушается. Для сохранения равновесия внутри поплавков размещены вертикальные трубы, наполненные воздухом и открытые только снизу. По мере опускания в шахты поплавков гидростатическое давление на них увеличивается, воздух в трубах сжимается и взвешивающая сила поплавков уменьшается на ту же величину, на которую она возрастает из-за погружения в воду металлоконструкций каркаса. В результате механизмы вертикального перемещения должны преодолевать только силы трения и инерции.

Из наиболее крупных судоподъемников такого рода следует отметить введенный в эксплуатацию в 1938 г. поплавок судоподъемник Ротензее у Магдебурга (ФРГ) и построенный в 1962 г. судоподъемник Генрихенбург в Вальтропе (ФРГ). Последний позволяет пропускать суда грузоподъемностью 15 МН (1500 тс). Преодолеваемый перепад уровней составляет при этом 14,5 м. Общий вес подвижной части этого судоподъемника составляет 50 МН (5000 тс). Каждый поплавок выполнен в виде металлического цилиндра диаметром 10 м и длиной 35 м. Поплавки плавают в шахтах с внутренним диаметром 11,4 м и глубиной около 60 м.

Недостаток поплавковых судоподъемников — необходимость сооружения водонепроницаемых глубоких шахт значительного диаметра, что представляет собой достаточно сложную инженерную задачу.

Механические судоподъемники состоят из подвижной камеры, уравновешенной противовесами, соединенными с камерой через блоки многочисленными канатами, каркаса с расположенными на нем основными механизмами и приемной камеры (обычно доковой конструкции), отделенной от нижнего бьефа воротами.

Наиболее крупный механический судоподъемник Нидерфинов построен в 1934 г. в Германии на канале, соединяющем р. Хавель с р. Одер. Он перемещает камеру с полезными размерами 85×12 м и глубиной воды 2,5 м, преодолевая разность уровней 37,2 м. Максимальная грузоподъемность пропускаемых судов до 10 МН (1000 тс). Вертикальное перемещение камеры в судоподъемнике Нидерфинов осуществляется с помощью четырех лебедок, размещенных по две с каждой стороны камеры. Вес порожней камеры судоподъемника 16 МН (1600 тс), а заполненной водой 43 МН (4300 тс). Общий вес противовесов равен весу камеры с водой. Камера судоподъемника Нидерфинов перемещается со средней скоростью 12 см/с. Падение между уровнями верхнего и нижнего бьефов преодолевается за 5 мин. Продолжительность пропуска судна через судоподъемник 20 мин.

Расположение судоподъемника такого типа в выемке и применение высокопрочных материалов может значительно облегчить его конструкцию, что позволит ему успешно конкурировать с другими типами судопропускных сооружений.

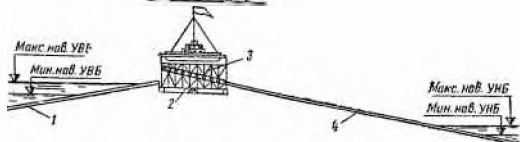
Для *наклонных судоподъемников* предложено и запроектировано много различных схем. Ниже описаны те из них, которые получили реальное воплощение.

Наклонные судоподъемники могут быть *продольными* (рис. 41.18, 41.19) и *поперечными* (рис. 41.20). В продольных судоподъемниках судно перевозят в направлении его движения, в поперечных — поперек этого направления. Камеры продольных судоподъемников могут быть самоходными или несамоходными, например с канатным приводом.

Продольные судоподъемники по форме продольного профиля пути могут быть подразделены на двускатные (см. рис. 41.18) и односкатные (см. рис. 41.19).

Двускатные продольные судоподъемники с перевозкой судов на плаву в самоходной камере состоят кроме этой камеры и сооружений на подходах еще из следующих частей: верховых судовозных путей, поворотного устройства и низовых судовозных путей (см. рис. 41.18). Пропуск судов из бьефа в бьеф при такой схеме осуществляют следующим образом. Судовозную камеру опускают по верховым или низовым судовозным путям до тех пор, пока уровень воды в ней не совпадет с уровнем воды в соответствующем бьефе. После этого судно вводят в камеру и, закрыв торцовые ворота, начинают движение камеры вверх. Так как уклон верха балок поворотного устройства равен уклону верховых и низовых судовозных путей (1:7—1:10), камера при своем движении вверх легко въезжает на поворотное устройство. После поворота устройства и совмещения его путей с путями другого бьефа камеру спускают в этот бьеф до совпадения уровней воды в ней и бьефе. Затем открывают ворота камеры, и судно выходит в бьеф, при этом судно движется кормой вперед. Это относится к эксплуатационным недостаткам, так как после выхода из камеры судно необходимо развернуть на 180°.

Продольный разрез



План

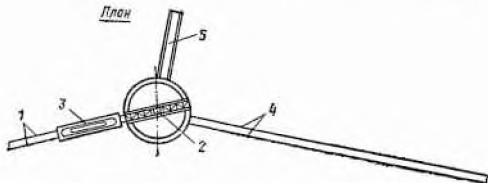


Рис. 41.18. Двускатный продольный наклонный судоподъемник с поворотным устройством

1 — верхние судовозные пути; 2 — поворотное устройство; 3 — судовозная камера (на плане условно показана на верхних судовозных путях); 4 — низкие судовозные пути; 5 — пушковый разезд с монтажной площадкой

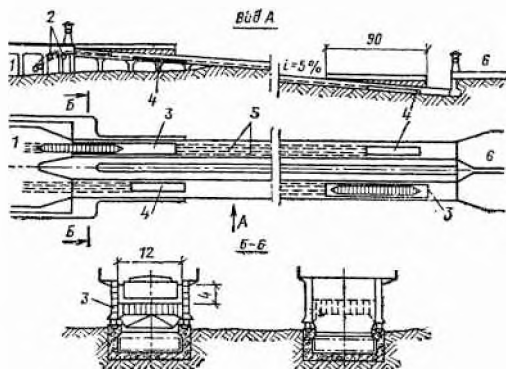
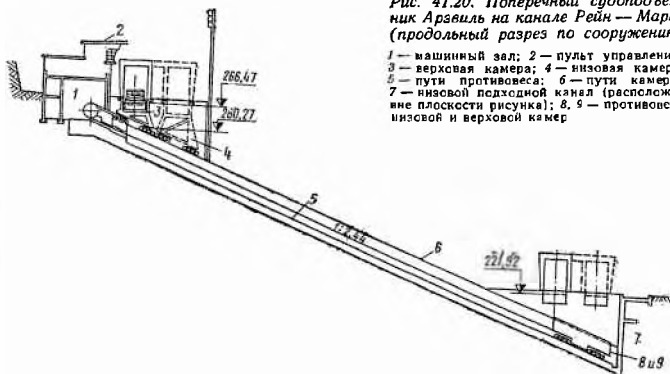


Рис. 41.19. Односкатный продольный наклонный судоподъемник Ронкьер на канале Шарлеруа — Брюссель

1 — мост-канал; 2 — привод камеры; 3 — камеры; 4 — противовесы; 6 — низовой подходный канал

Рис. 41.20. Поперечный судоподъемник Арзвиль на канале Рейн — Марна (продольный разрез по сооружению)



1 — машинный зал; 2 — пульт управления; 3 — верхняя камера; 4 — нижняя камера; 5 — пути противовеса; 6 — пути камеры; 7 — низовой подходный канал (расположен вне плоскости рисунка); 8, 9 — противовесы низовой и верхней камер

Двускатный судоподъемник с поворотным устройством и самоходной камерой (см рис. 41.18 и 44.5) обладает целым рядом достоинств. Наличие двух судовозных путей, расположенных под углом друг к другу, дает возможность вписаться в существующий рельеф местности с минимальными объемами земляных работ. Судовозная камера, заходящая под уровень обоих бьефов, позволяет отказаться в конце судовозных путей от сложных сопрягающих устройств в виде шлюзов, которые необходимы для других типов судоподъемников при наличии колебаний уровней бьефов, что свойственно почти всем гидроузлам.

Построенный в СССР на Красноярском гидроузле двускатный судоподъемник (см. рис. 44.5) рассчитан на преодоление перепада уровней 101 м. Навигационные колебания уровня воды составляют в верхнем бьефе 13 м, в нижнем — 6,3 м. Верховой и низовой судовозные пути длиной соответственно 500 и 1240 м имеют уклон 1 : 10 и расположены под углом 142° друг к другу; ширина колеи пути 9 м. Камера судоподъемника с полезными размерами 90×18 м и глубиной воды 2,5 м рассчитана на перемещение судов грузоподъемностью 15 МН (1500 тс) с увеличением ее в перспективе до 20 МН (2000 тс). Вес судовозной камеры без воды около 40 МН (4000 тс), с водой свыше 75,6 МН (7560 тс). Камера перемещается путем зацепления ее зубчатых колес за зубчатые рейки судовозных путей. Расчетная скорость движения камеры 1 м/с.

Односкатные судоподъемники с перевозкой судов на плаву обычно состоят из судовозного пути, камеры и устройств, обеспечивающих примыкание судовозного пути к верхнему и нижнему бьефам. Эти устройства могут быть выполнены либо в виде шлюзов при больших колебаниях уровней бьефов, либо в виде головы, представляющей собой полшлюз, при незначительных колебаниях уровней.

Односкатный двухниточный судоподъемник с полушлюзами и перевозкой судов на плаву введен в эксплуатацию в 1968 г. в Бельгии на канале Шарлеруа — Брюссель (см. рис. 41.19). Он позволяет судам грузоподъемностью 13,5 МН (1350 тс) преодолевать перепад уровней 68 м. Перемещающиеся камеры имеют длину 90 м, ширину 12 м и глубину воды 3—3,7 м.

Скорость равномерного движения камеры с судном 1,2 м/с. Ускорение при разгоне и торможении 0,01 м/с².

По мере увеличения размеров судов, перевозимых в камерах наклонных продольных судоподъемников, а также увеличения уклона судовозных путей растет высота металлоконструкций низового конца косяковой тележки, что усложняет конструкцию судовозной камеры.

Поперечные судоподъемники лишены этого недостатка, так как продольная ось судна здесь перпендикулярна направлению движения. Это позволяет принимать для этих судоподъемников значительные уклоны судовозных путей, что иногда диктует рельеф местности в районе строительства.

В состав сооружений поперечного судоподъемника входят судовозные пути, камеры и сооружения, обеспечивающие переход судна из камер в бьефы. Эти сооружения принципиально не отличаются от подобных им в продольных судоподъемниках.

Последний из поперечных судоподъемников построен во Франции на канале Рейн — Марна у г. Арзвила в 1969 г. Он предназначен для преодоления судами грузоподъемностью 3,5 МН (350 тс) падения уровней 44,5 м (см. рис. 41.20). Суда перевозятся в двух камерах с водой (в настоящее время работает одна) на косяковых тележках. Размеры камеры судоподъемника: длина 42,5 м, ширина 5,5 м и глубина воды 2,5 м. Вес камеры с водой 8,94 МН (894 тс). В верхнем и нижнем бьефах камеры примыкают к полушлюзам, оборудованным плоскими воротами. Время двустороннего пропуска судов составляет 40 мин.

Г Л А В А 42.

ЛЕСОПРОПУСКНЫЕ СООРУЖЕНИЯ *

Для пропуска древесины из верхнего бьефа в нижний в составе гидроузла предусматривают лесопропускные сооружения. В зависимости от объема пропускаемой через гидроузел древесины, технологии ее

* Написано совместно Г. Ф. Ильющенковым и Б. П. Петуховым.

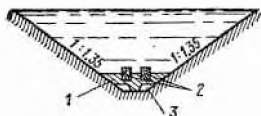


Рис. 42.2. Усиленная шероховатость на бревноспусках трапециевидального сечения в виде трапециевидальных перегородок с продольными брусками
1 — перегородки; 2 — бруски; 3 — распорки

в) с перемещением головной опоры в вертикальных пазах с помощью лебедок и скольжением нижней опоры по флютбету (рис. 42.3, в) — применяют при необходимости пропуска большого количества леса и колебании уровня верхнего бьефа до 2,5 м;

г) шарнирно-связанная с опускаемым плоским затвором (рис. 42.3, г) — применяют при колебании уровня верхнего бьефа до 2,5 м; эта схема может быть использована также для пропуска однорядных плотов.

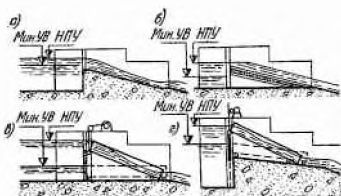


Рис. 42.3. Схемы головной части бревноспусков

а — с постоянной отметкой порога; б — с шандорным дном; в — с перемещением головной опоры в вертикальных пазах; г — шарнирно-связанной с опускаемым плоским затвором

Сплавопропускную способность бревноспусков, м³/ч, можно определить по формуле

$$N = 3600\varphi\omega v n, \quad (42.1)$$

где φ — коэффициент заполнения бревнами входного отверстия, принимаемый равным: 0,7 при сплаве бревен в один ряд, 0,6 при сплаве в два ряда, 0,5 при сплаве в три ряда, 0,4 при сплаве в четыре ряда и 0,3—0,2 при большем числе рядов; ω — площадь поперечного сечения бревен среднего диаметра, м²; v — скорость течения в месте ввода бревен в лоток из водохранилища или скорость подачи при искусственном вводе бревен, м/с; n — принятое по требующейся сплавопропускной способности бревноспуска число рядов бревен по ширине (обычно равно двум-трем).

Необходимую ширину бревноспуска прямоугольного сечения определяют по формуле

$$b = nd_{cp} + 2c, \quad (42.2)$$

где d_{cp} — средний диаметр сплаваемых бревен, м; c — боковой запас, принимаемый равным 0,1—0,15 м.

Кроме сплавных лотков применяют *полусплавные лотки*, в которых бревна перемещаются в полувзвешенном состоянии, скользя по дну; глубина воды в них должна быть не менее 0,2—0,3 диаметра бревна. Для таких лотков требуется меньший расход воды, чем для сплавных, а уклоны их могут быть больше (до 1:3).

Существуют также *мокрые лотки*, в которых вода расходуеться в очень небольшом количестве и служит лишь смазкой для лучшего скольжения бревен. Слой воды в таких лотках принимают равным 0,5—1,5 см, ширину лотков — до 30 см. Уклоны мокрых лотков значительны — до 0,4—0,5. У мокрых деревянных лотков должно быть водонепроницаемое дно.

Полусплавные и мокрые лотки обычно питают из рек, сток которых регулируют относительно небольшими водохранилищами, образованными головными сооружениями лотков.

§ 191. ПЛОТОХОДЫ

Для пропуска через гидроузлы плотового сплава устраивают специальные сооружения с широкими лотками, называемые плотходами. Гидравлический расчет плотходов аналогичен расчету быстротоков.



Рис. 42.4. Схема плотохода с плавучими шарнирными рамами (продольный разрез)

1 — затвор; 2 — плавучие шарнирные рамы

Рис. 42.5. Схема плотохода с усиленной шероховатостью в виде ломаных в плане зубцов

а — продольный разрез лотка; б — план зубцов; в — сечение зубцов

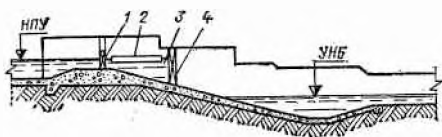
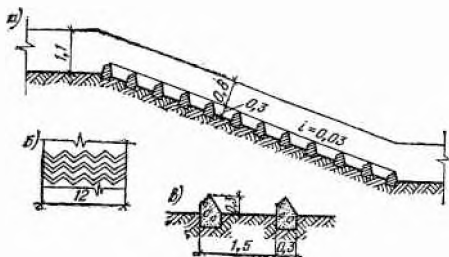


Рис. 42.6. Схема плотохода со шлюзовой камерой (продольный разрез)

1 — головные ворота; 2 — плот; 3 — шлюзовая камера; 4 — низовые ворота

Плотоходы подразделяют на два основных типа: 1) с широкими лотками по типу бревноспусков; 2) со шлюзовой камерой и лотками.

1. Плотоходы с широкими лотками. Плотоходы этого типа подобны бревноспуску и отличаются от последнего шириной и формой лотка, а также специальными приспособлениями по длине лотка для уменьшения скорости движения плотов и в конце его для уменьшения механического удара при переходе плотов с лотка в нижний бьеф. Такие приспособления могут быть двух видов:

а) плавучий деревянный пол, состоящий из отдельных рам, шарнирно-соединенных между собой, прикрепляемый к концу плотохода для обеспечения безопасного спуска плотов в нижний бьеф (рис. 42.4); в головной части плотохода устанавливают быстродействующий затвор обычно сегментного типа, прекращающий сброс воды из верхнего бьефа после прохода плота;

б) усиленная шероховатость в виде ломаных в плане зубцов по всей длине лотка (рис. 42.5); постоянство глубины и скорости потока на плотоходе обеспечивается донными выступами, повышающими шероховатость дна плотохода.

2. Плотоходы со шлюзовой камерой и лотками (рис. 42.6). Для экономии расхода воды при пропуске плотов через плотоходы их выполняют со шлюзовой камерой, в которой помещается плот. По концам шлюзовой камеры расположены шлюзовые ворота. После закрытия головных ворот и открытия низовых ворот плот вместе с водой в камере спускается по плотоходу в нижний бьеф.

Для неуправляемых плотов, поворачивающихся при спуске, необходима ширина плотохода, м:

$$B_n = l_d + 2(0,3 \dots 0,5), \quad (42.3)$$

где l_d — длина диагонали наибольшего плота, м.

Для управляемых плотов

$$B_n = b_n + 2(0,5 \dots 1), \quad (42.4)$$

где b_n — наибольшая ширина плота, м.

Расположение плотоходов в гидроузле должно обеспечивать удобный подход к ним плотов из верхнего бьефа и прямолинейный их выход в нижний бьеф.

Г Л А В А 43

РЫБОПРОПУСКНЫЕ И РЫБОЗАЩИТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ. ПРУДОВЫЕ РЫБОВОДНЫЕ ХОЗЯЙСТВА *

§ 192. РЫБОПРОПУСКНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

1. Влияние гидротехнического строительства на воспроизводство рыбных запасов. Реки Советского Союза имеют важное рыбохозяйственное значение: они обеспечивают воспроизводство 90—95% мировых запасов осетровых и сиговых рыб и более 60% запасов лососевых. Проходные рыбы — осетр, белуга, севрюга, лососи, нельма и др. — мигрируют вверх по реке на сотни и тысячи километров и размножаются в русле реки, откладывая икру на каменистые гряды, перекаты и другие участки незаиленного дна. Полупроходные рыбы — судак, сазан, лещ, вобла — размножаются в дельтах крупных рек и в пойменной системе, периодически заливаемой в период половодья; большинство из них откладывают икру на затопленную луговую или водную растительность на мелководьях.

При зарегулировании рек условия воспроизводства проходных и полупроходных рыб резко изменяются. Препраждаются пути миграции проходных рыб на нерестилища, площади их в верхнем бьефе сокращаются; вследствие изменения гидрологического режима реки меняются температурный и урванный режимы нижнего бьефа; колебания объемов сбросов воды через турбины гидроэлектростанций приводят к колебанию уровней 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.

Указанные факторы уже в настоящее время оказывают отрицательное воздействие на воспроизводство осетровых, балтийского лосося, семги, воблы и крупночастиковых рыб в бассейнах Каспийского, Азовского, Черного и Балтийского морей. В связи с этим необходимо проведение комплекса специальных рыбоводно-мелиоративных мероприятий по сохранению рыбных запасов в условиях гидротехнического строительства. В этот комплекс наряду с искусственным разведением рыб на рыбоводных заводах и в нерестово-выростных хозяйствах входят мероприятия по сохранению на определенном уровне естественного воспроизводства, необходимого для поддержания жизнестойкости популяций ценных промысловых рыб.

Степень воздействия гидротехнического строительства на воспроизводство рыбных запасов определяется местом расположения гидроузла на реке. Наибольший ущерб рыбному хозяйству наносят плотины, расположенные в нижнем течении рек, так как они полностью отрезают нерестилища проходных и полупроходных рыб от мест их нагула. Кроме того, при этом вследствие пикового режима работы гидроэлектростанций, приводящего к значительным суточным и недельным колеба-

* Написано З. М. Киппером.

ниям уровня нижнего бьефа, нарушается гидрологический режим нерестилищ, расположенных в низовьях рек.

Для сохранения естественного воспроизводства проходных и полупроходных рыб в условиях зарегулированных рек необходимо обеспечение их пропуска 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 сохранится и может даже возрасти. Примером является рыбоход на р. Тулуме, где стадо семги после строительства плотины увеличилось в 3 раза [84].

2. Типы рыбопропускных сооружений. Все рыбопропускные сооружения подразделяют по способу перемещения рыб из нижнего бьефа в верхний на две основные группы:

1) *рыбоходы* — сооружения, в которых создается постоянно действующий поток воды со скоростями течения, обеспечивающими рыбе самостоятельный проход из нижнего бьефа гидроузла в верхний;

2) *рыбоподъемники* — сооружения, через которые рыба пропускается в верхний бьеф гидроузла при помощи подъемных механизмов или шлюзованием.

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 разных ее видов, поэтому максимальные значения их в рыбоходах принимают в определенных пределах, обычно менее тех, которые, по экспериментальным данным, могут быть преодолены рыбой.

Вид рыб	Скорости течения, преодолеваемые разными видами рыб, м/с
Лососи, форель, кумжа, жерех, щука	2,3—3,5
Усач, харюс, миноги	1,8—2,3
Сельди, подуст, сиг, краснопер	1,5—1,8
Белорыбца, осетр, севрюга, судак, голавль, язь	1,2—1,5
Сазан, лещ, окунь, линь, ерш, плотва	0,6—1,2

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) уреходы.

В табл. 43.1 приведены основные строительные характеристики всех типов рыбоходов [84].

На рис. 43.1 приведены схемы некоторых видов рыбоходов [48].

Для гидроузлов на крупных равнинных реках рыбоходы в настоя-

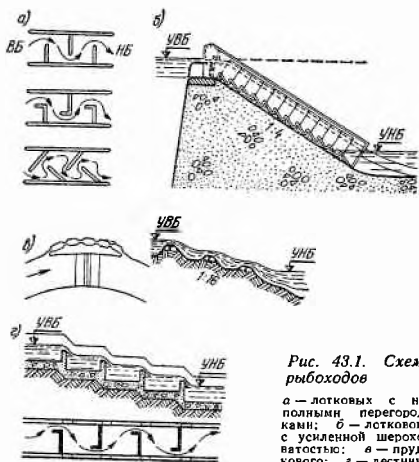


Рис. 43.1. Схемы рыбоходов

а — лотковых с неполными перегородками; б — лоткового с усиленной шероватостью; в — прудкового; г — лестничного

Вид рыбохода	Напор у плотины, м, не более	Поперечное сечение	Уклон дна	Для каких рыб используется	Специальное устройство
Обходные каналы	10	Трапецидальное	0,005	Всех видов	—
Лотковые: свободные	3	Прямоугольное	0,05	То же	—
с неполными перегородками	2—8	»	1:13 1:7	Лососевых	Неполные перегородки на дне
с усиленной шероховатостью	5—7	»	1:10 1:4	»	Планки, зубцы, пороги на дне и по стенкам
Прудковые	10	Овальное	1:16 (перепад 0,4—1,5м)	Лососевых др.	Прудки соединяются каналами, которые крепятся камнем
Лестничные	30	Прямоугольное	1:25—1:20 (перепад 0,2—0,6м)	Лососевых	Перегородки с впускными отверстиями; бассейны для отдыха рыб
Угrehоды	25	То же	0,17	Угрей (скат из реки взрослых и подъем молоди)	Промежуточные бассейны на каждом участке и на поворотах для отдыха угрей

шее время не проектируют, так как продвижение по ним недоступно для многих видов рыб или оказывает отрицательное влияние на их способность к размножению. В нашей стране построено два рыбохода лестничного типа для пропуска лососевых рыб (Туломский и Кегумский) [84].

Рыбоподъемники имеют большое преимущество перед работами — 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.

Гидравлические рыбоподъемники делятся на три типа: 1) с вертикальной шахтой; 2) с горизонтальной камерой (рыбопропускной шлюз); 3) с наклонной камерой (напорный рыбоподъемник).

Гидравлические рыбоподъемники с вертикальной шахтой (рис. 43.2) состоят из четырех основных элементов: расположенного в нижнем бьефе рыбонакопителя, рабочей камеры, вынесенного в верхний бьеф верхового лотка и блока питания. Рыбонакопитель представляет собой продольный лоток прямоугольного сечения, служащий для накопления рыбы в период ее привлечения в сооружение. Технологической схемой работы гидравлических рыбоподъемников предусмотрено, что привле-

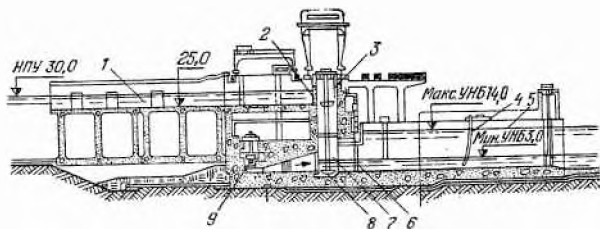


Рис. 43.2. Гидравлический рыбоподъемник с вертикальной шахтой

1 — верховой выходной лоток; 2 — затвор верхнего бьефа шахты; 3 — вертикальная побудительная решетка шахты; 4 — побудительная решетка в низовом лотке; 5 — двухточный низовой лоток; 6 — затвор нижнего бьефа шахты; 7 — рыбоподъемная шахта; 8 — горизонтальная побудительная решетка шахты; 9 — блок турбинного агрегата

чение рыбы в рыбоаккумулятор осуществляется противотоком, создаваемым в нем путем подачи воды из блока питания. Конструкции последнего разнообразны: от холостого водосброса до системы эжекторов. В конце периода привлечения накопившаяся рыба побуждается к заходу в рабочую камеру. Побуждение осуществляется подачей воды из верхнего бьефа и специальным побудительным устройством, которое, перекрывая своим сетчатым полотном все сечение рыбоаккумулятора, передвигается вдоль него в сторону рабочей камеры (от нижнего бьефа к верхнему). Рабочая камера выполнена в виде вертикальной шахты, в которой осуществляется шлюзование накопленной рыбы. Когда уровень воды в рабочей камере достигает уровня верхнего бьефа, рыбу выпускают в верховой лоток, предназначенный для перехода рыбы из рабочей камеры в водохранилище. Здесь также применяют побудительное устройство. Рыбопропускные сооружения с такой технологической схемой могут быть рекомендованы для пропуска производителей различных видов рыб через средненапорные гидроузлы на крупных равнинных реках. Наиболее целесообразна двухкамерная конструкция, обеспечивающая непрерывную работу рыбоподъемника. В этом случае в одной камере идет шлюзование, а другая открыта для привлечения и накопления рыбы. Процесс одного шлюзования продолжается 40—45 мин. В нашей стране построено два гидравлических рыбоподъемника — на Волжской ГЭС имени ХХII съезда КПСС и на Цимлянском гидроузле (1952 г.), оба с напором 26 м.

Та же технологическая схема сохраняется и в гидравлических рыбоподъемниках с горизонтальной камерой (рис. 43.3), рекомендуемых для строительства на низконапорных гидроузлах. Такие рыбопропускные шлюзы отличаются от рыбоподъемников с вертикальной шахтой формой рабочей камеры, которая здесь выполняется как камера судоходного шлюза. В современных конструкциях рыбопропускных шлюзов рабочая камера осуществляет также функцию блока питания. Для этого в ее рабочих затворах устраивают клинкетные отверстия. Рыбопропускной шлюз такого типа построен на Кочетовском гидроузле (р. Дон), строится на вододелителе в дельте Волги и намечается к строительству на Федоровском гидроузле (р. Кубань). На Тахиаташском гидроузле (р. Амударья) строится рыбопропускной шлюз еще более простой конструкции, в котором совмещены рыбоаккумулятор и рабочая камера. Такая конструкция рекомендуется при строительстве однокамерных шлюзов.

В напорных рыбоподъемниках рыба проходит в потоке воды, заполняющем все сечение трубопровода. Рыбоподъемники такой конструкции, устраиваемые в теле гравитационной плотины, состоят из трех ка-

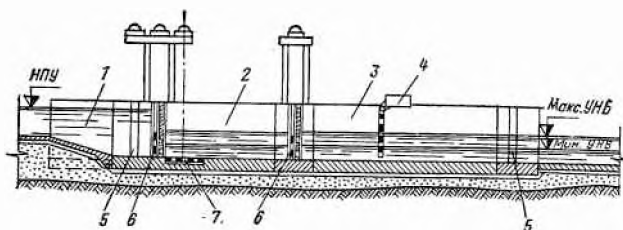


Рис. 43.3. Гидравлический рыбоподъемник с горизонтальной камерой (рыбопропускной шлюз)

1 — верхней выходной лоток; 2 — рабочая камера; 3 — рыбокопитель; 4 — побудительное устройство; 5 — паз ремонтного заграждения; 6 — рабочий затвор с клинкетными отверстиями; 7 — истно-логическая площадка

мер (рис. 43.4). Нижняя закрытая горизонтальная камера длиной 10—14 м, шириной 3—5 м, высотой 5—5,5 м имеет одно или два вплывных отверстия, перекрытых автоматическими затворами.

Механические рыбоподъемники состоят из шахты (лифта) и подъемного устройства — контейнера, заполненного водой (рис. 43.5). Такие рыбоподъемники механически, не осушая рыбу, переправляют ее из нижнего бьефа плотины в верхний. В 1969 г. закончено строительство такого рыбоподъемника на Саратовской ГЭС; опыт эксплуатации его позволит судить о целесообразности применения механических рыбоподъемников. В целом механические рыбоподъемники имеют существенные инженерные преимущества перед гидравлическими, поскольку отпадает необходимость в таком сложном элементе, как шлюзовая камера, и упрощается конструкция блока питания.

Опыт эксплуатации всех типов рыбоподъемников показал, что через них проходит как самая крупная, так и мелкая рыба. Из гидравлических рыбоподъемников с биологической точки зрения на гидроузлах с напором до 15—20 м наиболее целесообразно применение сооружения с горизонтальной шлюзовой камерой, при больших напорах — с вертикальной шахтой.

Кроме того, имеются и другие способы пропуска рыб через гидротехнические сооружения. Один из них осуществляется с помощью плавающей рыбопропускной установки, состоящей из трех самостоятельных устройств: 1) рыбозаградителя, перекрывающего сечение реки в нижнем

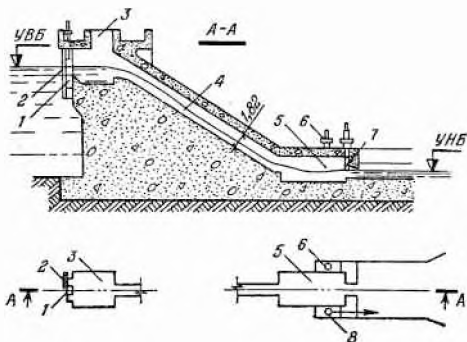


Рис. 43.4. Напорный рыбоподъемник

1 — регулируемый водослив; 2 — затвор шлюза на выходе; 3 — верхняя камера; 4 — наклонная камера (уровень воды показан при открытых затворах); 5 — нижняя камера; 6 — перепускной клапан; 7 — затвор шлюза на входе; 8 — клапан на подачу воды для привлечения рыбы

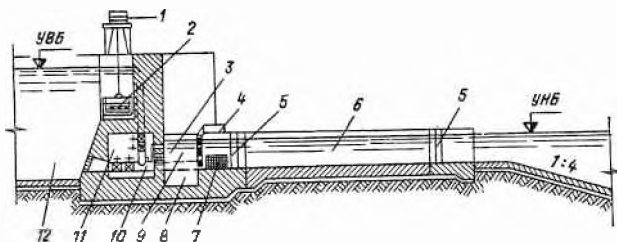


Рис. 43.5. Механический рыбоподъемник

1 — кран подъема и передвижения контейнера 2; 3 — обходные галереи блока питания; 4 — побудительные устройства; 5 — паз ремонтного заграждения; 6 — рыбоаккумулятор; 7 — рыбозащитная решетка; 8 — ниша для установки контейнера; 9 — рабочая камера; 10 — блок питания; 11 — помещенные механизмы и затворы блока питания; 12 — верховой выходной лоток

бьефе; 2) судна-рыбонакопителя, в которое рыба привлекается путем создания дополнительного потока, забираемого из реки (с помощью насосных установок), проходящего транзитом по лотку судна; 3) самоходного контейнера для приема рыбы из судна-рыбонакопителя (с помощью побудительного устройства) и транспортировки ее в верхний бьеф гидроузла. Опытная проверка первого образца плавучей рыбопропускной установки показала, что надежность ее работы обеспечивается лишь при устройстве рыбозаградителя с высокой стоимостью, что значительно снижает ожидавшийся рыбохозяйственный эффект от ее мобильности.

Использование судоходных шлюзов. Наблюдения показали, что на некоторых гидроузлах значительная часть рыбы проходит в верхний бьеф через судоходные шлюзы. Это происходит при благоприятном в отношении миграционного пути рыб расположении судоходного шлюза в гидроузле. Приспособление действующих судоходных шлюзов для пропуска рыбы технически возможно и экономически целесообразно, особенно на существующих гидроузлах, построенных без специальных рыбопропускных сооружений. Для этого необходимо: 1) создать транзитный ток воды из водохранилища в нижний бьеф в периоды между шлюзованиями судов; 2) установить в необходимых местах направляющие рыбозаградители; 3) проводить в ночное время дополнительное шлюзование для пропуска только рыб [84].

3. Выбор типа и места расположения рыбопропускного сооружения в створе гидроузла. Рыбопропускные сооружения строят главным образом для ценных пород проходных рыб — лососевых, сельдевых и осетровых. Наиболее сильными пловцами являются лососевые рыбы, которые продвигаются в основном потоке воды в придонных слоях и способны преодолевать скорости течения до 3 м/с. Для лососевых рыб вполне приемлем рыбход, который должен быть полностью открыт и освещен дневным светом, что соответствует естественным условиям прохождения этих рыб по мелководным нерестовым рекам с прозрачной водой. Опыт эксплуатации рыбопропускных сооружений у нас и за рубежом показал, что наиболее целесообразны рыбходы лестничного типа, так как в них легче создать гидравлический режим, приближающийся к режиму реки; кроме того, расход воды по лестнице меньше, чем в аналогичном сечении рыбходов других типов. В перегородках рыбходов лестничного типа рекомендуется устройство поверхностных вливных отверстий размером $0,8 \times 0,6$ м, которые благоприятнее для прохода рыб, чем донные. Ширину бассейнов рекомендуется принимать в пределах 3—9 м, длину — 5—6 м, глубину воды — 1—1,5 м. Наиболее удачны из

действующих лестничных рыбоходов Туломский в СССР (р. Тулома) и Мак-Нери в США (р. Колумбия). Рыбоходы лестничного типа рекомендуются на гидроузлах с напором до 20 м, при больших напорах они будут громоздкими и трудно проходимыми даже для лососевых рыб.

При строительстве высоконапорных плотин рекомендуется устраивать рыбоподъемники (рыбопропускные шлюзы), через которые достаточно хорошо проходят осетровые и сельдевые рыбы. Осетровым из-за больших размеров и малой маневренности трудно подниматься по длинной лестнице рыбохода и преодолевать вливные отверстия в его перегородках, где скорость течения достигает 2 м/с. Сельдевым, продвигающимся косяками, чувствительным к трению и легко теряющим чешую, также трудно преодолевать лестничные рыбоходы. Из рыбоподъемников наибольшее распространение получили гидравлические с побудительными устройствами. Наиболее удачными рыбоподъемниками такого типа являются построенный на Волжской ГЭС имени ХХII съезда КПСС, а также Бонневильский и Мак-Нери (р. Колумбия, США). Все три рыбоподъемника работают при напорах более 25 м. Рыбоподъемники рекомендуются устраивать в две нитки при ширине каждой шахты не менее 8 м; на всем пути движения рыбы в сооружении должен быть создан прямой непрерывный ток воды.

Вопросы, связанные с выбором местоположения и определением числа рыбопропускных сооружений, необходимых на данном гидроузле, остаются еще малоизученными вследствие трудностей прогнозирования особенностей поведения рыб в нижнем бьефе и сложности определения участков концентрации рыб при различных режимах работы гидроузла. Поскольку рыба, продвигаясь против тока воды, подходит к гидроузлу в местах сброса воды, выбор места расположения рыбопропускного сооружения в его створе зависит от общей его компоновки:

а) при непосредственном примыкании водосливной плотины к зданию гидроэлектростанции рыбопропускное сооружение располагают между ними;

б) при раздельном расположении здания гидроэлектростанции и водосливной плотины в створе гидроузла рекомендуется предусмотреть несколько рыбопропускных сооружений, во всяком случае не менее двух-трех;

в) при деривационной схеме рыбопропускное сооружение располагают ближе к водосбросу.

Вход (для рыбы) в рыбопропускное сооружение следует размещать вблизи сброса воды в нижний бьеф, но за зоной больших скоростей течения (ориентировочно рекомендуется располагать его на расстоянии около 50 м от нижней грани плотины). Вход должен иметь плавный переход от дна реки или канала. Перед входом в сооружение не должно образовываться завихрений, мешающих заходу рыбы. Выходящая из лотка вода должна быть направлена параллельно основному течению реки и двигаться со скоростью, немного большей скорости в реке (приблизительно на 0,2 м/с) [242].

При строительстве каскада гидроузлов на реке в ряде случаев целесообразно возводить рыбопропускные сооружения только на нижнем гидроузле, транспортируя затем накопленных производителей рыб через остальные гидроузлы в самоходных плавучих контейнерах или автоконтейнерах. Такое решение принято, например, для каскада гидроузлов на р. Амурдарье.

Вопрос о необходимости постройки рыбопропускных сооружений решают при проектировании гидроузла. Возведение рыбопропускного комплекса можно считать целесообразным в том случае, если после строительства гидроузла:

1) выше его сохраняются естественные нерестилища или имеется

возможность строительства искусственных нерестилищ для ценных видов рыб;

2) обеспечивается пропуск потребного для заполнения нерестилищ количества производителей ценных видов рыб с сохранением при этом их миграционной активности и способности к полноценному воспроизводству;

3) размножение ценных рыб выше гидроузла необходимо для сохранения их стада; имеются условия для роста и развития молоди на этих участках водотока;

4) обеспечиваются условия для ската молоди и производителей рыб через сооружения гидроузла, чему может способствовать выбор горизонтальных турбин и создание более пологого профиля плотины.

§ 193. РЫБОЗАЩИТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

1. Биологическое обоснование проектирования рыбозащитных сооружений. Для предотвращения попадания скатывающихся личинок и мальков, а также взрослых рыб в водозаборные сооружения, размещаемые на рыбохозяйственных водоемах, необходимо предусматривать рыбозащитные сооружения. Также применяют рыбозащитные и рыбонаправляющие устройства для предотвращения попадания рыб в опасные для них зоны гидроэлектростанции и плотины и направления их к входу в рыбопропускные сооружения.

Методы рыбозащиты основываются на использовании: а) данных о биологии и распределении рыб на разных стадиях развития; б) данных о поведении рыб, попавших в зону действия водозаборного сооружения; в) данных о физических явлениях, действующих на рыб в зоне водозабора.

При исследовании распределения рыб в местах предполагаемого водозабора учитывают сезонные и суточные изменения концентрации рыб, вертикальное и горизонтальное их размещение. Сезонное изменение концентрации рыб характеризуется высокими скоплениями производителей, а затем и молоди на нерестилищах, в связи с чем устройство водозаборных сооружений необходимо учитывать суточный ритм активности рыб, так как ночью рыба теряет зрительную ориентацию, в связи с чем возможность попадания ее в водозабор резко возрастает. Суточный ритм активности наиболее четко выражен в прозрачных водоемах (до 30 см по диску Секки), в мутных водах он стирается. Эти данные следует использовать при составлении суточного графика работы насосных станций [133]. Знание горизонтального и вертикального распределения рыб в водоемах позволяет правильно выбрать тип водозабора и конструкцию рыбозащитного сооружения в каждом отдельном случае. Наибольшие концентрации покатной молоди отмечаются на стрежне реки или у пологих берегов на мелководьях, хорошо прогреваемых солнцем и богатых кормом. Каждый вид рыб имеет свои закономерности распределения молоди: карповые и окуневые скатываются в поверхностном слое; скат осетровых происходит до глубин 5—10 м на участках с сильным течением и песчано-галечным грунтом без заиления; лососевые скатываются как в поверхностных слоях, так и в толще воды, придерживаясь участков с наиболее сильным течением. По мере роста молодь всех видов рыб опускается до глубины 7—8 м.

Для защиты рыб, попавших в зону действия водозаборных сооружений, применяют различные инженерные конструкции, создаваемые с учетом особенностей восприятия различных раздражителей органами чувств рыб: зрением, слухом, обонянием, а также их двигательной активностью [133].

При проектировании рыбозащитных сооружений особенно важно зна-

ние плавательной способности рыб (времени, в течение которого рыба может поддерживать определенную скорость движения) и критических скоростей течения (минимальные скорости, при которых рыба сносится потоком), зависящих от образа жизни и возраста рыб, их физиологического состояния, температуры и освещенности воды [242]. Кроме того, необходимо учитывать, что наибольший рыбозащитный эффект может дать лишь комплексное воздействие на различные органы чувств рыб.

2. Типы рыбозащитных сооружений. Все рыбозащитные сооружения по принципу действия делятся на три группы: механические, гидравлические и физиологические [84, 133, 242].

Механические рыбозащитные сооружения. Наибольшее применение в нашей стране и за рубежом нашли механические рыбозаградители, так как они эффективнее других рыбозащитных сооружений. Они представляют собой механическую преграду перед водозаборным сооружением. В зависимости от характера преграды различают фильтрующие и сетчатые рыбозаградители. По способу отведения рыбы выделяют рыбозаградители с рыбоотводом и без рыбоотвода. К первым относятся следующие конструкции: плоская сетка с рыбоотводом, сетчатые вращающиеся барабаны с рыбоотводом, бесконечная перемещающаяся лента (сетка Харчева), сетчатые конусы, сетка Мэрфи. Ко вторым относятся плетни, решетки, каменные наброски, дамбы, фильтры различных конструкций, плоская сетка без рыбоотвода, ленточные вращающиеся сетки, сетчатые вращающиеся барабаны без рыбоотвода.

Все механические рыбозащитные сооружения состоят из несущей конструкции, преграждающего устройства, фильтрующих элементов, очистного устройства и подъемно-транспортного оборудования. Наиболее просты в эксплуатации и эффективны *фильтры*. Простейшими фильтрующими устройствами являются укрепленные наброски из хвоста, камней, фильтрующие дамбы из камня. В последнее время созданы различные конструкции кассетных, ряжевых, насыпных рыбозащитных сооружений на водозаборах с расходом до 200 м³/с [133] (на расход до 10 м³/с Гидрорыбпроектм разработан типовой проект).

Кассетные фильтры представляют собой эстакаду, в пазы которой вставлены сетчатые кассеты с различным наполнителем: гравием, керамзитом, стеклом, кирпичом (рис. 43.6, а). Фильтры промывают при поднятии кассеты на поверхность или обратным током воды и импульсами давления. Применение фильтрующих сооружений дает высокий рыбозащитный эффект при скоростях течения воды, превосходящих скорость на подходе к фильтру не более чем в 3 раза.

Для фильтрующих рыбоза-

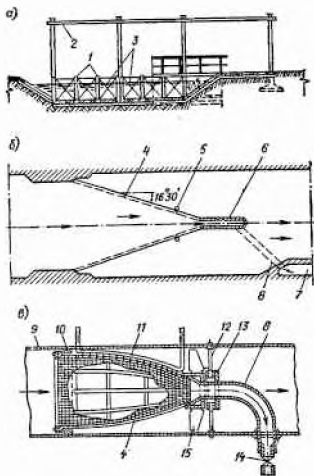


Рис. 43.6. Механические рыбозащитные сооружения

а — кассетные фильтры; б — плоская сетка; в — сетчатый конус; 1 — эстакада; 2 — монорельс; 3 — сетчатые кассеты; 4 — сетка; 5 — флейта; 6 — рыбоаккумулятор; 7 — сбросной лоток; 8 — рыбоотвод; 9 — трубопровод; 10 — спорное кольцо; 11 — водоструйная флейта; 12 — спицы для крепления подшипника; 13 — подшипник; 14 — вентиль; 15 — крыльчатка

щитных сооружений очень перспективны конструкции фильтров из пор-эласти вследствие его высокой прочности и простоты формования. Пор-эластовые фильтры обладают высокой пропускной способностью, морозостойкостью в водонасыщенном состоянии, химической стойкостью. Их преимуществами являются малый вес, простота промывки, возможность быстрой замены фильтрующих элементов, невысокая стоимость. При дальнейшем совершенствовании конструкции, использовании новых заполнителей, совершенствовании методов очистки фильтры могут найти широкое применение на водозаборах различной пропускной способности.

Сетчатые рыбозащитные сооружения различных типов также широко применяют в отечественной и зарубежной практике. При разработке их конструкции следует исходить из следующих положений: 1) путь молоди рыб преграждается сеткой, которая должна непрерывно очищаться в целях обеспечения заданной скорости течения воды; 2) сетка очищается гидравлическим способом — водными струями, без изъятия ее из воды; 3) устройство для очистки сетки действует без механических приводов; энергия потока очищаемой воды используется для вращения сетчатого барабана или флейты.

Для предотвращения попадания в насосы активной молоди промысловых рыб на ранних стадиях развития скорость течения воды на входе в отверстие сетки принимается равной 0,2—0,25 м/с. Сетка должна быть гладкой и иметь круглые отверстия диаметром 3 мм.

Сетки изготавливают из нержавеющей стали, меди, латуни, фосфористой бронзы, никеля, монель-металла, капрона, нитрона, лавсана. Конструкцию сетчатого рыбозащитного сооружения выбирают в зависимости от места и типа водозабора, расхода воды, требований рыбоохраны, биологии и размеров рыб, обитающих в данном водоеме.

Из сетчатых рыбозащитных сооружений наиболее широко используют *плоскую сетку*. Рыбозащитное сооружение этого типа выполнено в виде железобетонной или металлической эстакады, установленной под углом 15—17° к потоку по прямой линии, V- или W-образно. В пазы эстакады вставлены рамы, обтянутые сетчатым полотном (рис. 43.6, б), перед которым устанавливают сороудерживающую решетку. Рыбозащитное полотно очищается водоструйным очистным устройством, состоящим из флейты и насоса, подающего в нее воду. Для очистки сороудерживающих решеток применяют решеткоочистительные машины или грейферы. Рыбозащитное сооружение типа плоской сетки может быть самостоятельным сооружением или конструктивно связано с насосной станцией. Для успешной работы сооружения длина эстакады не должна превышать 50—70 м, так как очистка более длинной конструкции затруднена. Плоские сетки с рыбоотводом широко используют для защиты рыб длиной от 30 мм и больше.

Для рыбозащиты на плавучих насосных станциях, на водозаборах береговых насосных станций, для капсульных насосов успешно применяют также различные конструкции *сетчатых барабанов* [242], состоящие из одного или нескольких барабанов, обтянутых мелкоячейной сеткой, и очистного устройства. В зависимости от метода очистки сетчатые барабаны делятся на две группы: 1) сетчатый барабан вращается вокруг своей оси от лопастной турбины, лопастного винта или электропривода; промывное устройство типа флейты неподвижно; 2) сетчатый барабан неподвижен, промывное устройство типа флейты вращается (вращение реактивное). Сетчатые барабаны имеют производительность от 50 до 5000 л/с. Не рекомендуется применение сетчатых барабанов на водозаборных сооружениях, перед оголовками которых имеются ковши или подводящие каналы.

К числу наиболее часто используемых на практике рыбозащитных устройств относятся также *сетчатые конусы*. Основу этого сооружения

составляет вращающийся сетчатый усеченный конус, установленный в пазовые конструкции вершиной по течению. Боковая сетчатая поверхность конуса состоит из отдельных панелей, укрепленных на несущей конструкции (рис. 43.6, в). Вращение конуса обеспечивает электродвигатель или гидромотор. Для очистки наружной поверхности сетки конуса вдоль его образующей установлено неподвижное промывное устройство. Перед конусом расположена сороудерживающая решетка. Для отведения рыбы используется рыбоотвод. Принцип действия конусного рыбозаградителя: рыба с водой, прошедшая через сороудерживающую решетку, попадает в сетчатый конус, вода профильтровывается и поступает в подводящий канал, рыба вместе с током воды при вращении конуса относится к его вершине и попадает в рыбоотвод.

Перемещающиеся ленточные сетки представляют собой конвейерную сетку, состоящую из рамок, обтянутых сетчатым полотном. Лента монтируется на выносных эстакадах или на берегу, приводится в движение электродвигателем, очищается флейтой или щеткой. Ленточные сетки могут перемещаться в горизонтальной или вертикальной плоскостях. В США успешно используется горизонтально перемещающаяся лента, достоинствами которой по сравнению с другими конструкциями являются: 1) низкая стоимость благодаря выносу механизмов и оборудования выше уреза воды и увеличению подходных скоростей; 2) простота в эксплуатации; 3) простота монтажных работ из-за свободного закрепления сетчатых панелей; 4) высокая эффективность рыбозащиты в связи с уменьшением травматизации рыбы; 5) самоочистка от мусора.

Гидравлические рыбозащитные сооружения. Рыбозаградители этого типа представляют собой устройства, с помощью которых перед водозаборами создаются гидравлические условия, препятствующие попаданию рыбы в водозабор и направляющие ее в рыбоотвод. К гидравлическим рыбозащитным сооружениям относятся запани, отбойные козырьки, зонтичные рыбозаградители, рыбозаградители заглубленного типа и жалюзийные рыбозаградители [133, 152, 242]. Наиболее надежными гидравлическими рыбозащитными сооружениями являются рыбозаградители заглубленного типа и жалюзийные.

Рыбозащитное сооружение заглубленного типа применяют в случаях вынужденного расположения водозабора на местах нереста и нагула ценных промысловых рыб. Оно представляет собой оголовок, вынесенный на глубину 7—8 м и снабженный сверху козырьком. Забор воды осуществляется через боковые окна, оборудованные грубой решеткой. Допустимая входная скорость на решетке 0,2 м/с. При этом попадание в водозабор молоди из верхних слоев воды исключается, на глубине же 7—8 м молодь рыбы обычно отсутствует. Строительство и эксплуатация таких водозаборов требует больших капитальных затрат, связанных с выполнением специальных подводно-строительных работ, и значительных текущих расходов на водолазные работы по очистке решеток. Таким образом, данный метод рыбозащиты может быть рекомендован лишь в исключительных случаях, когда водозабор нельзя перенести в другое место.

Жалюзийный рыбозаградитель представляет собой расположенную под углом к потоку несущую конструкцию, на которой навешены секции жалюзей. Пластины жалюзийной решетки размещены таким образом, что создается впечатление наличия в воде сплошной стенки. Рыба видит преграду, останавливается, располагаясь головой против течения воды и относится к рыбоотводу. Биологическая основа действия жалюзийных установок состоит в комплексном воздействии на зрение, слух и органы боковой линии рыб. В жалюзийной установке очень важно создать оптимальные подходные скорости, так как при высоких скоростях рыба травмируется о жалюзи, при низких свободно проходит через них. Для успешной работы рыбоотвода скорость течения в нем должна превышать

скорость подходного потока. Оптимальный угол расположения несущей конструкции от 10—16° до 20°, расстояние между пластинами 2,5—7,6 см. Жалюзийная стенка может иметь V-образную форму и располагаться в один ряд или состоять из двух последовательных рядов.

Физиологические рыбозащитные сооружения. В таких сооружениях используют поведенческие реакции рыб на различные раздражители, вызывающие испуг или привлечение их (зрение, слух, органы боковой линии, осязание, причем применяют как отдельные раздражители, так и их комплекс. Таким образом, физиологические рыбозащитные сооружения предотвращают попадание рыбы в водозабор, не препятствуя движению воды. К этому типу рыбозащитных сооружений относятся *электрические рыбозаградители* — единственные устройства данной группы, доведенные до инженерной конструкции [242], а также световые, звуковые, воздушно-пузырьковые рыбозаградители, находящиеся в стадии изучения.

В основе работы электрических рыбозаградителей лежит воздействие на рыб электрических полей высокого напряжения. Рыба в электрическом поле стремится от катода к аноду, причем чем меньше рыба, тем большее напряжение нужно для ее отпугивания. Реакция на электрическое поле зависит также от вида рыбы; например, некоторые донные рыбы не чувствительны к его воздействию.

Электрорыбозаградитель состоит из системы электродов противоположной полярности (рис. 43.7), питающихся постоянным, переменным или импульсным постоянным током. Заградители различных типов отличаются разным расположением электродов и использованием для питания постоянного или переменного тока.

Электрорыбозаградители не могут быть использованы для защиты ранней молоди, так как при этом пришлось бы увеличить напряжение электрического поля, что вызвало бы гибель крупных рыб, попавших в зону действия рыбозаградителя.

Возможность использования световых методов рыбозащиты экспериментально доказана для молоди леща, уклей, воблы и других рыб, за исключением осетровых.

Управлять поведением рыб с помощью звука можно лишь при условии использования биологически значимых акустических сигналов: угрозы, боли, опасности, питания и др.

Имеется возможность использования воздушно-пузырькового метода рыбозащиты, особенно в комплексе с другими рыбозащитными сооружениями. Этот метод рыбозащиты основан на том, что рыба зрительно воспринимает завесу как плотную стенку; кроме того, она механически выносится к поверхности пузырьками воздуха и вертикальным потоком воды. В темноте эффективность воздействия пузырьков воздуха на рыб резко снижается. Большое значение для повышения эффекта рыбозащиты имеет соотношение скорости подходного потока и угла расположения воздушно-пузырьковой завесы к потоку воды. Чем меньше угол расположения пузырьковой завесы, тем больше эффект рыбозащиты.

Однако ни одно из описанных выше сооружений не является универсальным. Недостатками существующих физиологических рыбозащитных сооружений являются их значительная стоимость и сложность эксплуатации.

3. Типы рыбоотводов. Рыбоотвод может быть самотечным и с принудительным отведением рыбы. Самотечные рыбоотводы используют

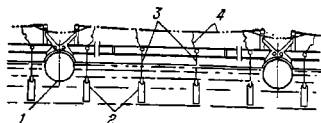


Рис. 43.7. Рыбозаградитель ЭРЗУ-1

1 — поплавок; 2 — система электродов;
3 — тросы; 4 — провода

только при благоприятных гидравлических условиях. В остальных случаях применяют другие конструкции рыбоотводов, одной из которых являются эжекторы, или водоструйные насосы. При работе эжектора поток воды с рыбой проходит через сопло в рабочую камеру, где рыба не соприкасается со стенками насоса, так как вдоль них подается вода, предохраняющая рыбу от травматизации. Однако степень травматизации рыбы в эжекторах все же очень высока вследствие перепада давлений на подходе к смесительной камере и высокой турбулентности потоков в рабочей камере.

Для отведения рыбы возможно применение и *центробежных насосов*, широко используемых для откачки живой рыбы из орудий лова. В частности, перспективно использование горизонтальных центробежных насосов капсульного типа. К положительным качествам этих насосов, обеспечивающим их высокую эффективность, относятся: 1) большая высота подачи рыбы и воды; 2) легкость установки и эксплуатации благодаря уменьшению веса при применении алюминиевых сплавов вместо чугуна; 3) низкая стоимость в связи с отсутствием необходимости строительства специального здания станции.

Для отведения рыбы предложено также использовать *вакуумное устройство* [107]. Под действием вакуум-насоса и компрессора в баке создают разрежение, открывают всасывающую линию, и водорыбная смесь заполняет бак. После этого всасывающую линию закрывают и переключают на пустой бак, и водорыбная смесь поступает в транспортную магистраль.

Для отведения рыбы от ленточных сеток предложена конструкция сетчатых черпаков и черпаков с поддоном. Модельные испытания показали, что выживание молоди достигает 75%.

В настоящее время вопросы отведения рыбы от рыбозащитных сооружений еще находятся в процессе изучения.

§ 194. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ О ПРУДОВЫХ РЫБОВОДНЫХ ХОЗЯЙСТВАХ

Часто в комплексе с ирригационным строительством предусматривают создание прудовых товарных хозяйств. В зависимости от назначения различают следующие типы прудовых хозяйств: *полносистемные, рыбопитомники и нагульные* [84]. Основным объектом разведения и выращивания является карп, добавочными объектами служат растительноядные, пелядь, щука.

В состав *полносистемного прудового рыбоводного хозяйства*, в котором происходит нерест, выращивание молоди и нагул рыбы до товарных размеров, входят пруды различных категорий (рис. 43.8):

1) *нерестовые* для проведения нереста и подращивания личинок. Площадь каждого пруда 0,1 га, в крупных хозяйствах (более 300 га) до 0,3 га; средняя глубина воды 0,4—0,5 м, наибольшая у водоспуска 1 м. Нерестовые пруды необходимо располагать на незаболоченных участках, покрытых луговой растительностью, вблизи выростных прудов;

2) *мальковые* для подращивания личинок, получаемых из инкубационного цеха, размещенного на площадке хозяйства. Площадь каждого пруда составляет 0,2—1 га, средняя глубина воды 0,8—1 м, максимальная глубина у водоспуска 1,5 м. Мальковые пруды располагают на незаболоченных участках вблизи нерестовых прудов;

3) *выростные* для выращивания сеголеток. Площадь каждого пруда 10—15 га, средняя глубина воды 1—1,2 м. Пруды рекомендуется устраивать на участках со спокойным рельефом, покрытых луговой растительностью. Выростные пруды размещают возможно ближе к нерестовым и зимовальным, чтобы упростить пересадку мальков и сеголеток;

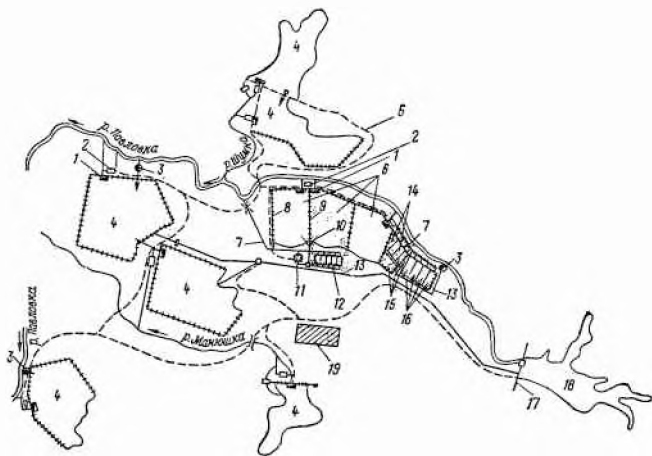


Рис. 43.8. Схема полносистемного прудового рыбоводного хозяйства

1 — донный водоспуск; 2 — рыбоуловитель; 3 — насосная станция; 4 — нагульные пруды; 5 — подъездные дороги; 6 — выростные пруды; 7 — сбросные каналы; 8 — контурная дамба выростного пруда; 9 — разделительная дамба; 10 — водовыпуск; 11 — карантинные пруды; 12 — нерестовые пруды; 13 — водоподводящий канал; 14 — мальковые пруды; 15 — летние и зимние маточные пруды; 16 — зимовальные пруды; 17 — плетина головного пруда; 18; 19 — хозяйственный центр и поселок

4) **зимовальные** для зимнего содержания сеголеток, производителей и ремонтного молодняка (рыбопосадочный материал). Площадь каждого пруда 0,5—1 га, глубина воды в зависимости от климатических условий 2—2,5 м (непромерзающий слой воды должен быть не менее 1—1,2 м). Зимовальные пруды необходимо располагать вблизи источника водоснабжения (головного пруда или насосной станции) и ближе к выростным прудам, на незаболоченных почвах;

5) **летние и зимние маточные** для содержания производителей (маточного поголовья) и выращивания ремонтного молодняка. Площади прудов определяются рыбоводными расчетами в зависимости от мощности хозяйства (0,5—1 га); средняя глубина воды 1,3—1,5 м для летних прудов и 2—2,5 м для зимних прудов. Располагать пруды желательно ближе к источнику водоснабжения;

6) **карантинные** для временного содержания вновь поступающих, а также изоляции заболевших рыб. Площадь каждого пруда 0,2—0,4 га, средняя глубина воды 1—1,3 м. Пруды желательно располагать в конце хозяйства, на расстоянии не менее 20 м от прудов других категорий. Карантинные пруды должны иметь изолированные водоснабжение и водосброс;

7) **нагульные** для выращивания товарной рыбы. Нагульные пруды могут быть пойменными и русловыми. В полносистемном рыбоводном хозяйстве нагульные пруды рекомендуется устраивать на обвалованных участках поймы реки. При строительстве русловых прудов створ плотины выбирают в узком месте поймы реки, чтобы при наименьших затратах на строительство гидротехнических сооружений получить наибольшую площадь пруда. При проектировании нагульных прудов надо стремиться к созданию наиболее продуктивных глубин воды — от 0,5 до 2 м (средняя глубина 1,3—1,5 м). Площади нагульных прудов в крупных хозяйствах принимают по 100 га, в небольших — 20—50 га.

В состав **рыбопитомников** входят пруды тех же категорий, что и в полносистемном хозяйстве, за исключением нагульных прудов.

В состав **нагульного хозяйства** входят только нагульные пруды. Пруды строят в основном русловые, используя небольшие реки, ручьи, овраги и балки, не имеющие развитой поймы. Пруды располагают последовательно один за другим, каскадом. Каждый пруд имеет свою плотину, паводковый водосброс и донный водоспуск.

Количество и площади прудов разных категорий определяют рыбоводными расчетами исходя из мощности хозяйства.

Источником водоснабжения всех прудовых рыбоводных хозяйств могут быть реки, ручьи, озера, водохранилища и ключи. Подача воды на хозяйство может осуществляться через специальный головной пруд (самотечное водоснабжение) или через насосную станцию.

Пруды устраивают *обвалованные* или *русловые*. Обвалованные пруды снабжают водой из магистрального канала. Русловые пруды создают сооружением плотины непосредственно в русле реки.

При проектировании прудов необходимо предусматривать планировку их ложа, засыпку ям и бочагов, сведение леса и кустарника, корчевку пней, засев ложа сельскохозяйственными культурами. Подача воды в каждый пруд и сброс из него должны быть независимыми.

В комплекс гидротехнических сооружений, применяемых при строительстве прудовых рыбоводных хозяйств, входят обычные земляные плотины и дамбы, водозаборные устройства, паводковые водосбросы, водоподающие, сбросные и осушительные каналы, сооружения на каналах (водовыпуски, быстротоки, перепады, дюкеры, перегораживающие сооружения), донные водоспуски, рыбоуловители, сетчатые заграждения, верховины.

Сооружения для рыбоводных хозяйств проектируют на основе типовых проектов с внесением необходимых изменений и дополнений при привязке к местным условиям строительства. Типовые проекты на сооружения, применяемые при строительстве рыбоводных хозяйств, разработаны Гидрорыбпроектом Министерства рыбного хозяйства СССР.

Рыбоводную специфику имеют в основном земляные дамбы, донные водоспуски, водовыпуски, рыбоуловители и верховины.

Земляные дамбы в зависимости от назначения подразделяют на *контурные* и *разделительные*; контурные дамбы возводят по границам одного пруда или группы смежных прудов, разделительные — между двумя смежными прудами. Возвышение гребня дамб над отметкой наката ветровой волны на откос принимают для контурных дамб 0,4 м, для разделительных дамб 0,3 м.

Донные водоспуски (рис. 43.9, а) предназначаются для полного опорожнения прудов, перепуска рыбы из прудов в рыбоуловители, регулирования уровня воды и для водообмена. Донные водоспуски на напоры 1,5; 2; 2,5; 3 и 3,5 м с трубами диаметром 30, 60 и 100 см применяют на пойменных нагульных и выростных прудах, на напоры 5, 6 и 7 м с трубами диаметром 100 и 120 см — на русловых прудах. Оголовок и фундаменты водоспуска выполняют из монолитного железобетона, водопроводящую часть — из звеньев железобетонных раструбных труб, входную часть и водобой — из Г-образных железобетонных деталей; понур и рисберма крепятся железобетонными ребристыми плитами.

Водовыпуски (рис. 43.9, б) предназначены для подачи воды из канала в пруды. Конструкция сооружений разработана из железобетонных сборных деталей: понур и оголовок — из плит; водослив, водобой и рисберма — из ребристых плит; водопроводящая часть — из круглых раструбных труб. На входе в трубу монтируется сетчатое рыбозащитное сооружение, предотвращающее попадание в пруд сорной рыбы.

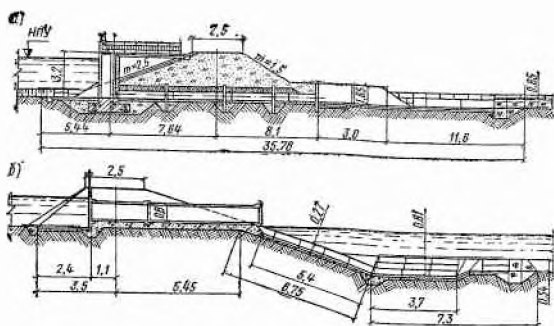


Рис. 43.9. Гидротехнические сооружения прудовых рыбоводных хозяйств

а — донный водоспуск на напор $H=2,5$ м; б — водовыпуск трубчатый без переезда на расход до $0,9 \text{ м}^3/\text{с}$

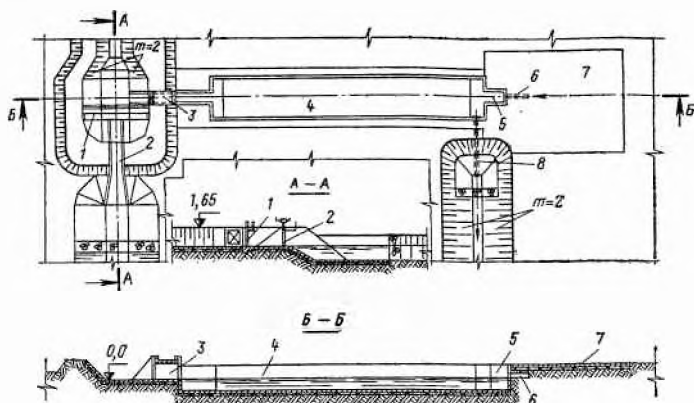


Рис. 43.10. Рыбоуловитель для прудовых рыбоводных хозяйств

1 — рыбоудерживающее сооружение; 2 — перегородивающее сооружение; 3 — рыбывыпуск; 4 — камера рыбоуловителя; 5 — камера облова; 6 — патрубок; 7 — разгрузочная площадка; 8 — трубчатый донный водоспуск

Рыбоуловители предназначены для концентрации, кратковременного хранения и вылова выращенной рыбы. Их размещают непосредственно за донным водоспуском нагульных и выростных прудов, причем дно рыбоуловителя следует располагать на $0,8$ — $1,2$ м ниже порога донного водоспуска. Основную камеру рыбоуловителей выполняют из сборного монолитного железобетона (рис. 43.10) или в виде земляного канала с заложением откосов $m=2$; дно камеры закрепляют бетонными плитами, откосы — в зависимости от устойчивости грунтов. Ширина такого рыбоуловителя составляет от 3 до 8 м, длина от 35 до 130 м, средняя глубина воды $2,1$ м. В голове рыбоуловителя устанавливают рыбоудерживающее сооружение (для предотвращения ухода рыбы в сбросной канал), рыбывыпуск (для пропуска рыбы в рыбоуловитель) и перегородивающее сооружение на сбросном канале (для сброса воды из

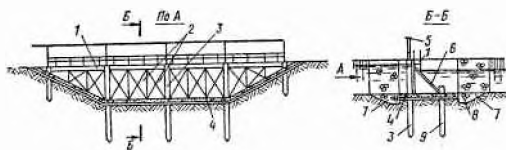


Рис. 43.11. Верховина
русловых прудов

1 — служебный мостик;
2 — рыбозаградительные
решетки; 3 — ледорезная
свая; 4 — флютбет; 5 —
тельферный путь; 6 —
подкос; 7 — каменная на-
броска; 8 — обратный
фильтр; 9 — подкосная
свая

пруда). В противоположном конце камеры рыбоуловителя устанавливают камеру отлова и за ней патрубок для подачи чистой воды в рыбоуловитель. Для возможности опорожнения рыбоуловителя устраивают донный водоспуск.

Необходимую вместимость рыбоуловителя определяют из расчета одновременного приема и кратковременного содержания в нем не более 50% выращенной в пруду рыбы. Длину камеры рыбоуловителя назначают исходя из того, что на 1 м ее длины при ширине по дну 3 м и глубине воды 2 м должно размещаться 1,5 или 2 т рыбы (соответственно в железобетонной или земляной камере).

Для предотвращения попадания сорных и хищных рыб из магистрального канала в прудовое хозяйство, а также ухода из прудов молоди и товарной рыбы на водовыпусках и донных водоспусках устраивают сетчатые заграждения, представляющие собой деревянную или металлическую раму, на которую натянута сетчатое полотно.

Для предотвращения ухода товарной рыбы вверх по течению на русловых прудах устраивают специальное *рыбозаградительное сооружение* — *верховину*. Верховина должна перекрывать все живое сечение реки, но пропускать бытовой расход воды, не создавая подпора, и находиться в эксплуатации в течение всего весенне-летнего и осеннего периодов. Верховина состоит из двух поворотных ферм, верхнего и нижнего упора для стоек, решеток и служебного мостика (рис. 43.11). Крепление ферм к береговым устоям и между собой осуществляется при помощи верхнего опорного прогона. Против каждой фермы и между ними устанавливают съемные стойки с пазами для решеток. В период эксплуатации решетки периодически снимают и очищают от мусора. Перед началом ледохода верховину разбирают.

ГЛАВА 44

КОМПОНОВКА РЕЧНЫХ ГИДРОУЗЛОВ *

§ 195. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Компоновка гидроузла должна обеспечивать такое взаимное размещение входящих в него гидротехнических сооружений, которое наилучшим образом отвечало бы решению народнохозяйственных и технических задач. Основой компоновки гидроузла является технико-экономическое сравнение возможных вариантов, при котором предпочтение отдается варианту, наилучшим образом удовлетворяющему при одинаковой надежности охране окружающей среды, удобствам эксплуатации, монтажа и ремонта оборудования, минимальному расходу материалов с использованием оборудования, обладающего наилучшими техническими показателями. При этом должны удовлетворяться эстетические требования и нормы экономической эффективности. Этот принцип выдерживают для всех элементов проектирования.

Гидроузлы и создаваемые ими водохранилища, как правило, имеют комплексное назначение, обеспечивая нужды ирригации и водоснабжения, рыбного хозяйства, энергетики, водного, автомобильного и нередко железнодорожного транспорта. При выборе типов сооружений необходимо учитывать все эти нужды.

В состав гидроузла в зависимости от его типа могут входить водоподпорные, водосбросные, водопроводящие, энергетические, водозаборные, судопропускные, лесопропускные, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения, а также транспортные мосты. При наличии технической возможности и экономической целесообразности в составе гидроузла может быть и гидроаккумулирующая электростанция (рис. 44.1).

Особенности в компоновке гидроузлов связаны в первую очередь с особенностями гидрологического режима рек, топографическими и геологическими условиями в районе их протекания, в том числе со степенью зарегулированности стока реки к моменту строительства.

В зависимости от природных условий могут проектироваться гидроузлы безнапорные, низконапорные (напор до 10 м), средненапорные (напор от 10 до 50 м) и высоконапорные (напор 50 м и более).

К **безнапорным гидроузлам** относятся речные порты, а также бесплотинные водозаборы (см. главы 34 и 35).

Низконапорные гидроузлы могут строиться на любых основаниях как на равнинных, так и на горных реках, где отсутствует возможность создания емкого регулирующего водохранилища, но имеется потребность в улучшении условий судоходства, лесосплава, хозяйственного водозабора и покрытия пиков электрической нагрузки энергосистемы. В подпорный фронт таких гидроузлов входят водосливные и глухие плотины, а также при необходимости могут включаться судоходные шлюзы или плотоходы, поверхностные водозаборы, рыбозащитные и рыбопропускные сооружения, здания гидроэлектростанций и др. (рис. 44.1).

* Написано совместно В. Х. Гольцманом и Г. К. Сухановым.

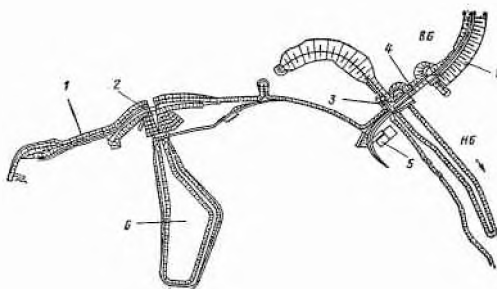


Рис. 44.1. Компоновка низконапорного Киевского гидроузла на р. Днепре ($H=11$ м)

1 — земляная плотина; 2 — гидроаккумулирующая электростанция; 3 — судоходный шлюз; 4 — здание гидроэлектростанции подосливного типа с горизонтальными капсульными агрегатами; 5 — открытые распределительные устройства; 6 — верхний бассейн гидрораккумулирующей электростанции

На небольших водотоках для различных хозяйственных целей (водоснабжения, орошения и др.) часто применяют гидроузлы с плотинами из грунтовых материалов, открытыми береговыми или закрытыми, обычно трубчатыми, водосбросами и водовыпусками (водоспусками), рассмотренными в главах 10 и 17 (см. рис. 10.1). Аналогичные компоновки применяют и при средних напорах, причем при скальных берегах водосбросы нередко устраивают туннельными (см. рис. 10.2).

При низких напорах в условиях хорошо зарегулированной реки рекомендуется использовать водосливные гидроэлектростанции с горизонтальными капсульными агрегатами, имеющими преимущество более высокого заложения основания, а также гидроэлектростанции бычкового типа. Судоходные сооружения и гидроэлектростанции размещают преимущественно на разных берегах; строительство, как правило, ведут в две очереди за секционными перемычками, ограждающими строительные котлованы, а реку при необходимости отводят по строительному каналу, на котором в дальнейшем возможно размещение судоходного шлюза.

Низконапорные плотины, сооружаемые в горных районах, при использовании маловодных рек в энергетических целях строят, как правило, по деривационным схемам с двумя узлами сооружений (головным и станционным — см. далее рис. 44.9), позволяющим получить достаточно высокие напоры для энергетических целей. Ирригационные водозаборные гидроузлы описаны в гл. 36.

На многоводных и относительно многоводных реках с широкими поймами низконапорные (а иногда и средненапорные) гидроузлы (особенно для целей водоснабжения, улучшения судоходства, орошения) могут проектироваться с «естественными» водосбросами и «плавкими вставками» (см. рис. 10.4, 17.19).

Средненапорные гидроузлы сооружают на равнинных и предгорных участках полноводных рек с широкими поймами, в результате затопления которых могут быть созданы водохранилища с сезонным или годичным регулированием стока. Такие гидроузлы обладают значительными возможностями для комплексного использования. Входящие в их состав сооружения возводят как на скальных и полускальных, так и на нескальных основаниях; в последнем случае бетонные сооружения следует располагать на коренных породах. Здания ГЭС и водосливные плотины входят в подпорный фронт, судоходные шлюзы сооружают одно- и двухкамерными, реже многокамерными, водозаборы — поверхностными и глубинными, рыбопропускные сооружения представлены рыбоподъемниками (см. гл. 43). Для пропуска паводковых расходов используют водосбросные сооружения различного типа, включая и водосбросы, размещенные в зданиях гидроэлектростанций. При необходимости сброса из водохранилища льда используют пролеты водосливных пло-

тин. Размещение гидротехнических сооружений народнохозяйственного комплекса в створе плотины (зданий гидроэлектростанций, судопропускных сооружений, водозаборов, рыбопропускных и рыбозащитных сооружений, а также транспортных мостов) диктуется предъявляемыми к ним функциональными эксплуатационными требованиями и удобством ведения строительных работ.

В некоторых случаях для размещения бетонных сооружений можно ограничиться одним котлованом, смещая его в сторону берега и оставляя часть русла для пропуска расходов реки. При большой длине бетонных сооружений это оказывается невозможным. Такие гидроузлы сооружают обычно в две очереди под защитой перемычек, что позволяет пропускать расходы реки в период строительства в обход котлована в различных вариациях, создаваемых разными приемами компоновки. В котловане, огражденном перемычками первой очереди, сооружают обычно рядом водосливную плотину и часть здания гидроэлектростанции или наоборот. После их возведения котлован затапливают и воду направляют через эти сооружения, в то время как часть русла, пропускавшая до этого расходы реки, становится котлованом второй очереди, в котором приходится достраивать часть здания гидроэлектростанции (или водосливной плотины), не разместившуюся в котловане первой очереди.

При небольшой ширине реки во избежание чрезмерного сужения русла котлован первой очереди смещают в сторону берега; такая компоновка называется пойменной или полупойменной (рис. 44.2) в зависимости от размещения бетонных сооружений целиком на пойме или частично на пойме и частично в русле реки.

Судоходный шлюз с его подходами обычно сооружают на противоположном от ГЭС берегу в отдельном котловане (см. рис. 1.1, 44.2). Иногда удается (в частности, смещением котлована первой очереди в русло реки) разместить все бетонные сооружения, включая шлюз, на одном берегу, не стесняя чрезмерно остающуюся для пропуска реки часть русла. Подобная компоновка называется однобережной (рис. 44.3). В таких случаях во избежание подмыва необходимо крепить продольную перемычку камнем. Такая компоновка может оказаться весьма экономичной и удобной с точки зрения строительства и эксплуатации.

При проектировании гидроузлов на равнинных реках с широкими поймами целесообразно размещать основные бетонные сооружения в общем котловане с отказом от перемычек второй очереди; рассматривать возможность отказа от водосливной плотины с передачей ее функций совмещенному зданию гидроэлектростанции (рис. 44.4); размещать основные бетонные сооружения, включая и судоходные при их наличии, на одном берегу, что упрощает организацию работ (см. рис. 44.3); располагать водопропускные сооружения на участках с лучшими геологическими условиями.

Выбор типа русловой гидроэлектростанции в значительной мере зависит от степени зарегулированности стока реки. На реках незарегулированных или малозарегулированных, где гидроэлектростанция работает главным образом на транзитном стоке и холостые сбросы весеннего паводка значительны, как правило, предпочтительно сооружать несомкнутые здания гидроэлектростанций и водосливные плотины, через которые экономически и технически выгоднее делать холостые пуски и сбрасывать лед. На хорошо зарегулированных реках, где имеется водохранилище, выравнивающее сток, и объем холостых сбросов невелик по сравнению с турбинным расходом, оказывается весьма целесообразным строить здания электростанций, совмещенные с донными водосбросами, которые позволяют уменьшить число пролетов водосливной плотины до необходимого по условиям сброса льда. Устройство водосливных гидроэлектростанций особенно эффективно при напорах 30—

Рис. 44.2. Компоновка средненапорного Новосибирского гидроузла на р. Оби ($H=19,6$ м)

1 — здание гидроэлектростанции совмещенного типа — с донными водосбросами; 2 — водосливная плотина; 3 — плотина из грунтовых материалов; 4 — судоходный трехступенчатый шлюз

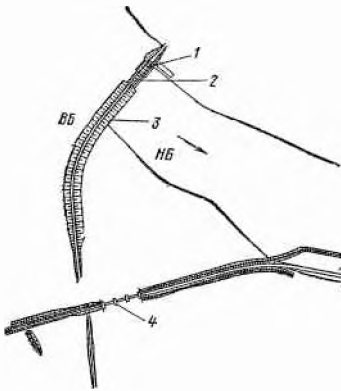
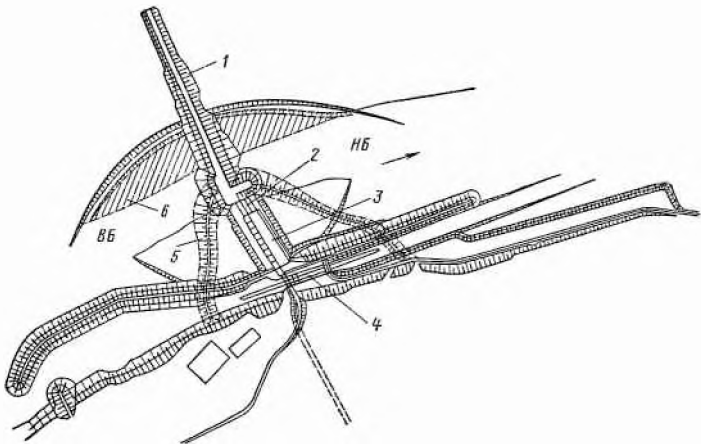


Рис. 44.3. Компоновка средненапорного Чебоксарского гидроузла на р. Волге ($H=19$ м)

1 — земляная плотина; 2 — водосливная плотина; 3 — здание гидроэлектростанции совмещенного типа — с донными водосбросами; 4 — двухиточный одноступенчатый судоходный шлюз; 5 — перемычка, ограждающая котлован бетонных сооружений; 6 — расчистка левого берега для обеспечения пропуска строительных расхвостов и судоходства в период строительства



50 м, когда нормальный машинный зал удобно вписывается под водосливную поверхность водоподпорного сооружения. На предгорных участках рек, где наблюдается движение донных наносов, для напоров до 20—25 м могут применяться компоновки гидроэлектростанций бычкового типа, представляющие собой чередование пролетов водосливной плотины с широкими бычками, в которых размещены одиночные агрегаты гидроэлектростанций.

При большом количестве сора в водохранилище во избежание засорения решеток и повреждения затворов рекомендуется применять устройства для защиты их от плавающих тел и мусора, например запани, заградительные стенки, а иногда и специальные сорозадерживающие устройства.

Судоходные шлюзы в составе гидроузлов представляют собой в административном отношении самостоятельный комплекс гидротехнических сооружений (голова, камеры, направляющие и причальные сте-

ны, а также подходные каналы, рейды и аванпорты). При их размещении в гидроузле следует выполнять специальные требования, обеспечивающие их нормальную эксплуатацию (см. гл. 41).

При компоновке гидроузла на реках рыбохозяйственного значения учитывают возможное размещение в его составе рыбопропускных и рыбозащитных сооружений (см. гл. 43).

При средних напорах нередко применяют и компоновки с береговыми открытыми или туннельными (а иногда и трубчатыми) водосбросами и водовыпусками (водоспусками) (см. рис. 10.1, 10.2, 17.4, 17.8). Не очень большие по величине строительные расходы в таких гидроузлах, особенно при узких створах, обычно пропускают по туннелям или трубам.

Высоконапорные гидроузлы сооружают на скальных основаниях на реках, протекающих в глубоких горных ущельях; создаваемые высокими бетонными плотинами (рис. 44.5) или плотинами из грунтовых материалов (рис. 44.6) глубокие водохранилища имеют объемы, достаточные для сезонного, а нередко и многолетнего регулирования стока.

В составе таких гидроузлов, за редкими исключениями (см. рис. 44.5), не бывает ни судов, ни рыбопропускных сооружений ввиду технической нецелесообразности их возведения. Кроме глухой плотины в таких гидроузлах обязательно размещают водосбросные устройства: донные, сооружаемые на период строительства для пропуска строительных расходов и иногда оставляемые частично для целей опорожнения водохранилища; поверхностные водосливы в теле плотины или на берегах; туннельные водосбросы. В составе гидроузла могут быть здания гидроэлектростанций, ирригационные и хозяйственно-питьевые водозаборы, размещаемые в верхнем бьефе и отводящие воду туннелями или открытыми каналами, а иногда трубопроводами.

При наличии в гидроузлах высоких бетонных плотин целесообразно максимально использовать их для пропуска строительных и эксплуатационных расходов, для подвода воды к агрегатам гидроэлектростанции, а также для попусков воды, требуемых в нижнем течении реки по условиям санитарии, судоходства, лесосплава, водоснабжения, ирригации и других объектов водохозяйственного комплекса.

В гидроузлах с высокими плотинами из грунтовых материалов водоприемные и водосбросные устройства сооружают в виде поверхностных водосбросов с быстротоками, консольными или многоступенчатыми перепадами на берегах (рис. 10.1, 17.7 и др.) и реке в виде частично заглубленных в основание железобетонных труб (рис. 44.7). Часто оказывается целесообразным применять также шахтные, траншейные и туннельные водосбросы (см. главы 10 и 17). Желательно использование этих устройств и для пропуска строительных расходов.

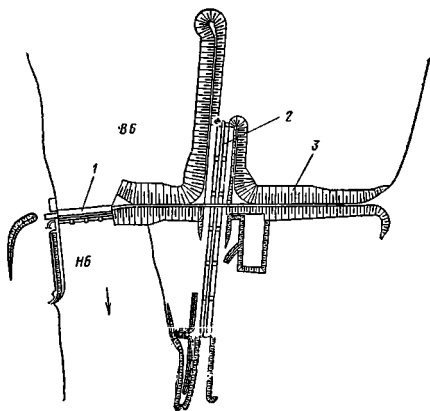


Рис. 44.4. Компоновка средненапорного Камского гидроузла на р. Каме ($H=22$ м)

1 — здание гидроэлектростанции водосливного типа; 2 — двухиточный шестиступенчатый судоходный шлюз; 3 — земляная плотина

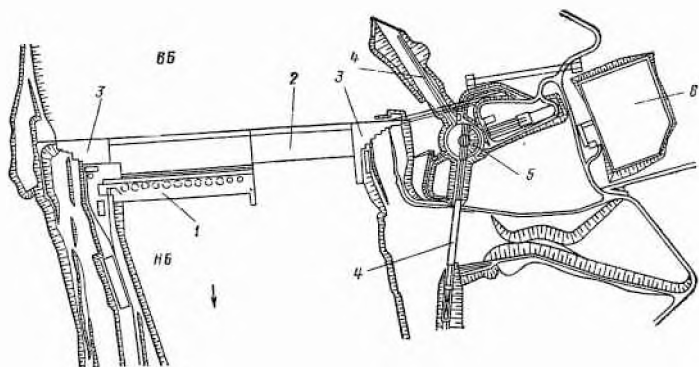


Рис. 44.5. Компонка высоконапорного Красноярского гидроузла на р. Енисее ($H=101$ м)

1 — здание гидроэлектростанции приплотинного типа; 2 — водосливная плотина; 3 — глухая береговая бетонная плотина; 4 — наклонный судоподъемник; 5 — поворотный круг судоподъемника; 6 — открытые распределительные устройства

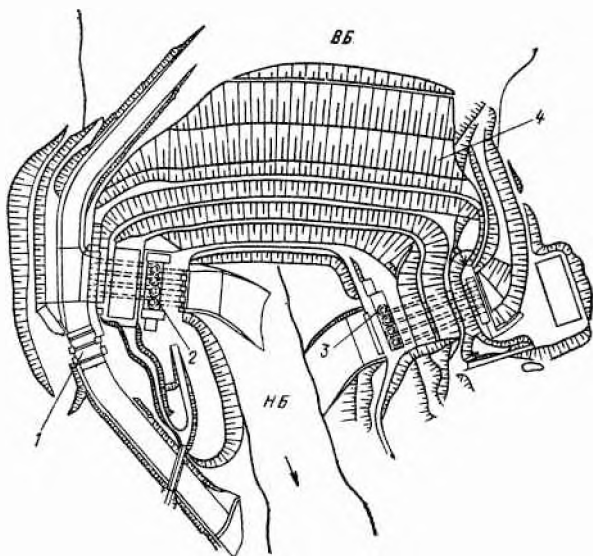


Рис. 44.6. Компонка высоконапорного Вилюйского гидроузла на р. Вилюе ($H=68$ м)

1 — водосбор; 2 — полуподземное здание гидроэлектростанции; 3 — приплотинное здание гидроэлектростанции; 4 — каменнонабросная плотина

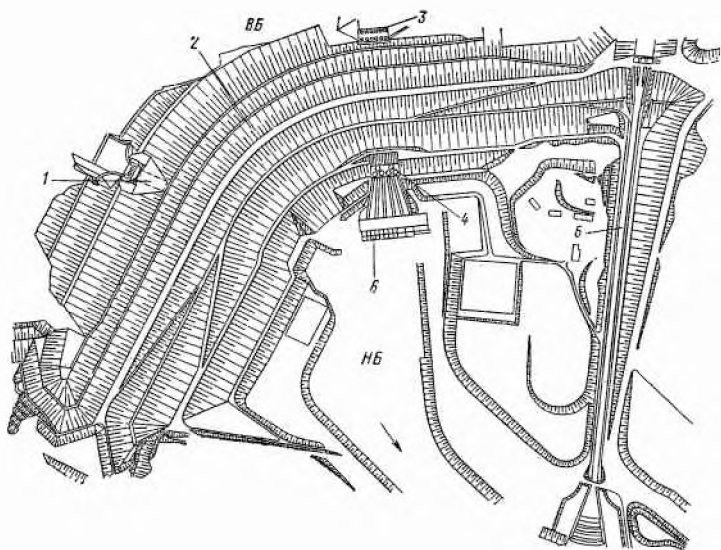


Рис. 44.7. Компонка высоконапорного Мингечаурского гидроузла на р. Куре (Н = 65 м)

1 — донный водоспуск, используемый для пропуска строительных расходов; 2 — намыльная плотина; 3 — водоприемник башенного типа; 4 — уравнивательные резервуары; 5 — береговой водосброс; 6 — здание гидроэлектростанции

В непосредственной близости от бетонных, каменнонабросных или земляных плотин, создающих напор, со стороны нижнего бьефа располагают здания гидроэлектростанций приплотинного типа. Из водоприемников, расположенных в верхнем бьефе, вода к зданию гидроэлектростанции подается относительно короткими напорными водоводами, проложенными в галереях, расположенных в теле плотины (см. рис. 44.7), или по низовой грани плотины, или в береговых склонах.

Здания гидроэлектростанций приплотинного типа могут быть наземными, полуподземными или подземными [44]. В узких ущельях, сложенных скальными породами, следует рассматривать возможность сооружения подземных зданий гидростанций. В определенных случаях здания гидроэлектростанций можно размещать в теле бетонной плотины. В отдельных случаях в узких ущельях рекомендуется рассматривать возможность сооружения приплотинных зданий гидроэлектростанций с двухрядным расположением агрегатов, что уменьшает врезку в борта долины (рис. 44.8).

Холостые сбросы из водохранилища, которые, как правило, осуществляются через специальные водосбросные сооружения, могут быть отведены также и по перекрытию здания гидроэлектростанции.

На полноводных реках высоконапорные гидроузлы чаще всего сооружают в две очереди под защитой перемычек, что позволяет пропускать расходы реки в период строительства в обход котлована.

В компоновках для деривационных схем гидроэлектростанций (рис. 44.9) характерно наличие двух узлов гидротехнических сооружений: головного узла в начале деривации, в котором размещают плоти-

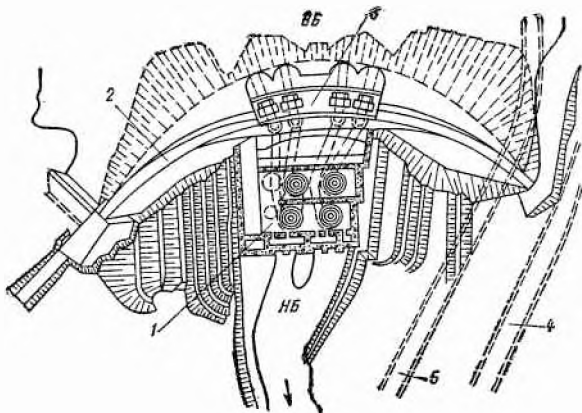


Рис. 44.8. Компонка высоконапорного Чиркейского гидроузла на р. Сулаке ($H=212$ м)
 1 — здание гидроэлектростанции с двухрядным расположением агрегатов; 2 — арочно-гравитационная плотина; 3 — водоприемник; 4 — отводящий туннель от эксплуатационного водосброса; 5 — туннель для пропуска строительных расходов

ну, водоприемное сооружение с промывным устройством или без него и отстойники, и станционного узла в конце подводящей деривации, состоящего из напорного бассейна с щитовым отделением, напорных трубопроводов и здания гидроэлектростанции, а также в случае необходимости из уравнительного резервуара, шугосброса и холостого водосброса. Головные водозаборные сооружения гидроузлов рассмотрены в главах 34—36.

Деривация может быть напорной и безнапорной, подземной и открытой. В голове напорной деривации применяют водоприемные сооружения башенного, шахтного и других глубинных типов (см. главы 10, 17 и 36).

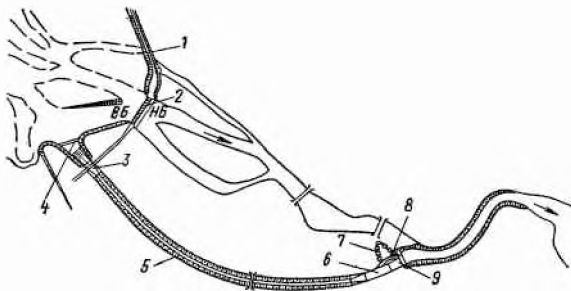


Рис. 44.9. Компонка деривационного средненапорного Нарвского гидроузла на р. Нарве ($H=25$ м)

1 — земляная плотина; 2 — подосливая плотина; 3 — водоприемник; 4 — льдозащитная стенка; 5 — деривационный канал; 6 — напорный бассейн; 7 — рыбоход; 8 — шугосброс и холостой водосброс; 9 — здание гидроэлектростанции

Водоприемные сооружения, расположенные в головной части безнапорной деривации, рекомендуется устраивать в виде поверхностного (открытого) водоприемника (см. главы 35 и 36).

При выборе местоположения и вида сооружений необходимо предусматривать возможность использования деривации в качестве водоподводящего тракта гидроэлектростанции, оросительной системы, системы водоснабжения, в качестве судоходного и лесопропускного пути, а в отдельных случаях при короткой деривации — возможность совмещения ее головного участка с водосбросным трактом (как и в некоторых гидроузлах; см. рис. 44.6). Кроме того, необходимо предусматривать возможность захвата в деривацию стока пересекающих ее водотоков, устройства бассейнов для суточного или частичного сезонного регулирования путем использования долин ближайших водотоков или котловин на прилегающей местности, устройства отстойников, защиты деривации от селевых потоков, обеспечения условий для аккумуляции шуги в районе шуго-сбросных сооружений и борьбы со льдом.

§ 196. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К КОМПОНОВКЕ ГИДРОУЗЛОВ

Компоновка гидроузлов включает выбор створа подпорных сооружений, трасс судоходных, рыбопропускных и водосбросных сооружений, площадки для строительства поселков, производственной базы и др. При этом сопоставляют наиболее целесообразные в данных природных условиях варианты с определением для каждого из них наиболее рационального состава, типов и размещения сооружений.

Компоновка гидроузла должна всесторонне учитывать природные, производственно-строительные, общехозяйственные условия района строительства, а также возможность использования существующих транспортных и других коммуникаций. Особое внимание необходимо уделять геологическому строению участка, изменению бытовых гидрологических и гидрогеологических условий при создании подпора и, в частности, изменению режима потока в верхнем и нижнем бьефах, заилению наносами водохранилища и перестроению русла реки и берегов в подходах к гидроузлу, подтоплению и заболачиванию территории, сохранению возможности разработки природных ресурсов в случае их затопления или подтопления, устойчивости береговых склонов в верхнем и нижнем бьефах, условиям судоходства и лесосплава, рыбоводству и рыболовству, санитарной обстановке в зоне влияния гидроузла, возможным нарушениям работы систем водоснабжения и мелиорации, влиянию подпора на транспортные связи между берегами в районе гидроузла и водохранилища и возможности их улучшения.

Необходимо предусматривать сохранение природных условий (в том числе по возможности сохранять естественную растительность) и улучшение ландшафта в створе гидроузла, по трассе деривации, участку расположения напорностанционного узла и в местах, имеющих мемориальное значение.

Планировочные решения, размещение отвалов грунта и карьеров надлежит увязывать с окружающим ландшафтом. Генеральный план гидроузла следует увязывать с проектом развития района, в котором располагаются гидроузлы, промышленные объекты, поселки строителей и эксплуатационников и новые жилые образования, с учетом магистралей, соединяющих этот комплекс с населенными пунктами, железнодорожными станциями и портами, предусматривая возможность расширения промышленных и жилых образований, возникающих в районе гидроузла.

При выборе компоновочного решения необходимо обеспечить наиболее рациональные условия производства строительных работ (удоб-

ство подъездов к гидроузлу, целесообразную трассировку строительных дорог, благоприятные гидравлические режимы в период пропуска строительных расходов и временной эксплуатации, максимально возможное сбалансирование объемов выемок и насыпей с сокращением благодаря этому объема карьеров, резервов, отвалов и т. п.).

При организации и размещении строительного хозяйства и поселков следует иметь в виду необходимость обеспечения наибольших удобств для жителей и возможность последующего развития промышленного и гражданского строительства. При этом учитывается наличие населенных пунктов, объектов стройиндустрии и других предприятий, которые могут быть использованы при строительстве гидроузла, а также расположение строительной площадки по отношению к существующим подъездным путям и источникам энергоснабжения.

При сопоставлении вариантов компоновки гидроузла необходимо учитывать сроки и размеры затрат, необходимых по каждому варианту для первоочередного ввода объектов хозяйственного комплекса, а также выдачи мощности гидроэлектростанции на неполном напоре.

ГЛАВА 45

ВОДОХРАНИЛИЩА

§ 197. ИЗМЕНЕНИЕ ГИДРОЛОГИЧЕСКОГО РЕЖИМА И ЕГО ВОЗДЕЙСТВИЕ НА ПРИРОДНЫЕ УСЛОВИЯ ЗОНЫ ВОДОХРАНИЛИЩА

Водоохранилища создают для перераспределения речного стока в многолетнем, сезонном, недельном или суточном разрезе. Происходящее при этом преобразование естественного гидрологического режима рек приводит к изменению многих других природных процессов как в верхних, так и в нижних бьефах гидроузлов. В верхних бьефах направление изменения природных процессов зависит от размеров водохранилища (площади, объема, глубины), его конфигурации в плане, гидрографии района, состава пород, слагающих чашу водохранилища, характера регулирования, режима эксплуатации и климатических условий. В нижнем бьефе направление изменения природных процессов зависит в первую очередь от характера и размеров преобразования жидкого и твердого стока, а затем уже от других факторов, приведенных выше.

Наибольшее изменение режима рек происходит при создании водохранилищ многолетнего и сезонного регулирования. Например, создание Цимлянского водохранилища привело к следующему перераспределению годового стока Дона, %:

	До регулирования	После регулирования
Период весеннего паводка (IV—V)	60	34,4
Летне-осенняя межень (VI—X)	11	25,5
Зимний период (XI—II)	12	25
Ранневесенний допаводковый период (III—IV)	17	15,1

Аналогичные данные имеются и по другим водохранилищам.

1. Режим уровня водохранилища отличается от естественного реки в различной степени в разных его зонах. Максимальное отличие наблюдается непосредственно у плотины; здесь уровни всегда выше естественных (бытовых), их колебание от максимального (УВВ) до минимального (УМО) может достигать нескольких десятков и даже сотен метров, поверхность воды у плотины практически не имеет уклона. По мере продвижения от плотины вверх по течению отличие колебания уровней от бытового реки уменьшается. Существенное влияние на уровни водохранилища оказывают ветры, вызывающие нагонные явления.

2. Скорость течения в водохранилище меньше скорости течения в реке в бытовых условиях. Известно, что на равнинных реках бытовая скорость в период паводка в среднем составляет 1—3 м/с, тогда как средняя скорость в водохранилище в десятки раз меньше. Скорость уменьшается по мере продвижения от верхней части водохранилища к плотине; некоторое заметное увеличение скорости наблюдается в ограниченной зоне вблизи плотины при открытых затворах паводкового сброса.

3. Волновой режим в водохранилищах. Если высота волны в реке в бытовых условиях обычно не превышает 0,5—0,75 м, то в водохранилищах высота волны достигает 3 м и даже более. Высота волны на разных участках одного и того же водохранилища и на разных водохранилищах изменяется очень существенно. Параметры волны зависят от скорости ветра, длины разгона, глубины водохранилища, продолжительности действия ветра, конфигурации водохранилища, высоты берегов, рельефа и грунта дна, наличия или отсутствия древесной растительности, характера заполнения водохранилища и многих других факторов. По условиям волнообразования различают следующие участки водохранилища: озеровидные плесы, узкие речные участки, заливы.

4. Термический режим водохранилища весьма неоднороден. В отличие от рек в водохранилищах наблюдается существенное неоднородное распределение температур и не имеется четкой связи между изменением глубин и температурами, свойственной озерам. Вследствие перемешивания воды ветровыми и русловыми течениями в придонных слоях водохранилищ температура относительно высока. Годовые изменения температур определяются сменой сезонов года. На мелководьях нагревание (и охлаждение) поверхностных слоев воды происходит гораздо быстрее, чем на глубоководных участках. Температура поверхностных слоев воды заливов и открытых участков различается иногда на несколько градусов. На глубоководных участках в тихое нештормовое время температура от поверхности ко дну понижается на 4—6°С, в период штормов температура выравнивается. В нижний бьеф осенью поступает более теплая, а весной более холодная вода, чем в бытовых условиях (разница 2—4°С). Прогрев воды весной и охлаждение ее осенью в водохранилище отстает от аналогичных изменений в реке на 15—20 дней. По мере удаления от гидроузла по реке разница температур естественного водотока и зарегулированного участка уменьшается.

5. Испарение. Так как испарение с водной поверхности значительно больше, чем испарение с поверхности суши, при создании водохранилищ испарение в окружающую среду резко увеличивается. Например, в Волгоградском водохранилище высота слоя испарения достигает 1100 мм, тогда как с поверхности суши этого района испаряется слой высотой 330 мм. При создании водохранилищ резко увеличивается поверхность акватории, что в свою очередь приводит к увеличению испарения.

6. Ледовый режим. Ледообразование в водохранилищах зависит от метеорологических условий, глубин и скорости течения. Процесс начинается на мелководных заливах с образования заберегов. Последние, нарастая, превращаются в широкий береговой припай. Над глубоководными участками свободная от льда поверхность воды может сохраняться дольше. Сплошное ледовое покрытие образуется с наступлением устойчивых морозов. На севере страны ледообразование в водохранилищах происходит быстрее, чем на реках бытового режима; на юге — медленнее. Толщина льда водохранилищ в среднем на 15—20% больше, чем в реках; различия в толщине льда отдельных участков водохранилищ более резки. Толщина льда водохранилищ в восточных районах страны составляет от 75—80 до 130—140 см, в центральных районах европейской части СССР — 60 см (в суровые зимы может достигать

80 и даже 100 см). У берегов лед толще, чем в открытой зоне водохранилища. Участки с тонким льдом или свободные от льда бывают в зоне водоприемников гидроэлектростанций, где наблюдаются большие скорости течения.

Освобождение водохранилища от льда происходит под воздействием тепла окружающего воздуха, солнечной радиации, притока талой воды и взлома льда при поднятии уровня. Эти процессы происходят тем интенсивнее, чем при более низких уровнях наступает ледостав. На больших водохранилищах лед тает на месте, на средних и малых при больших половодьях лед сбрасывают в нижний бьеф.

Осенний ледостав в нижнем бьефе наступает позднее, чем в верхнем, вследствие поступления туда воды из водохранилища, где ее охлаждение замедлено, и больших скоростей течения в этом бьефе. Кромка ледяного покрова образуется на расстоянии от нескольких сот метров до нескольких десятков километров за гидроузлом и по мере снижения температуры приближается к нему.

7. Гидрохимический и гидробиологический режим водохранилищ. Резкое увеличение испарения с водной поверхности при создании водохранилищ и образование в нем льда могут увеличивать содержание солей в воде, что приводит к повышению минерализации в реке ниже водохранилища; наименьшая минерализация наблюдается в период паводка, в дальнейшем она повышается.

В результате изменения гидрологического режима реки значительные изменения претерпевает гидробиологический режим: а) образуются огромные запасы органических веществ вследствие затопления больших площадей (лугов, пастбищ и даже лесов), что благоприятно влияет на жизнь мелких и мельчайших организмов, являющихся пищей для рыбы; б) в водохранилище поступают питательные вещества и с водосбора (больше, чем в реку в бытовом состоянии); в) в воду поступают органические вещества вследствие жизнедеятельности микроорганизмов, синтезирующих органические вещества из неорганических.

Под воздействием гидробиологических процессов изменяется газовый режим водохранилищ. Перемешивание воды способствует ее обогащению кислородом. Рыбное стадо изменяется: исчезают рыбы, привыкшие к проточной воде и большим скоростям (стерлядь, жерех, подуст и др.), появляются породы озерного типа (лещ, сазан, щука и др.).

8. Русловый процесс. Изменение гидрологического режима реки при создании водохранилища ведет к изменению режима наносов: водохранилище заилится наносами. Время отложения наносов в верхнем бьефе (время полного занесения водохранилища) приближенно можно вычислить по формуле

$$T = V_p \left[\frac{\rho W_0}{\gamma_1} \left(1 + \frac{\beta}{\gamma_2} \right) + W_{\text{бер}} \right], \quad (45.1)$$

где V_p — расчетная вместимость водохранилища; ρ — среднегодовая мутность реки; W_0 — среднегодовой сток реки; γ_1 и γ_2 — объемный вес соответственно донных и взвешенных наносов; β — отношение объема взвешенных наносов к объему донных; $W_{\text{бер}}$ — объем наносов, отлагающихся вследствие переработки берегов.

В верхней (хвостовой) части водохранилища откладываются крупные наносы, по мере приближения к плотине размеры частиц уменьшаются.

В нижнем бьефе наносный режим изменяется под влиянием изменений его в верхнем бьефе. Это приводит к соответствующим переформированиям русла: сначала наблюдается размыв и понижение дна, затем процесс стабилизируется.

К мероприятиям по борьбе с заилением водохранилищ относятся:

а) удаление наносов из водохранилищ путем выпуска воды через донные отверстия. При этом наносы смываются только с участка вбли-

зи плотины; кроме того, для обеспечения необходимых скоростей приходится резко снижать уровень водохранилища;

б) механическое удаление наносов из водохранилища, например, землесосными снарядами — чрезвычайно дорогое мероприятие;

в) предупредительные меры по предотвращению занесения водохранилища. Наиболее эффективно зарегулирование стока верховьев реки и притоков. Большое значение имеет также борьба с водной эрозией на водосборной площади.

§ 198. ИЗМЕНЕНИЕ ПРИРОДНЫХ УСЛОВИЙ ВОКРУГ ВОДОХРАНИЛИЩА

1. Влияние подпора. Подпор (подъем уровня) от плотины и вызванное им затопление земель распространяется далеко вверх по течению реки. Приблизительно длину участка (зоны) подпора можно вычислить по формуле (рис. 45.1)

$$L = kH/J, \quad (45.2)$$

где k — коэффициент, учитывающий конструкцию плотины ($k=1,5 \dots 2,2$ для плотин с затворами и разборчатых; $k=4 \dots 5,7$ для глухих плотин); H — напор на плотине; J — средний продольный уклон потока до создания водохранилища.

Затопление земель в верхнем бьефе бывает трех типов: 1) *постоянное*, отвечающее уровню мертвого объема (УМО); 2) *долговременное*, отвечающее нормальному подпорному уровню (НПУ); 3) *кратковременное*, отвечающее периоду половодья и периодам форсировки уровней.

Границы затопления могут изменяться (расширяться) под влиянием переработки берегов и отложения в водохранилище наносов.

Инженерная защита объектов на территории вокруг водохранилища включает следующие мероприятия: 1) ограждение объекта или ценных земель (иногда вредного мелководья) незатопляемыми земляными дамбами; 2) устройство дренажа и откачка воды с обвалованных или подтопленных территорий; 3) укрепление берегов против разрушающего действия волн, оползней; 4) вертикальная планировка территорий.

2. Изменение ландшафта речной долины. При создании плотин возникают озеровидные водоемы средней шириной в несколько километров; максимальная ширина крупных водохранилищ достигает 30—60 км с площадью водного зеркала в сотни и даже тысячи квадратных километров.

Подъем уровня воды приводит к затоплению пойменных и надпойменных террас, а иногда и коренных берегов. Под влиянием ветрового волнения, оползней и других явлений, вызывающих обрушение берегов и образование отложений у их подножий вдоль линии берегового откоса, происходит переработка берегов водохранилищ или реформирование склонов речной долины, превращенных в берега водохранилища. В результате образуется относительно пологая и устойчивая береговая отмель (рис. 45.2), в пределах которой гасится вся волновая энергия, ранее переходившая в работу разрушения берега.

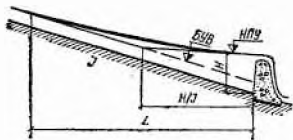


Рис. 45.1. Схема для приближенного определения длины участка подпора от плотины



Рис. 45.2. Переработка берегов водохранилища и образование береговой отмели за 14—15 лет его эксплуатации

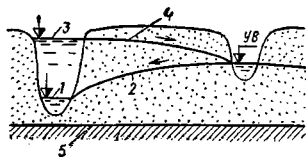


Рис. 45.3. Изменение положения депрессионной поверхности грунтовых вод при создании водохранилища

1 — уровень воды в реке до подпора; 2 — депрессионная поверхность грунтовых вод в естественных условиях; 3 — уровень водохранилища; 4 — депрессионная поверхность грунтовых вод после подпора; 5 — подпор

Сработка уровней больших водохранилищ ведет к сильному изменению ландшафта района. Обнажившиеся пологие берега частично зарастают, а частично не зарастают, представляя собой песчаные или илистые отмели.

3. Изменение климатических условий. Водоохранилища на крупных реках оказывают существенное влияние на климат окружающих районов. Это влияние обуславливается следующими факторами: 1) появлением большого объема водной массы с высокой теплоемкостью, что несколько смягчает континентальный характер климата; 2) увеличением площади поверхности испарения; 3) подъемом уровня грунтовых вод; 4) возникновением водной (гладкой) поверхности водохранилища взамен шероховатой поверхности суши, что способствует усилению ветров над водохранилищем и прибрежной зоной. Влияние водохранилища распространяется на все составляющие климата: континентальность, температурный режим, количество осадков, влажность воздуха, ветровой режим и т. п. Оно проявляется в уменьшении амплитуд колебаний температуры, повышении влажности воздуха, скорости ветра и др.

4. Изменение режима уровней грунтовых вод (подтопление земель). С созданием водохранилища существенно изменяется положение поверхности грунтовых вод (рис. 45.3) — она перемещается ближе к поверхности земли. И если, например, раньше река была дренажем другого водотока, то после заполнения водохранилища направление движения грунтовых вод изменяется. Повышение уровня грунтовых вод и скорость формирования подпора различны для разных водохранилищ и даже для разных участков одного и того же водохранилища. На характер и интенсивность процесса подтопления влияют в основном величина подпора уровня воды в реке, механический состав и фильтрационные свойства грунтов, слагающих берега водохранилища, и режим уровней водохранилища. Подъем уровня грунтовых вод при слабоврезанной долине может привести к выходу их на поверхность земли и заболачиванию территории. Кроме того, повышение уровня грунтовых вод приводит к изменению почвенного покрова, растительности и химического состава грунтовых вод. Если на подтопленной территории расположено какое-либо сооружение, например здание насосной станции и др., то резко усложняются условия его эксплуатации и в ряде случаев оно может выйти из строя.

5. Влияние водохранилищ на почвенный покров, растительность и животный мир. Изменение режима паводкового затопления земель, режима уровней грунтовых вод и микроклимата приводит к изменению водного и теплового режимов почвы в прибрежных и других районах зоны подтопления, а тем самым к изменениям в ней биологических и физико-химических процессов. Эти изменения зависят от уровня грунтовых вод, удаленности от уреза водохранилища, уклона поверхности земли, механического состава почв, характера растительности и других факторов. Общая ширина района влияния водохранилищ на почвенный покров может составлять от нескольких десятков метров до нескольких километров. На водохранилищах Ивановском и Рыбинском она составляет несколько сот метров, а на Веселовском (р. Маныч) водохранилище — 2,5 км.

Расположение уровня грунтовых вод на глубине 2 м и более от поверхности земли ведет к увеличению подвижности гумусовых веществ и железа и оглеению этих горизонтов. Дальнейшее повышение уровня грунтовых вод (1—2 м от поверхности земли) вызывает процесс олугования подзолистых почв с повышением в них содержания гумуса, азота, фосфора, кальция и соединений железа. Еще большее повышение уровня грунтовых вод (до 1 м от поверхности земли) усиливает указанные выше изменения химических процессов и способствует переходу дерново-подзолистых почв в подзолисто-глееватые. Очень близкое к поверхности земли залегание уровня грунтовых вод, т. е. активное подтопление, приводит к заболачиванию с образованием торфяно-глеевых и торфянисто-подзолисто-глеевых почв с сильноторфянистой дерниной; в засушливых районах наблюдается засоление почв. В зонах периодического затопления образуются торфяно-глеевые и болотные почвы.

Под влиянием изменения гидрологического режима, микроклимата и почвенного покрова существенно видоизменяется растительность как в водохранилище, так и на прибрежных территориях. На глубоководных и постоянно затопленных участках ранее существовавшая растительность (деревья, кустарники, травы, мхи) гибнет. Водные растения — тростник, камыш и т. п. — также не могут произрастать при глубине воды более 2—2,5 м. Как правило, не развивается растительность на участках большого волнобоя.

С возникновением водохранилищ существенно изменяется животный мир: вытесняются, гибнут ранее жившие здесь животные, и в то же время происходит обогащение фауны водными видами животных (ондатра, выдра, норка, нутрия) и птицами. Благоприятное развитие этих видов фауны характерно для водохранилищ с незначительными колебаниями уровней.

§ 199. ИЗМЕНЕНИЕ ПРИРОДНЫХ УСЛОВИЙ В НИЖНЕМ БЬЕФЕ ГИДРОУЗЛОВ

В связи с увеличением меженных расходов в нижнем бьефе оказывается постоянно затопленной узкая прибрежная зона. Ширина этой зоны обычно невелика и составляет десятки, а иногда сотни метров. В результате постоянного и временного затопления земель и повышения уровня грунтовых вод в нижнем бьефе наблюдаются изменения почвенно-растительного покрова, аналогичные происходящим в верхнем бьефе. С другой стороны, вследствие уменьшения паводковых расходов потока, сбрасываемого в нижний бьеф, уменьшается зона временных затоплений пойм по сравнению с бытовыми условиями. В связи с этим для нижнего бьефа характерны следующие изменения природных условий:

1) на пойменные земли, регулярно затопливаемые в бытовых условиях, теперь уже не откладывается наилок, содержащий органические питательные вещества, что ведет к резкому ухудшению качественного состава лугового травостоя. Пойменные луга в истинном понимании этого слова исчезают;

2) запасы влаги в пойменных землях уменьшаются, уровень грунтовых вод нередко снижается, что ведет к существенному обеднению этих земель. Это особенно существенно для засушливых южных районов, где весеннее увлажнение поймы создает базу для развития луговой и древесной растительности в течение всего лета. Влияние этого фактора для районов избыточного увлажнения (лесная зона) несколько иное;

3) русловые процессы и пойменные деформации в нижнем бьефе развиваются в направлении размыва берегов, отмирания пойменных и русловых рукавов, хотя эти процессы идут довольно медленно. Более активно, особенно в первые годы эксплуатации водохранилищ, проходят процессы руслоформирования в вертикальной плоскости. Вследствие задержания в водохранилище наносов и поступления в нижний бьеф переосветленной (по сравнению с бытовыми условиями) воды здесь отмечается активный размыв дна и понижение его отметок непосредственно вблизи гидроузла. Развитие этого процесса идет до установления равновесия, т. е. равенства между объемами размывов и намывов русла, после чего зона размыва и зона аккумуляции смещаются вниз по течению;

4) происходит активизация русловых процессов на притоках, впа-

дающих в реку ниже водохранилища. Здесь вследствие снижения уровня половодья в главной реке увеличиваются уклоны и скорости, что ведет к усилению размывов русл и берегов. Эти процессы тем активнее, чем ближе устья притоков к створу гидроузла;

5) вследствие образования в нижнем бьефе незамерзающих участков (майн) изменяется микроклимат как над самой рекой, так и в прибрежной зоне: температура воздуха здесь несколько выше, чем над окружающей местностью, отмечается образование туманов.

§ 200. ОРГАНИЗАЦИЯ ЧАШИ ВОДОХРАНИЛИЩ И ПРОТИВОМАЛЯРИЙНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ

Для обеспечения надлежащего хозяйственного использования водохранилища и создания благоприятных санитарно-гигиенических условий для населения проводят специальные мероприятия по подготовке его чаши (ложа). Эти мероприятия включают в себя работы по лесосводке, лесоочистке и санитарной очистке загрязненных территорий, специальную санитарную обработку зон водозаборов, противомаларийные и некоторые другие мероприятия.

1. **Лесосводка, лесоочистка.** При подготовке чаши водохранилища всю товарную древесину в зоне затопления, реализация которой целесообразна экономически, вырубает и доставляют потребителям. Кустарники и нетоварную древесину или вырубает в соответствии с требованиями отдельных отраслей народного хозяйства и здравоохранения, или затопляют.

Вырубку товарной древесины называют *лесосводкой*, а удаление нетоварной, включая дополнительную очистку товарных площадей от молодняка и подроста, корчевку и срезку пней, — *лесоочисткой*. Состав и объемы по обоим приведенным видам работ зависят от многих условий, главными из которых являются характер лесосырьевой базы в зоне затопления и требования различных отраслей народного хозяйства.

Необходимость лесоочистки определяют рыбная промышленность, водный транспорт, требования здравоохранения по обеспечению нормальных санитарно-гигиенических условий для населения, проживающего на берегах и вблизи водохранилища. Кроме того, необходимость лесоочистки диктуется обеспечением надлежащего качества воды в местах водозаборов и возможности использования водохранилища в культурных и спортивных целях.

2. **Санитарно-гигиенические мероприятия.** Состав и объем этих мероприятий определяются основными требованиями санитарных правил. Кроме кратко рассмотренных выше лесосводки и лесоочистки к ним относятся следующие мероприятия:

1) запрещение сброса в водохранилище неочищенных сточных вод, обеспечение санитарной очистки территории населенных мест, животноводческих ферм, промышленных предприятий и мест специфического загрязнения, попадающих в зону воздействия водохранилища;

2) подготовка санитарных зон и прибрежных участков водохранилища вблизи населенных мест;

3) перенос кладбищ, братских могил и скотомогильников или устройство сооружений либо креплений, защищающих их от размыва;

4) специальная санитарная подготовка зон водозаборов централизованного питьевого водоснабжения;

5) прочие санитарно-гигиенические мероприятия (охрана грунтовых вод от истощения и загрязнения и т. д.).

3. **Противомаларийные мероприятия.** В нашей стране достигнуты большие успехи по борьбе с малярией, и в ряде районов в последние годы не зафиксировано ни одного случая первичного заболевания этой

болезнью. Малярийный комар является только переносчиком (а не возбудителем) этого заболевания, поэтому где нет больных малярией, там нет и малярии. Однако, имея в виду перемещение населения и возможность вспышки малярии при появлении в том или ином районе больных этой болезнью, необходимо в зонах мелководий и в заболоченных районах вблизи населенных мест проводить весь комплекс лечебно-профилактических, энтомологических, гидротехнических и других мероприятий, а именно:

а) опыление или опрыскивание анофелогенных участков (зон распространения комаров) нефтью, отработанными маслами и т. п.;

б) создание зообарьеров, т. е. расположение животноводческих помещений между жилыми строениями и мелководьями;

в) разведение в водохранилищах (особенно южных районов) специальных видов рыб, поедающих личинки малярийного комара (гамбузия и др.);

г) профилактическое наблюдение и лечение больных малярией;

д) механическую защиту людей от комаров сетками, пологами;

е) гидротехнические мероприятия (углубление или засыпка мелководий, обвалование их, осушение заболоченных территорий), применяемые обычно в случаях, когда их осуществление позволяет решать и другие народнохозяйственные задачи.

Серьезной задачей в настоящее время является борьба с кровососущими насекомыми или гнусом, которые распространены во многих районах страны, особенно там, где имеются большие водоемы.

В нижнем бьефе гидроузлов санитарные мероприятия осуществляются путем попусков воды из водохранилища в период малых расходов.

§ 201. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ ВОДОХРАНИЛИЩ

В настоящее время в нашей стране проводится грандиозная работа по созданию водохранилищ. Наиболее крупные из них: Нижне-Камское на р. Каме (16 700 млн. м³ полезной емкости), Токтогульское на р. Нарын (14 000 млн. м³), Роугунское на р. Вахш (8700 млн. м³), Чебоксарское на р. Волге (8400 млн. м³), Тогул-Тараузское на р. Нарын (7300 млн. м³), Нурукское на р. Вахш (4500 млн. м³). Полный объем водохранилища Братского гидроузла составляет 179 100 млн. м³. Затраты при создании водохранилищ можно разделить по источникам финансирования на две основные группы:

1) **затраты на организацию водохранилищ (кроме строительной стоимости гидроузла):** а) на перенос из зоны затопления и устройство на новом месте жилых и общественных зданий; б) на перенос и переустройство прочих затопляемых объектов (предприятий, дорог, линий связи); в) на проведение инженерной защиты объектов, которые остаются в зоне затопления и подтопления; г) на санитарные мероприятия, лесосводку и лесоочистку (часть этих расходов относится ко второй группе, см. далее); д) на работы по борьбе с фильтрацией из водохранилища. Перечисленные затраты должны входить в смету гидроузла в виде ее неотъемлемой части. Они участвуют в структуре себестоимости основной продукции гидроузла. Если гидроузел комплексного назначения, то затраты распределяют между ведомствами согласно принципу равной экономической эффективности капитальных вложений по всем отраслям, входящим в водохозяйственный комплекс. При этом наибольшую долю затрат относят на те отрасли, которые получают наибольший экономический эффект от участия в комплексе, и наоборот. Это приводит к тому, что эффективность капиталовложений по всем отраслям оказывается такой же, как и по комплексу в целом;

2) затраты на перестройку народного хозяйства вокруг водохранилищ: а) на земельно-хозяйственное устройство населения, переселенного на новые места из зоны затопления и подтопления (подготовка новых сельскохозяйственных угодий); б) на работы, связанные с улучшением переустраиваемых объектов, реконструкцией и расширением их в новых условиях; в) на обеспечение и организацию водного транспорта в новых условиях (фарватер, установка знаков); г) на организацию рыбного хозяйства водохранилища (тоневые участки); д) на культурно-археологические работы. Перечисленные затраты не входят в смету гидроузла. Они распределяются между ведомствами согласно плану развития народного хозяйства данной области, района и т. п. При рассмотрении проектов комплексных гидроузлов часто является предметом споров, куда относить затраты по пп. «а» и «б» второй группы затрат.

Обращает на себя внимание тот факт, что процент затрат на организацию водохранилища в смете гидроузла (первая группа затрат) сильно колеблется в зависимости от плотности населения и составляет по Днепровским гидроузлам 25—45%; по Волжским и Камским гидроузлам 10—40%; по Ангарским гидроузлам 5—25% сметной стоимости гидроузла.

ГЛАВА 46

ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ
ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

§ 202. ЗАДАЧИ, ВИДЫ И РАЗВИТИЕ ЛАБОРАТОРНЫХ
ИССЛЕДОВАНИЙ

Несмотря на большие успехи в развитии и практическом использовании теоретических расчетов гидротехнических сооружений, в значительной степени обусловленные широким применением ЭВМ, многие вопросы, возникающие при проектировании этих сооружений, еще не удается решить теоретически с достаточной для целей практики точностью и надежностью. Ввиду этого широкое распространение получили лабораторные исследования гидротехнических сооружений на моделях, позволяющие при надлежащей их постановке с достаточной достоверностью прогнозировать поведение будущего сооружения в натуре и при его проектировании найти оптимальные решения, отвечающие условиям надежности и экономичности. Существует даже термин «лабораторное проектирование», под которым понимается такой процесс проектирования сооружения, когда широко используются результаты лабораторных опытов и на основе последних проектировщики совместно с исследователями находят наиболее приемлемые технические решения. Кроме решения чисто прикладных задач непосредственно при проектировании того или иного конкретного гидротехнического сооружения лабораторные исследования позволяют изучать и ряд общих явлений и закономерностей, проверять те или иные теоретические положения, давать материал для соответствующих теоретических разработок и обобщений, совершенствовать методы расчета гидротехнических сооружений. При проектировании гидротехнических сооружений следует использовать разумное сочетание теоретических расчетов и лабораторных исследований. Практически ни одно ответственное гидротехническое сооружение сейчас не строится без проведения при его проектировании целого ряда лабораторных исследований.

В лабораториях изучают весьма разнообразные вопросы применительно к гидроузлам и отдельным их сооружениям, как, например: отыскание гидравлически рациональных компоновок гидроузлов, обеспечивающих предотвращение значительного попадания наносов в водозаборы, благоприятные гидравлические режимы в русле на подходах к судопропускным сооружениям, отсутствие опасных размывов нижнего бьефа и т. п.; отыскание рациональных конструкций устройств креплений нижнего бьефа (водобоев, гасителей энергии, рисберм) с учетом пульсационных воздействий потока на них и размываемое русло; исследование кавитации и вибрации элементов сооружений (в том числе затворов); исследование русловых процессов и влияния на них регуляционных сооружений; исследование фильтрации в основании сооружений и берегах; изучение температурных полей в плотинах из грунтовых материалов и их основаниях; исследование термонапряженного состояния бетонных плотин; изучение напряженного состояния и несущей способности раз-

личных бетонных плотин и их оснований (в том числе с различными тектоническими нарушениями) при статических и динамических (сейсмических) нагрузках и многие другие.

Кроме того, как известно из других курсов, в лабораториях на образцах исследуют материалы, применяемые в гидротехнических сооружениях (бетон и др.), и грунты оснований этих сооружений.

В настоящее время практически во всех экономически развитых странах мира имеются многочисленные научно-исследовательские институты и отдельные лаборатории разных направлений (в том числе при высших учебных заведениях), занимающиеся изучением различных вопросов водохозяйственного строительства. В СССР большие исследовательские работы в рассматриваемой области проводятся во Всесоюзном научно-исследовательском институте гидротехники (ВНИИГ) имени Б. Е. Веденеева, НИСе Гидропроекта имени С. Я. Жука, Всесоюзном научно-исследовательском институте гидротехники и мелиорации (ВНИИГиМ) имени А. Н. Костякова, ВНИИ ВОДГЕО и ряде других организаций [37], многие из которых являются очень крупными.

Например, ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева включает 27 лабораторий в Ленинграде, Сибирский филиал в Красноярске, полигоны крупномасштабных исследований железобетонных и бетонных конструкций в Ивангороде, теплового моделирования в Нарве и исследования оснований на Днепродзержинской ГЭС и в Запорожье. Площадь помещений ВНИИГ в Ленинграде превышает 40 тыс. м², а площадь филиалов — 24 тыс. м²; лаборатории оснащены новейшим оборудованием. Из зарубежных институтов и лабораторий можно отметить инженерный центр Бюро мелиораций в Денвере (США), Институт исследования строительных конструкций в Бергамо (Италия), техническую лабораторию Центрального научно-исследовательского института энергетической промышленности в Токио (Япония).

§ 203. ОСНОВЫ ТЕОРИИ ПОДОБИЯ

Чтобы по данным лабораторных исследований прогнозировать с достаточной достоверностью соответствующие характеристики работы сооружения в натуре (например, значения скоростей потока в нижнем бьефе, напряжений в теле плотины и т. д.), надо знать *законы подобия*, на основе которых проектируются модели и делается пересчет в натуру результатов опытов, полученных на модели.

Согласно 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 пр.) *имеют постоянное соотношение* [86, 93]. В соответствии с этим положением для двух рассматриваемых систем (например, для натуре и модели) должны быть постоянными *масштабные коэффициенты (или константы подобия)* α , т. е. отношения соответствующих одноименных величин:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_L = L/L_1; \quad \alpha_T = T/T_1; \quad \alpha_v = v/v_1; \\ \alpha_a = a/a_1; \quad \alpha_P = P/P_1 = K/K_1 = \dots; \\ \alpha_\rho = \rho/\rho_1; \quad \alpha_\nu = \nu/\nu_1; \quad \alpha_\gamma = \gamma/\gamma_1 \text{ и т. д.} \end{aligned} \right\} \quad (46.1)$$

где L и L_1 — линейные размеры; T и T_1 — время; v и v_1 — скорости; a и a_1 — ускорения; P и P_1 , K и K_1 и т. д. — силы (например, силы тяжести, вязкости и т. д.); ρ и ρ_1 — плотности (объемные массы); ν и ν_1 — кинематические вязкости; γ и γ_1 — удельные веса.

Рассмотрим *механическое подобие систем*, т. е. случаи движения твердых тел или жидкости (покой — статические воздействия — частный случай). При этом различают подобие *геометрическое, кинематическое и динамическое*.

1. Геометрическое подобие. Согласно соотношениям (46.1), геометрическое подобие будет выполнено, если для всех соответствующих линейных размеров двух рассматриваемых систем (далее будем считать

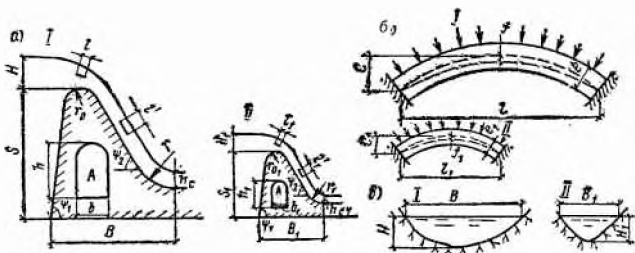


Рис. 46.1. Схема к рассмотрению геометрического и кинематического подобия систем I — натура; II — модель

их натурой и моделью) будет постоянным $\alpha_L = L/L_1$, т. е. (рис. 46.1, а)

$$S/S_1 = B/B_1 = r/r_1 = r_0/r_{01} = h/h_1 = b/b_1 = H/H_1 = h_c/h_{c1} = \dots = \alpha_L. \quad (46.2)$$

а для схемы рис. 46.1, б.

$$i/i_1 = c/c_1 = e/e_1 = f/f_1 = \dots = \alpha_L. \quad (46.3)$$

Очевидно, что при соблюдении геометрического подобия форма модели должна быть подобна форме природы, т. е., например, углы ψ_1 и ψ_2 должны быть одинаковы для обеих систем.

Естественно, что при моделировании требования геометрического подобия надо удовлетворять не формально, а с учетом рассматриваемой задачи. Так, при гидравлических исследованиях водослива (см. рис. 46.1, а) нет необходимости воспроизводить на модели полость А в теле водослива [т. е. нет необходимости вводить в формулу (46.2) отношения h/h_1 и b/b_1], а при статических исследованиях напряженного состояния воспроизвести такую полость обычно необходимо, когда она не слишком мала. Если при гидравлических исследованиях указанного водослива определяется лишь его пропускная способность, то очень важно соблюсти геометрическое подобие оголовка и прилегающих к нему зон, но не существенно, если, например, $r/r_1 = \alpha'_L \neq \alpha_L$ (так как за оголовком будет бурный режим и форма носка не окажет влияния); если же исследуется и концевая часть водослива, нужно соблюсти условие геометрического подобия и для этой зоны.

Очевидно, что при соблюдении геометрического подобия собственно модели не всегда можно получить геометрическое подобие для всех сходственных линейных размеров потока. Например, при $H/H_1 = \alpha_L$ может оказаться, что $h_c/h_{c1} = \alpha'_L \neq \alpha_L$ (см. рис. 46.1, а), если не промоделированы надлежащим образом сопротивления на водосливной поверхности (шероховатость). Это надо иметь в виду.

При статических исследованиях (см. § 205) различают строгое и нестрогое (приближенное) геометрическое подобие. В первом случае условие геометрического подобия соблюдается не только для генеральных размеров сооружения, но и для деформаций, т. е. в зависимости (46.3) включено и отношение прогибов f/f_1 . Иначе говоря, ставится и условие

$$\varepsilon = \varepsilon_1, \quad (46.4)$$

где ε и ε_1 — относительные деформации.

При исследовании напряженно-деформированного состояния сооружений в упругой стадии это условие довольно часто не выполняется (см. § 205), т. е. принимается $\varepsilon \neq \varepsilon_1$ (так называемое «расширенное» подобие [120]), что облегчает измерение деформаций. Последнее возмож-

но лишь при следующих условиях: 1) деформации на модели достаточно малы и не влияют сколько-либо существенно на генеральные размеры и форму сооружения (т. е. и на моменты, и на продольные и поперечные силы); 2) потеря устойчивости модели невозможна.

Если геометрическое подобие не соблюдено и исследуются модели с искажением масштаба («искаженные»), что, например, часто делается при исследовании русловых процессов (см. § 204), то моделирование будет приближенным. В этом случае константы подобия для глубин и ширин различны: $\alpha_H = H/H_1$ и $\alpha_B = B/B_1$ (см. рис. 46.1, в).

Из условия геометрического подобия масштабные коэффициенты для площадей ω и объемов W , очевидно, составят:

$$\alpha_\omega = \omega/\omega_1 = \alpha_L^2 \text{ и } \alpha_W = W/W_1 = \alpha_L^3. \quad (46.5)$$

При проектировании моделей важно обеспечить приемлемое геометрическое подобие границ моделей (подходного и отводящего участков гидравлических моделей, оснований статических моделей и т. п.) с учетом имеющегося опыта исследований.

2. Кинематическое подобие. Это подобие требует, чтобы соответствующие частицы обеих систем совершали геометрически подобные перемещения в промежутки времени, находящиеся в постоянном соотношении α_T , т. е. $T/T_1 = T'/T'_1 = \dots = \alpha_T$, где T , T_1 , T' и T'_1 — время прохождения частицей отрезков l , l_1 , l' и l'_1 , причем $l/l_1 = l'/l'_1 = \alpha_L$ (см. рис. 46.1, а). Кинематическое подобие удовлетворяется, если соблюдены требования геометрического и динамического подобия.

3. Динамическое подобие. В соответствии с отношениями (46.1) закон динамического подобия можно записать в виде

$$\alpha_P = P/P_1 = K/K_1 = Q/Q_1 = \dots = \text{idem}, \quad (46.6)$$

т. е. соотношения между соответствующими силами, действующими в обеих геометрически подобных системах, должны быть одинаковыми для данных условий. При этом имеется в виду, что силы могут быть разной физической природы, например P и P_1 — силы тяжести, K и K_1 — силы вязкости, Q и Q_1 — силы инерции и т. д.

Очевидно, рассматривая попарно силы, можно записать $P/Q = P_1/Q_1$; $K/Q = K_1/Q_1$ и т. д., или в сокращенном виде

$$P/Q = \text{idem}; \quad K/Q = \text{idem} \text{ и т. д.} \quad (46.7)$$

Здесь слово *idem* (одинаково) надо понимать так, что отношение указанных сил одинаково для модели и природы (или для двух рассматриваемых систем).

Для движущихся тел одними из основных сил являются *силы инерции*, которые надо учесть при моделировании. Силы инерции можно выразить как произведение массы M на ускорение a , т. е. $Q = Ma$, или $Q = \rho L^3 L/T^2 = \rho L^2 v^2$. Подставляя это выражение в соотношение (46.7), получаем безразмерный критерий (число) *Ньютона* Ne — общий закон динамического подобия:

$$S/(\rho L^2 v^2) = Ne = \text{idem}, \quad (46.8)$$

где S — какая-либо из рассматриваемых сил (P , K и т. д.), остальные обозначения прежние.

В развернутой форме выражение (46.8), очевидно, имеет вид

$$S/(\rho L^2 v^2) = S_1/(\rho_1 L_1^2 v_1^2). \quad (46.8')$$

Из числа Ньютона получаются *частные* законы динамического подобия, или критерии подобия при рассмотрении действий сил разной физической природы в зависимости от того, какую силу мы примем за силу S . При этом обычно вместо отношения $S/(\rho L^2 v^2)$ используют обратную величину, т. е.

$$\rho L^2 v^2/S = \text{idem}. \quad (46.9)$$

Закон, которому подчиняется явление	Масштабные коэффициенты			
	геометрического			дина-
	длины	площади	объема	скорости
Фруда $Fr = idem$	α_L	$\alpha_\omega = \alpha_L^2$	$\alpha_W = \alpha_L^3$	$\alpha_v = \sqrt{\alpha_L}$
Рейнольдса $Re = idem$	α_L	$\alpha_\omega = \alpha_L^2$	$\alpha_W = \alpha_L^3$	$\alpha_v = \alpha_v / \alpha_L$
Вебера $We = idem$	α_L	$\alpha_\omega = \alpha_L^2$	$\alpha_W = \alpha_L^3$	$\alpha_v = \sqrt{\alpha_{a_{кап}} / (\alpha_\rho \alpha_L)}$
Коши $Ca = idem$	α_L	$\alpha_\omega = \alpha_L^2$	$\alpha_W = \alpha_L^3$	$\alpha_v = \sqrt{\alpha_E / \alpha_\rho}$

Таким образом, безразмерные (относительные) давления (в том числе отрицательные — вакуумы) по своей природе являются числами Эйлера, отличающимися от Eu лишь множителем (рис. 46.2).

Коэффициент сопротивления также, по существу, является числом Эйлера. Действительно, например, для круглых труб потери напора $h_w = \lambda(l/d)(v^2/2g)$, откуда коэффициент сопротивления $\lambda = (2dl)Eu$.

В соответствии с законом динамического подобия, которому подчиняется данное явление, будут получаться и значения для ряда масштабных коэффициентов, зависящих от динамики — скорости, времени, ускорения, расхода, силы (табл. 46.1).

Например, при законе гравитационного подобия масштаб скоростей α_v получается сразу из критерия Фруда (46.10): $v^2/(gL) = v_1^2/(g_1L_1)$. Так как ускорение свободного падения изменяется мало, можно принять $g = g_1$ и масштабный коэффициент $\alpha_v = v/v_1 = \sqrt{L/L_1} = \sqrt{\alpha_L}$.

Масштабный коэффициент для расходов в этом случае, очевидно, будет

$$\alpha_Q = Q/Q_1 = \omega v / (\omega_1 v_1) = \alpha_\omega \alpha_v = \alpha_L^2 \sqrt{\alpha_L} = \alpha_L^{2.5} \text{ и т. д.}$$

Рассмотрим примеры использования масштабных коэффициентов.

Пример 46.1. Пусть в лаборатории надо испытать модель водосброса при расходе воды в натуре $Q = 600 \text{ м}^3/\text{с}$. Какой расход Q_1 должен быть на модели масштаба 1 : 25 (т. е. $\alpha_L = 25$), если явление подчиняется закону гравитационного подобия?

Решение. По табл. 46.1 $\alpha_Q = \alpha_L^{2.5} = 25^2 \sqrt{25} = 3125$. Значение $Q_1 = Q/\alpha_Q = 600/3125 = 0,192 \text{ м}^3/\text{с} = 192 \text{ л/с}$.

Пример 46.2. В лаборатории на гидравлической модели масштаба 1 : 50 замерена скорость течения $v_1 = 20 \text{ см/с}$. Какую скорость в данной точке надо ожидать в натуре, если явление подчиняется закону гравитационного подобия?

Решение. В данном случае $\alpha_L = 50$. По закону Фруда, $\alpha_v = \sqrt{\alpha_L} = \sqrt{50} = 7,07$. Скорость в натуре $v = v_1 \alpha_v = 20 \cdot 7,07 = 141,4 \text{ см/с} \approx 1,4 \text{ м/с}$.

4. Условия одновременного удовлетворения нескольких частных законов динамического подобия. Масштабные поправки. Если при рассматриваемом динамическом процессе действуют силы различной физической природы, достаточно соизмеримые по величине, и нельзя пренебречь некоторыми из них, требуется одновременно удовлетворить несколько частных законов подобия, что осложняет моделирование. При этом нередко оказывается, что практически невозможно удовлетворить сразу даже два (не говоря уже о большем числе) критерия подобия.

Действительно, если, например, мы хотим одновременно удовлетворить критерии гравитационного и вязкостного подобия, по обоим этим законам должны получаться одни и те же значения констант подобия.

по закону подобия

мического

времени	ускорения	расхода	силы
$\alpha_T = \sqrt{\alpha_L}$	$\alpha_g = 1$	$\alpha_Q = \alpha_L^{2,5}$	$\alpha_P = \alpha_L^3$
$\alpha_T = \alpha_L^2 / \alpha_v$	$\alpha_a = \alpha_v^2 / \alpha_L^3$	$\alpha_Q = \alpha_v \alpha_L$	$\alpha_P = \alpha_v^2 \alpha_P$
$\alpha_T = \alpha_L^{1,5} \sqrt{\alpha_p / \alpha_{a_{\text{кап}}}}$	$\alpha_a = \alpha_{a_{\text{кап}}} / (\alpha_p \alpha_L^2)$	$\alpha_Q = \alpha_L^{1,5} \sqrt{\alpha_{a_{\text{кап}}} / \alpha_p}$	$\alpha_P = \alpha_{a_{\text{кап}}} \alpha_L$
$\alpha_T = \alpha_L \sqrt{\alpha_p / \alpha_E}$	$\alpha_a = \alpha_E / (\alpha_p \alpha_L)$	—	$\alpha_P = \alpha_E \alpha_L^2$

Из этого требования можно легко найти условие, необходимое для одновременного соблюдения этих законов. По закону Фруда $\alpha_v = \sqrt{\alpha_L}$, а по закону Рейнольдса $\alpha_v = \alpha_v / \alpha_L$ (см. табл. 46.1). Приравняв правые части этих выражений, получаем условие

$$\alpha_v = \alpha_L^{3/2}. \quad (46.15)$$

То же самое, естественно, получится и если приравнять соответствующие выражения для α_T или α_Q .

Условие (46.15) при гидравлических исследованиях гидротехнических сооружений обычно практически невыполнимо*. Действительно, если, например, $\alpha_L = 25$ (масштаб модели 1 : 25, т. е. довольно крупный), то получаем $\alpha_v = 125$, а при более мелком масштабе, например 1 : 100 ($\alpha_L = 100$), $\alpha_v = 1000$. Значит на модели надо было бы иметь вместо воды жидкость с кинематической вязкостью, в 125 или 1000 раз меньшей вязкости воды, что невыполнимо. Поэтому при моделировании важно знать, какой критерий подобия в данных условиях является основным, решающим, а какой (или какие) менее важным, второстепенным. В соответствии с первым из них принимают константы подобия, влияние же других критериев изучают и в зависимости от них при необходимости вносят «масштабные поправки» (см. § 204); само моделирование при этом является приближенным. Отсюда очевидна важность сопоставления данных лабораторных опытов с результатами натуральных исследований.

Рассмотрим условие одновременного удовлетворения критериев Фруда и Коши. Как и ранее, приравняем правые части выражений для α_v по этим законам (см. табл. 46.1). Получаем (после возведения в квадрат)

$$\alpha_E / \alpha_p = \alpha_L. \quad (46.16)$$

Это условие используют, например, при изучении вибраций и напряженного состояния конструкций (работающих в упругой стадии) в потоках с высокой турбулентностью, для которых основным критерием гидравлического моделирования является критерий Фруда. Данное условие практически вполне выполнимо.

Допустим, надо исследовать динамическую работу раздельной стенки, расположенной в нижнем бьефе в зоне гидравлического прыжка. Пусть масштаб модели 1 : 25

* При исследованиях движения жидкостей с большой вязкостью, например патоки, удается выполнять условие (46.15).

(т. е. $\alpha_L = 25$). Примем $\rho = \rho_1$, т. е. для модели надо будет применить материал с той же объемной массой, что и для натуре. В соответствии с выражением (46.16) получаем $\alpha_E = \alpha_L = 25$. Если в натуре исследуемая стенка будет выполнена из бетона с модулем упругости $E = 300\,000 \text{ кгс/см}^2$ (29,4 ГПа), то модель ее надо будет выполнить из низко-модульного тяжелого ($\gamma_1 \approx 2,4 \text{ тс/м}^3$ — как и для бетона) материала с модулем упругости $E_1 = E/\alpha_E = 300\,000/25 = 12\,000 \text{ кгс/см}^2$ (1,18 ГПа). Такие материалы имеются (см. § 205).

5. Установление критериев подобия из условия тождественности для натуре и модели дифференциальных уравнений, описывающих рассматриваемый процесс. При этом (подробнее см. [93]): 1) явления должны описываться аналогичными дифференциальными уравнениями; 2) должны быть подобными условия однозначности, в которые входят геометрические свойства системы (т. е. должно быть выполнено геометрическое подобие), граничные и начальные условия, а также существенные физические константы; 3) должно соблюдаться равенство критериев подобия, составленных из величин, входящих в условия однозначности.

В качестве примера рассмотрим случай моделирования термических процессов (см. также § 205). Распределение температур в твердых телах подчиняется уравнению Фурье (см. гл. 23). Напишем его для одномерной задачи (без учета внутреннего тепловыделения) для первой системы (натуре):

$$\partial t / \partial T = a_0 \partial^2 t / \partial y^2, \quad (46.17)$$

где t — температура; T — время; a_0 — температуропроводность.

Напишем уравнение Фурье для второй системы (модели), учитывая, что здесь у каждой одноименной величины должны появиться соответствующие постоянные множители — в данном случае α_t , α_T , α_{a_0} и α_L :

$$(\alpha_t / \alpha_T) (\partial t / \partial T) = \alpha_{a_0} (\alpha_t / \alpha_L^2) a_0 (\partial^2 t / \partial y^2). \quad (46.18)$$

Для тождественности уравнений (46.17) и (46.18) надо, чтобы коэффициенты, составленные из констант подобия, были одинаковы, т. е. $\alpha_t / \alpha_T = \alpha_{a_0} (\alpha_t / \alpha_L^2)$ или $\alpha_{a_0} (\alpha_T / \alpha_L^2) = 1$, откуда получаем безразмерный критерий Фурье Fo , который должен быть одинаковым для модели и натуре, т. е.

$$\alpha_0 T / L^2 = Fo = \text{idem}. \quad (46.19)$$

Аналогичным путем, если рассматриваются граничные условия III рода [формула (23.6)], при моделировании надо удовлетворить критерий Био:

$$\alpha_n L / \lambda = Bi = \text{idem}, \quad (46.20)$$

где α_n — коэффициент теплопередачи; λ — теплопроводность.

Если при моделировании гидравлических явлений исходить из уравнений неустановившегося движения вязкой жидкости (уравнений Навье — Стокса), аналогичным образом получатся следующие безразмерные критерии [93]: уже рассмотренные выше числа Фруда Fr , Рейнольдса Re и Эйлера Eu , а также число *Струхала* Sh (или критерий гомотокности Ho):

$$L / (Tv) = Sh = Ho = \text{idem}. \quad (46.21)$$

Это чисто кинематический критерий, появляющийся при неустановившемся движении жидкости. По своему смыслу он является просто безразмерным периодом (например, волн) или безразмерной частотой (частота $n = 1/T$, где T — период). Совершенно естественно, что раньше — при рассмотрении действующих сил — его не было и он не является частным случаем общего критерия Ньютона (46.8).

Критерия Вебера при рассмотрении подобия на основе уравнений Навье — Стокса нет, так как эти уравнения не учитывают сил поверх-

ностного-натяжения, хотя в ряде случаев эти силы и оказывают некоторое влияние на течение.

6. Критериальные уравнения и автомодельность.

Установив из рассмотрения существа данного процесса или из анализа дифференциальных уравнений, описывающих данный процесс, от каких безразмерных критериев подобия он зависит или может зависеть («определяющие» критерии), надлежит отыскать соответствующую зависимость между этими критериями, которую называют *критериальной зависимостью*, или *критериальным уравнением*. Вместо получения теоретического решения соответствующих дифференциальных уравнений, что при сложных граничных условиях бывает весьма трудной и очень часто пока неразрешимой задачей, критериальная зависимость решается экспериментально путем моделирования.

Например, для неустановившегося движения вязкой жидкости, описываемого уравнениями Навье — Стокса, критериальное уравнение будет иметь вид

$$\varphi(\text{Sh}, \text{Fr}, \text{Re}, \text{Eu}) = 0. \quad (46.22)$$

При установившемся движении критерий Струхала отпадает, и критериальная зависимость будет такой:

$$\varphi(\text{Fr}, \text{Re}, \text{Eu}) = 0. \quad (46.23)$$

Эту зависимость можно написать и в виде

$$\text{Eu} = f(\text{Fr}, \text{Re}), \quad (46.24)$$

указав, *какую* безразмерную величину отыскиваем в функции от других безразмерных критериев. В данном случае это критерий Эйлера в том или ином виде (в виде коэффициента сопротивления, относительных давлений и т. д. — см. ранее).

Если в некоторой области критерий тот или иной критерий перестает оказывать влияние на изучаемую величину (например, Re на Eu), говорят, что наступила *область автомодельности* (в рассматриваемом случае по Re). Тогда один из критериев выпадает из рассмотрения и моделирование упрощается. При гидравлическом моделировании (см. § 204) это происходит при числах Рейнольдса, больших некоторых «*граничных*» значений, т. е. при $\text{Re} > \text{Re}_{\text{гп}}$.

7. Подобие при статически действующих силах. В этом случае для сил должна быть установлена соответствующая константа подобия α_p в соответствии с соотношениями (46.1) и сохраняется отмеченное ранее относительно геометрического подобия, т. е.

$$\alpha_p = N/N_1 = \sigma\omega/(\sigma_1 \omega_1) = \alpha_\sigma \alpha_L^2, \quad (46.25)$$

где $\alpha_\sigma = \sigma/\sigma_1$ — отношение напряжений (т. е. константа подобия для напряжений).

Подробнее подобие при статических воздействиях рассмотрено в § 205.

§ 204. ГИДРАВЛИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ

1. Критерии подобия гидравлических явлений и их роль в различных случаях.

В § 203 указывалось, что при моделировании гидравлических явлений в общем случае надо учитывать безразмерные параметры Fr , Re , Eu , Sh , иногда We . Кроме того, для многих гидравлических задач существенную роль играет *относительная шероховатость* k/R (где k — абсолютная шероховатость; R — гидравлический радиус), а для турбулентных потоков, особенно с высокой турбулентностью, — число *Кармана* Ka — *критерий турбулентности*. Этот критерий (для соблюдения подо-

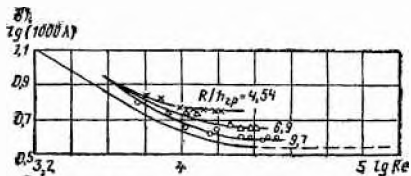
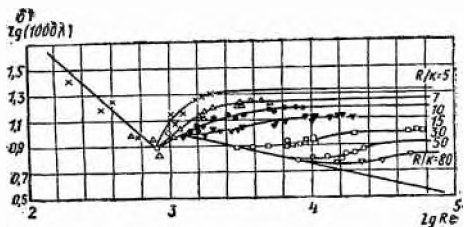
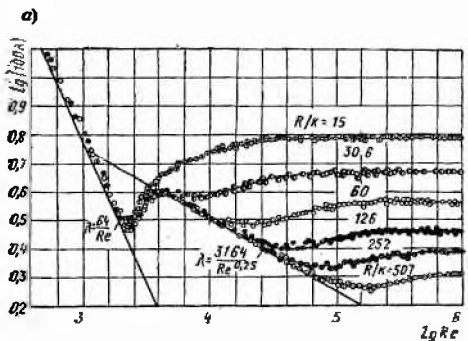


Рис. 46.3. Коэффициент сопротивления λ

a — круглых труб (по И. Никурадзе); б — открытого русла при равномерном движении и равнозернистой шероховатости (по А. П. Зегжда); а — русла, образованного грядами $\kappa_{гр} = 0,02$ (по Н. С. Знаменской)

бия он должен быть одинаковым для природы и модели) можно представить в таком виде:

$$Ka = v'/v = \text{Idem}, \quad (46.26)$$

где v' — пульсационная составляющая скорости (например, среднее квадратическое отклонение); v — осредненная во времени скорость.

Таким образом, в общем случае критериальное уравнение для гидравлических процессов можно записать в следующем виде (для «жестких» моделей, т. е. не рассматривая пока условия размываемости русла и транспортирования наносов):

$$\varphi(\text{Sh}, \text{Fr}, \text{Re}, \text{Eu}, \text{We}, \text{Ka}, k/R) = 0. \quad (46.27)$$

В зависимости от рассматриваемых течений некоторые из указанных критериев выпадают или могут не учитываться, если они оказывают несущественное влияние. Так, число Струхала Sh надо использовать при рассмотрении лишь неустановившихся течений (или пульсационных характеристик потока). Число Вебера We в большинстве случаев может не учитываться вообще, и тем более при моделировании не бывает необходимости ставить условие $\text{We} = \text{idem}$. Этот критерий оказывает некоторое влияние на явления кавитации, а также распада и аэрации струй и в ряде случаев учитывается при их исследовании. Число Кармана вообще подлежит учету при моделировании турбулентных потоков, однако в практике моделирования обычно не пытаются жестко соблюдать условие $\text{Ka} = \text{idem}$, что связано как с трудностью практического осуществления его, так и с тем, что при соблюдении других требований ($\text{Re} > \text{Re}_{\text{кр}}$, крупномасштабные модели и пр.) это условие с приемлемым для практических целей приближением реализуется. При исследовании моделированием *местных* сопротивлений, *коротких участков* сооружений (например, оголовков водосливов), участков малой протяженности сильно турбулизованных потоков (гидравлический прыжок) можно не учитывать относительную шероховатость и не ставить условие $\lambda = \text{idem}$ или $k/R = \text{idem}$ [167]. При *напорных* установившихся течениях практически обычно выпадает и критерий Фруда (автомодельность по критерию Фруда), т. е. критериальное уравнение можно принимать в виде

$$\varphi(\text{Re}, \text{Eu}, k/R) = 0, \quad (46.28)$$

а для области автомодельности с $\text{Re} > \text{Re}_{\text{кр}}$ — в виде

$$\lambda = \frac{2d}{l} \text{Eu} = f\left(\frac{k}{R}\right), \quad (46.29)$$

как это следует из известного графика Никурадзе (рис. 46.3, а). При этом

$$\text{Re}_{\text{кр}} = 84R/(k\sqrt{\lambda}), \quad \text{а } \text{Re} = vd/\nu, \quad (46.30)$$

где d — диаметр трубы.

Учитывая довольно малое изменение коэффициента сопротивления в переходной зоне шероховатых труб, часто принимают

$$\text{Re}_{\text{кр}} \approx 14R/(k\sqrt{\lambda}). \quad (46.31)$$

При моделировании течений *со свободной поверхностью* — открытых русел, гидроузлов и отдельных их сооружений с прилегающими участками бьефов — *основным условием ставится выполнение критерия* $\text{Fr} = \text{idem}$. При установившемся течении критериальное уравнение будет иметь вид

$$\varphi(\text{Fr}, \text{Eu}, \text{Re}, k/R) = 0, \quad (46.32)$$

причем, как указывалось выше, в ряде случаев нет необходимости учитывать (моделировать) относительную шероховатость, и параметр

k/R выпадает из зависимости (46.32). В области автомодельности выпадает критерий Рейнольдса, от которого уже перестают зависеть результаты исследований, и условие $Eu = idem$ соответствует здесь требованию $\lambda = idem$. Последнее должно выполняться для русл достаточной протяженности (т. е. требуется подбор шероховатости на модели). Шероховатость часто подбирают по данным, полученным для равномерного движения (что в общем случае неравномерного движения приближенно), например по графику А. П. Зегжда (рис. 46.3, б), где $Re = vR/\nu$, причем иногда принимают $R \approx h$, где h — глубина потока; $Re_{кр}$ можно определять по формуле (46.30). При грядовом строении русла для подбора шероховатости можно использовать график, приведенный на рис. 46.3, в.

2. Метод масштабных серий.

В ряде случаев исследуется несколько геометрически подобных моделей разных масштабов («масштабная серия») и полученные в опытах характеристики экстраполируются на натуру. Найденные зависимости позволяют вносить «масштабные поправки» в соответствующие характеристики, полученные на небольших моделях, на которых не обеспечена автомодельность по числу Рейнольдса. Такая методика может быть использована при исследовании напорных водосливов*, водосливов и других объектов.

Для водосливов разных видов в настоящее время установлены масштабные поправки к коэффициентам расхода [118, 135, 167 и др.] и вакуумности [167], позволяющие проводить исследования сооружений при мелких масштабах, не обеспечивающих автомодельность, с внесением в результаты поправок, полученных для водосливов близких очертаний. Формулы масштабных поправок для вакуумных водосливов получены Н. П. Розановым [167], для безвакуумных профилей Кригера — Офицерова — Н. А. Петровым [135], для водосливов с широким порогом — А. Р. Березинским**, для входных оголовков безнапорных труб — Н. П. Розановым***, для шахтных водосбросов — П. П. Мойсом [118]. Результаты подсчетов по этим формулам довольно мало отличаются друг от друга.

Истечение через водослив подчиняется закону гравитационного подобия (Фруда), и при отсутствии существенного влияния непромоделированных сил вязкости и поверхностного натяжения коэффициент расхода или коэффициент вакуумности здесь не зависит от масштаба модели. Влияние масштаба в этом случае обусловлено действием указанных «второстепенных» сил. Масштабные поправки устанавливаются от безразмерного критерия, характеризующего силы, следующие по значимости для данного явления после сил тяжести. В рассматриваемом случае такими силами будут силы вязкости, и поэтому поправки вносятся в зависимости от числа Рейнольдса.

Формула масштабной поправки η_m для вакуумных водосливов с круговым оголовком

$$\eta_m = 1 + 7,3/Re_1^{0,58}, \quad (46.33)$$

где для модели $Re_1 = q_1/\nu_1$ (здесь q_1 — удельный расход на гребне водослива модели).

Коэффициент расхода натуре $m = \eta_m m_1$, где m_1 — коэффициент расхода модели.

Из зависимости (46.33) следует, что при $Re_1 \approx 80\,000$ коэффициент расхода модели m_1 всего примерно на 1% меньше коэффициента расхода натуре (т. е. при больших Re).

* См. «Справочник по гидравлическим расчетам». Под ред. П. Г. Киселева. М., «Энергия», 1972.

** См. Березинский А. Р. Пропускная способность водослива с широким порогом. М.—Л., Стройиздат, 1950.

*** См. Сборник трудов МИСИ, 1970, № 61, вып. II.

3. **Дополнительные замечания об областях автомодельности.** При обтекании «крутоочерченных» тел, например цилиндра, при числах Рейнольдса $Re_{гр}$, существенно больших $Re_{гр}$, наблюдается четко выраженное явление смены характера пограничного слоя, что приводит к изменению и характеристик обтекания — распределения давлений и их пульсаций, коэффициента сопротивления, размывов русла у обтекаемого тела и т. д. (рис. 46.4). Так, для цилиндра $Re_{гр} \approx 20000$ при $Re_{гр} \approx 500$ (здесь $Re = vd/\nu$) [3]. Это явление следует учитывать, например, при изучении обтекания бычков камер глубинных затворов, свай и т. п. Как видно, соблюдение условия проведения лабораторных опытов в автомодельной области при $Re > Re_{гр}$ уже может оказаться недостаточным, если для натуре $Re > Re_{гр}$.

4. **Дополнительные замечания о моделировании шероховатости.** Искажение масштабов модели. При приближенном моделировании шероховатости пользуются не только графиками рис. 46.3, но иногда и расчетами на основе использования коэффициента C формулы Шези: $v = C\sqrt{RJ}$. По Шези, $\alpha_v = v/v_1 = C\sqrt{RJ}/(C_1\sqrt{R_1J_1}) = (C/C_1)\sqrt{\alpha_L}$, учитывая что при соблюдении геометрического подобия $J = J_1$. Так как при моделировании по закону Фруда $\alpha_v = \sqrt{\alpha_L}$, получаем $(C/C_1)\sqrt{\alpha_L} = \sqrt{\alpha_L}$, т. е. $C = C_1$.

Принимая, по Н. Н. Павловскому, $C = (1/n)R^\nu$ и $C_1 = (1/n_1)R_1^\nu$ и приближенно полагая $y_1 = y$, получаем

$$\alpha_n = n/n_1 = \alpha_L^\nu, \quad (46.34)$$

где n и n_1 — коэффициенты групповой шероховатости для натуре и модели;

$$y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0,1) \quad (46.35)$$

по Н. Н. Павловскому (при $0,1 m \leq R \leq 3 m$), или $y = 1/6$, по Маннингу.

Правильнее не принимать $y_1 = y$. Тогда $\alpha_n = n/n_1 = R^\nu/R_1^\nu$ и y_1 надо подсчитывать как и y по формуле (46.35); n_1 при этом находится подбором.

Ориентировочные значения коэффициента шероховатости n и значения абсолютной шероховатости k для некоторых материалов, применяемых в лабораторных исследованиях, приведены в работах [68, 74] и других источниках. Так, для стекла и оргстекла $n = 0,008...0,013$ и $k = 0,0015...0,01$ мм; для стальной гладкой неокрашенной поверхности $n = 0,011...0,014$ и $k = 0,02...0,1$ мм; для строганого дерева $n = 0,01...0,014$ и $k = 0,15...0,3$ мм; для затертой бетонной поверхности $n = 0,011...0,015$ и $k = 0,3...0,8$ мм; для окрашенной стальной поверхности $n = 0,012...0,017$.

Если для исследуемого в лаборатории на жесткой (неразмываемой) модели участка реки имеются достаточно надежные данные гидрометрических замеров и известны уклоны свободной поверхности при раз-

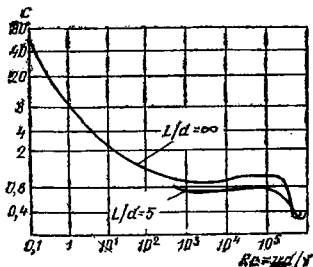


Рис. 46.4. Коэффициент сопротивления C круглого цилиндра длиной L и сизаметром d (C — коэффициент в формуле $R = C\omega d^2/2g$; здесь R — гидродинамическая нагрузка на цилиндр; $\omega = Ld$)

ных расходах воды, поступают следующим образом. Пропускают на модели несколько промоделированных по закону гравитационного подобия расходов и замеряют при них уклоны свободной поверхности. Если последние не совпадают с уклонами, замеренными в натуре, изменяют шероховатость модели (тщательно заглаживают и железнят бетонную поверхность или, наоборот, создают большую шероховатость, например наклейкой гравия на пойменных участках, и т. п.) до тех пор, пока не получат достаточное соответствие модельных и натуральных уклонов. После такой «тарировки» русла устанавливают на модели сооружения исследуемого гидроузла или изучаемые регуляционные сооружения и проводят исследования их работы с соответствующими значениями скоростей, глубин, линий токов и пр.

При исследовании на моделях относительно протяженных участков рек часто из-за ограниченных размеров экспериментальной площадки или лотка в лаборатории масштаб модели получается мелким, что приводит при соблюдении геометрического подобия к очень малым глубинам и скоростям потока. При этом может оказаться, что $Re < Re_{кр}$, т. е. модель не будет работать в области автомодельности. Часто не удается промоделировать шероховатость, т. е. выполнить условие $\lambda = idem$ или $C = idem$. Действительно, если принять для гладких бетонных поверхностей модели $k = 0,65 \dots 0,75$ мм (по рекомендации А. П. Зегжда), то при глубинах 5—10 см R/k составит 80—160, т. е. $\lambda \approx 0,006 \dots 0,007$ (см. рис. 46.3, б). В натуре же бывают и более гладкие русла с $\lambda \approx 0,0035 \dots 0,005$. В таких случаях для выполнения указанных условий приходится идти на искажение масштабов модели, принимая *вертикальный масштаб* (масштаб глубин) 1: a_h *крупнее планового* 1: a_L (т. е. $a_L > a_h$). В практике исследований отношение a_L/a_h достигает 5—10, иногда (редко) даже 20. Моделирование с искажением масштабов, т. е. с нарушением геометрического подобия, является *приближенным*, и использовать его результаты надо с известной осторожностью. Не следует изучать на искаженных моделях напорные гидроузлы в части пропускной способности водосбросов, особенностей гашения энергии в нижнем бьефе и т. п.

Очевидно, что при искажении масштабов уклон $J_1 > J$. Необходимо, чтобы на модели сохранялось спокойное течение ($J_1 < J_{кр}$), если оно наблюдается в натуре, так как в противном случае качественно изменится характер течения.

При искажении масштабов, очевидно, изменятся некоторые масштабные коэффициенты по сравнению с указанными в табл. 46.1. Так, $\alpha_\omega = \alpha_L a_h$, $\alpha_v = \sqrt{a_h}$, $\alpha_Q = \alpha_L a_h$.

5. Моделирование водных потоков с деформируемым руслом и «твердого расхода». При проведении исследований на неразмываемых («жестких») моделях о вероятных русловых деформациях можно судить лишь ориентировочно — по сопоставлению замеренных (пересчитанных в натуре по закону гравитационного подобия) скоростей с размывающими скоростями v_0 для данных грунтов или креплений, если последние проектируют. Количественных данных о величинах русловых деформаций — размывов и отложений — эксперимент на «жесткой» модели непосредственно не дает или дает неполностью, только в части ориентировочных величин размывов, если проводить исследования с постепенным «подскребыванием» русла модели (выполненного из неразмываемого, но легкоочищаемого материала, например тощего цементного раствора) в тех местах, где скорости превышают промоделированные размывающие $v_{01} = v_0/\alpha_v$, добиваясь, чтобы везде было выполнено условие $v_1 \leq v_{01}$ *. Поэтому изучение

* Такая методика, предложенная А. Д. Халтуриним, в ряде случаев давала приемлемые результаты в части прогноза размывов нижнего бьефа гидроузлов за длинными рисбермами, где турбулентность потока уже не была высокой.

руслых деформаций обычно проводят на моделях с размываемым руслом.

Условие моделирования размываемости (или неразмываемости) грунта можно записать в таком виде:

$$\alpha_{v_0} = \alpha_0, \quad (46.36)$$

где α_{v_0} — масштабный коэффициент для неразмывающих скоростей.

Таким образом, при моделировании надо иметь на модели такой грунт, для которого неразмывающая скорость

$$v_{01} = v_0/\alpha_{v_0} = v_0/\sqrt{\alpha_L}. \quad (46.37)$$

Пусть, например, исследуются деформации галечного русла, для которого неразмывающая скорость $v_0 = 2$ м/с. Масштаб модели довольно крупный — с $\alpha_L = 25$. На модели в соответствии с формулой (46.37), надо иметь грунт с $v_{01} = 2/\sqrt{25} = 0,4$ м/с. Такое значение v_{01} соответствует песку средней крупности, из которого и следует выполнить русло модели. Таким образом, моделирование горных русел с крупнозернистыми отложениями достаточно просто. При этом оказывается [93], что крупные фракции несвязных грунтов моделируются по линейному или примерно линейному закону (т. е. $d_1 \approx d/\alpha_L$).

Другое положение получается при моделировании русла равнинной реки, сложенного мелкими наносами, особенно когда приходится принимать довольно мелкий масштаб модели (ограниченные размеры лаборатории, крупная река и т. п.). Пусть, например, $\alpha_L = 100$, а $v_0 = 30$ см/с (мелкий песок). Тогда по формуле (46.37) $v_{01} = 30/\sqrt{100} = 3$ см/с. Со столь малой допускаемой скоростью подобрать грунтовой материал для модели практически невозможно. В таких случаях приходится переходить на приближенное моделирование с искажением масштабов ($\alpha_h < \alpha_L$), причем $\alpha_{v_0} = \alpha_v = \sqrt{\alpha_h}$, принимая более крупным вертикальный масштаб, или применять в качестве размываемого материала модели различные *легкоподвижные* материалы (с малыми значениями v_{01}) — янтарь, кальцинированные вымоченные опилки, пемзу, изгарь, акрылатный порошок и др. При этом моделирование усложняется, особенно если учесть, что многие заменители дороги и дефицитны, а кроме того, обладают неблагоприятным свойством терять подвижность со временем (слеживаться и пр.). В связи с этим нередко предпочитают пойти на большее искажение масштабов, но применить на модели все же естественный грунт (мелкий песок). Практически искажение масштабов размываемых моделей довольно редко бывает больше 6—12.

При исследовании русловых деформаций на участках достаточно большой протяженности надо соблюсти условие $Re > Re_{гр}$ и иметь достаточное соответствие с натурой коэффициентов сопротивления (учитывая также повышение сопротивлений на пойменных участках реки и пр.).

Часто при исследовании русловых деформаций используют *морфологические* зависимости между элементами русла (например, С. Т. Алтунина, В. М. Лохтина; см. гл. 32); используют при этом и методику так называемого *натурального моделирования*, когда в лаборатории создают и изучают «малую реку», процессы деятельности которой должны качественно соответствовать деятельности реки в натуре.

Если при моделировании использовать, например, морфологическую зависимость (32.7) и принять $k_1 \approx k$, то получим $(B/B_1)^m = H/H_1 = \alpha_h$, т. е. $\alpha_B^m = \alpha_h$, откуда требующееся искажение масштабов будет $\alpha_B/\alpha_h = \alpha_B^{1-m}$. Для высокогорных участков рек $m = 1$ (см. табл. 32.1), и искажения масштабов и при таком подходе к моделированию не требуется.

При исследовании размываемых русел часто моделируют и *расход наносов* («твердый расход») P , а также *продолжительность* деформаций т. При этом используют соответствующие зависимости для твердого рас-

хода—А. Эйнштейна, И. В. Егiazарова, И. И. Леви [93]. При моделировании без искажения масштабов $\alpha_p = \alpha_Q$ и $\alpha_v = \alpha_T$. Зависимости для α_p и α_v при искажении масштабов приведены в [93]. Там же приводятся рекомендации по моделированию потоков большой мутности (токов плотности).

В случае моделирования местных размывов, например в нижнем бьефе водосбросных сооружений, должны соблюдаться критерии $Fr = idem$, $Ka = idem$ (обычно специально не рассматривается — см. ранее) и $\alpha_{v_0} = \alpha_v = \sqrt{\alpha_L}$. Если представляет интерес и учет *взмучивания* мелких частиц (например, их попадание в водозабор), то ставится также условие $\alpha_{w_0} = \alpha_v = \sqrt{\alpha_L}$, где α_{w_0} — масштабный коэффициент гидравлической крупности. Местные размывы, как правило, на моделях с искажением масштабов не изучают.

Большую сложность представляет моделирование размывов *скальных* грунтов. Скальные блоки — «отдельности», выделяемые трещинами, иногда заменяют при моделировании эквивалентными по весу частицами несвязного грунта (обычно гравия), что, вообще говоря, весьма условно, хотя, например, для Красноярского гидроузла и дало результаты по размывам, в основном соответствующие произошедшим затем в натуре. Иногда в лаборатории отдельные скалы воспроизводят соответствующими плитками, не связанными друг с другом или имеющими слабый связующий наполнитель в контактах. Методы моделирования размыва скалы требуют дальнейшей разработки.

6. Исследование волновых процессов. При этих исследованиях [93] волны в лаборатории создают специальными волнопродукторами, причем стремятся получить форму волн, подобную натурной. Основным критерием моделирования является критерий Фруда (46.10), широко используется критерий Струхалея (46.21). Обычно соблюдается геометрическое подобие, но иногда допускают и некоторое искажение масштабов. При малой высоте волн может оказывать влияние число Вебера (вливают силы поверхностного натяжения). При исследовании деформаций дна и движения наносов учитывают отмеченное в п. 5.

Исследованию могут подвергаться различные явления: действие волн на откосы плотин и каналов, на берега водохранилищ; затухание волн в акваториях портов; вдольбереговые перемещения наносов и др.

7. Моделирование безнапорных потоков на напорных моделях.

Сущность этого *приближенного* метода моделирования состоит в размещении на модели по ожидаемой свободной поверхности безнапорного потока стекла (или оргстекла) и превращении тем самым модели в *напорную*. Через модель обычно пропускают воздух («воздушная» модель), реже воду («водяная» модель). Так как в напорной модели можно задавать большие скорости течения при сравнительно небольших ее размерах, здесь легко осуществляется требование работы в области автомодельности ($Re > Re_{cp}$) и обеспечивается подвижность частиц при моделировании размываемых русл. Воздушные модели получаются портативными и относительно недорогими.

Иногда считают, что такое моделирование не дает больших ошибок при $Fr = v^2/gh < 0,01 \dots 0,05$ [93] (автомодельность по критерию Фруда).

Масштаб расходов α_Q получается как отношение расхода исследуемого водотока к расходу воздуха (или воды) на модели; масштаб скоростей $\alpha_v = \alpha_Q/\alpha_L\alpha_h$, а при неискаженной модели $\alpha_v = \alpha_Q/\alpha_L^2$.

Распространить область применения напорных моделей на случаи безнапорных потоков со значительной кинетичностью и неустановившихся можно путем использования не жесткой (стекло), а упругой «свободной поверхности» [98].

Воздушное напорное моделирование с успехом применяют для исследования различных плановых задач (пропуска паводковых расходов по

пойме, изучение компоновок гидроузлов, речных водозаборов, прудов, охладителей, стеснений русла перемычками и др.), особенно на предварительных стадиях проектирования. Методика такого моделирования подробно описана в специальной литературе ([93, 98] и др.).

При исследовании русловых процессов успешно применяли напорные водяные модели (исследования Кизил-Аякского гидроузла на Амударье, проведенные в НИСе Гидропроекта [98], исследования занесения поймы р. Оки песком, проведенные в МГМИ). Однако водяные напорные установки сложнее в конструктивном оформлении и эксплуатации и применяются редко.

8. Моделирование кавитации. При моделировании кавитации в напорных потоках должны быть одинаковыми параметры кавитации для модели и натуре, т. е.

$$K = (H_{\text{хар}} - H_{\text{кр}}) / (v_{\text{хар}}^2 / 2g) = \text{idem}, \quad (46.38)$$

где все обозначения те же, что и в формуле (11.2).

Кроме того, исследования необходимо проводить в области автомодельности (учитывая в соответствующих случаях не только $Re_{\text{гр}}$, но и $Re_{\text{гр}}'$).

Точнее, вместо условия (46.38) принимать

$$K = \eta K_L, \quad (46.39)$$

где $\eta = f(Re, We)$ — поправочный «масштабный» коэффициент.

Однако надежные значения η пока не получены, в связи с чем обычно принимают $\eta \approx 1$.

При моделировании кавитации в *безнапорных* потоках и необходимости соблюдения закона гравитационного подобия (например, при исследовании кавитации гасителей в гидравлическом прыжке) надо ставить и условие $Fg = \text{idem}$, а в общем случае и $Ca = \text{idem}$ — кроме условия (46.38) [или (46.39), что точнее]. Исследования при этом надо проводить в специальном герметически закрытом вакуумном стенде, внутри которого над свободной поверхностью потока должно быть создано некоторое разрежение, т. е. «атмосферное» давление модели $H_{\text{ат1}}$ должно быть меньше атмосферного давления в натуре (рис. 46.5) [170].

По условию (46.38) (принимая приближенно $\eta = 1$) получаем $(H_{\text{хар}} - H_{\text{кр}}) / (v_{\text{хар}}^2 / 2g) = (H_{\text{хар1}} - H_{\text{кр1}}) / (v_{\text{хар1}}^2 / 2g)$, что при $Fg = \text{idem}$ (т. е. при $v^2 / v_1^2 = \alpha_L$ и $H_{\text{изб}} = \alpha_L H_{\text{изб1}}$) дает $H_{\text{ат}} - H_{\text{кр}} = \alpha_L (H_{\text{ат1}} - H_{\text{кр1}})$, откуда

$$H_{\text{ат1}} = (1/\alpha_L) (H_{\text{ат}} + \alpha_L H_{\text{кр1}} - H_{\text{кр}}). \quad (46.40)$$

Пример 46.3. Пусть масштаб модели 1 : 10, т. е. $\alpha_L = 10$; $H_{\text{ат}} = 10,3$ м; $H_{\text{кр}} = H_{\text{кр1}} = 0,3$ м.

Решение. Абсолютное давление над свободной поверхностью потока модели по формуле (46.40) составит $H_{\text{ат1}} = (1/10) (10,3 + 10 \cdot 0,3 - 0,3) = 1,3$ м, т. е. в установке над свободной поверхностью должен быть вакуум в 9 м. Если при таком значении $H_{\text{ат1}}$ будет обнаружена кавитация на исследуемых элементах модели (визуально, с помощью ультразвуковых датчиков), то, значит, и в натуре следует ожидать появления кавитации.

Практически при исследованиях обычно поступают так: при заданных условиях (расходе, глубине в нижнем бьефе и т. п.) изменяют значения $H_{\text{ат1}}$ и устанавливая момент возникновения кавитации, т. е. определяют $K_{\text{кр}}$. Затем значение $K_{\text{кр}}$ сравнивают с параметром кавитации K , подсчитанным для натуре, и по зависимости (11.3) устанавливают, следует ли ожидать кавитации в натуре.

9. Краткие сведения о технике проведения гидравлических исследований.

Модели гидроузлов и рек в свободном состоянии обычно испытывают на специальных *экспериментальных площадках*, иногда в широких гидравлических лотках. Очень крупные модели испытывают не в закрытых помещениях, а на специальных площадках под открытым небом. Например, модель р. Миссисипи (лаборатория в Джексоне, США, 1943—

деформаций и перемещений; 3) оценка коэффициентов запаса прочности и устойчивости, а также характера разрушения.

При проведении исследований гидротехнических сооружений и их оснований наибольшее применение нашли следующие методы: 1) метод исследования на хрупких моделях; 2) метод фотоупругости; 3) метод электроаналогий. Имеются и другие методы [83, 249]. Все эти методы позволяют исследовать сооружения на воздействие статических и динамических нагрузок, а также температур. Достоинство исследования на хрупких моделях — возможность изучения работы сооружений в упругой стадии и в стадии разрушения с оценкой коэффициента запаса, а также возможность изготовления крупномасштабных моделей с высокой детализацией свойств основания — трещин, блочности, слоистости, так называемых геомеханических моделей. Достоинство метода фотоупругости — возможность получения широкого поля напряжений и более точной оценки концентрации напряжений. Метод электроаналогий использовался для решения ряда задач, касающихся исследования напряженного состояния сооружений [83]. Достоинство метода — возможность автоматизации, отсутствие дорогих моделей и стендов. Поскольку свойства оснований существенно сказываются на напряженном состоянии и прочности гидротехнических сооружений (см. главы 7 и 8), модельные исследования проводят обычно для комплекса «сооружение—основание».

2. Моделирование напряженного состояния и несущей способности комплекса «сооружение — основание» при статических воздействиях.

а. Условия расширенного механического подобия для твердых деформируемых тел требуют при решении статических задач соблюдения для природы и модели следующих соотношений:

$$L/L_1 = \alpha_L; \quad (a)$$

$$\sigma/\sigma_1 = \alpha_\sigma; \quad (б)$$

$$\varepsilon/\varepsilon_1 = \alpha_\varepsilon; \quad (в)$$

$$T/T_1 = \alpha_T; \quad (г)$$

$$\psi/\psi_1 = \alpha_\psi. \quad (д)$$

где α_ε — масштаб деформаций.

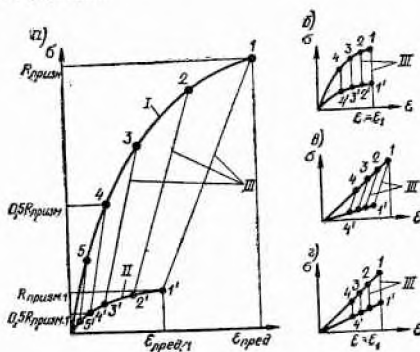


Рис. 46.6. Различные типы подобных индикаторных диаграмм

а — общий случай подобия; б — строгое подобие; в — подобие индикаторных диаграмм материалов, описываемых законом Гука; г — строгое подобие индикаторных диаграмм материалов, описываемых законом Гука; 1, II — индикаторные диаграммы соответственно природы и модели; III — линии сходственных напряжений

Соблюдение соотношений (б) и (в) возможно лишь в случае подобия индикаторных диаграмм [зависимости $\sigma = f(\epsilon)$] материалов природы и модели (рис. 46.6, а). Индикаторные диаграммы подобны, если в сходственных точках их между напряжениями и между относительными удлинениями существуют соотношения (б) и (в) (сходственные точки — это точки со сходственным напряженным состоянием: например, точки 4 и 4' — сходственные, так как в точке 4 величина напряжений $0,5 R_{\text{призм}}$ природы, в точке 4' $0,5 R_{\text{призм}}$ модели и т. д.; $R_{\text{призм}}$ — призмная прочность). Прямые линии, соединяющие сходственные точки подобных диаграмм, называются линиями *сходственных напряжений*; по ним осуществляется подобие и пересчет напряжений и деформаций.

Умножением координат индикаторной диаграммы модели (σ_1 и ϵ_1) на α_σ и α_ϵ получаем индикаторную диаграмму природы.

Рассмотренный случай представляет собой пример *аффинного подобия*, при котором соотношение безразмерных величин ϵ/ϵ_1 не равно 1. При $\alpha_\epsilon = 1$ (рис. 46.6, б) имеем строгое подобие. При $\alpha_\sigma = \alpha_\epsilon = \alpha_\nu = 1$ имеем простое подобие, т. е. модель и натура изготовлены из одного материала (индикаторные диаграммы природы и модели совпадут). Для упругих (и изотропных) материалов, подчиняющихся закону Гука (рис. 46.6, в), из соотношений (б) и (в) следует, что модули упругости E , модули сдвига G и коэффициенты Пуассона ν связаны зависимостями:

$$E = \frac{\alpha_\sigma}{\alpha_\epsilon} E_1; \quad G = \frac{\alpha_\sigma}{\alpha_\epsilon} G_1; \quad \nu = \nu_1.$$

Индикаторные диаграммы природы и модели для упругих материалов в случае строгого подобия ($\alpha_\epsilon = 1$ и $\alpha_\sigma = \alpha_\epsilon$) представлены на рис. 46.6, з.

б. Определение нагрузок на модель. Нагрузки, прикладываемые к модели плотины и основания (гидростатическое давление, собственный вес и др.), определяют исходя из соображений о интенсивности гидростатической нагрузки и собственного веса ($\sigma = \gamma h$). Для сходственных точек подобных индикаторных диаграмм $\sigma = \epsilon E$; $\sigma_1 = \epsilon_1 E_1$ (здесь $E = d\sigma/d\epsilon$; $E_1 = d\sigma_1/d\epsilon_1$ — мгновенный модуль упругости), а также соблюдаются соотношения (а), (б) и (в). Тогда

$$\frac{\gamma h}{\gamma_1 h_1} = \frac{\sigma}{\sigma_1} = \alpha_\sigma; \quad h/h_1 = L/L_1 = \alpha_L, \quad (46.41)$$

где γ и γ_1 — удельный вес загрузочной жидкости или материала плотины соответственно в натуре (например, $\gamma_{\text{воды}} = 1$; $\gamma_{\text{бетона}} = 2,4$) и на модели.

Из соотношений (46.41) $\gamma_1 = \gamma \alpha_L / \alpha_\sigma$; при строгом подобии

$$\gamma_1 = \gamma \alpha_L / \alpha_E. \quad (46.42)$$

Отношение сил в натуре и на модели из соотношений (а), (б) и (в)

$$P/P_1 = (\sigma L^2) / (\sigma_1 L_1^2) = \alpha_\sigma \alpha_L^2;$$

при строгом подобии

$$P/P_1 = \alpha_E \alpha_L^2. \quad (46.43)$$

Можно написать также, что

$$P/P_1 = (\gamma L^3) / (\gamma_1 L_1^3) = \alpha_\nu \alpha_L^3.$$

в. Пересчет напряжений и деформаций. После замера на модели напряжений и деформаций соответствующие величины для природы получают по соотношениям (б) и (в):

$$\sigma = \alpha_\sigma \sigma_1; \quad \epsilon = \alpha_\epsilon \epsilon_1. \quad (46.44)$$

г. Пересчет перемещений. Так как $u = \varepsilon L$ и $u_1 = \varepsilon_1 L_1$ (здесь u и u_1 — перемещения соответственно в натуре и на модели), то $u/u_1 = (\varepsilon L)/(\varepsilon_1 L_1)$ и

$$u = \alpha_\varepsilon \alpha_L u_1. \quad (46.45)$$

При строгом подобии $u = \alpha_L u_1$.

Из выражения (46.45) можно сделать вывод, что после деформации натура и модель не сохраняют геометрического подобия, однако при малых перемещениях небольшое отклонение от условий геометрического подобия, по существу, не влияет на распределение напряжений. При решении задач, связанных с потерей устойчивости и с трещинообразованием при потере устойчивости, должно соблюдаться условие $\alpha_\varepsilon = 1$.

д. Оценка коэффициентов запаса прочности и устойчивости. При проведении исследований комплекса «сооружение — основание» в стадии разрушения может произойти разрушение модели сооружения или основания (потеря несущей способности) или потеря устойчивости (сдвиг, сдвиг с захватом части основания). Работа комплекса «сооружение — основание» в стадии разрушения характеризуется коэффициентом запаса

$$K = P_{\text{разр}}/P_{\text{экс}} = P_{\text{разр}_1}/P_{\text{экс}_1} = \gamma_{\text{разр}}/\gamma_{\text{экс}} = \gamma_{\text{разр}_1}/\gamma_{\text{экс}_1}, \quad (46.46)$$

где $P_{\text{разр}}$ и $P_{\text{разр}_1}$ — нагрузка, при которой происходит разрушение или потеря устойчивости соответственно натуре и модели; $P_{\text{экс}}$ и $P_{\text{экс}_1}$ — эксплуатационная нагрузка соответственно в натуре и на модели.

Учитывая выражение (46.42), получим

$$K = \gamma_{\text{разр}_1}/(\gamma_{\text{экс}} \alpha_L / \alpha_\sigma) = \gamma_{\text{разр}_1}/[\gamma_{\text{экс}} \alpha_L / (R/R_1)]. \quad (46.47)$$

По результатам исследований в стадии разрушения часто оценивается и коэффициент запаса, характеризующий появление первой трещины:

$$K' = \gamma_{\text{трещ}_1}/\gamma_{\text{экс}_1} = \gamma_{\text{трещ}_1}/(\gamma_{\text{экс}} \alpha_L / \alpha_\sigma) = \gamma_{\text{трещ}_1}/[\gamma_{\text{экс}} \alpha_L / (R/R_1)], \quad (46.48)$$

где $\gamma_{\text{трещ}_1}$ — удельный вес загрузочной жидкости на модели в момент появления первой трещины; R и R_1 — прочность материалов соответственно натуре и модели.

е. Некоторые особенности моделирования оснований. При моделировании основания в упругой стадии используют соотношения (а) — (д) и (46.41), а при моделировании основания, сложенного связными грунтами или скальными породами, с доведением до разрушения используют уравнение предельного состояния Кулона — Мора $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$. В работе [120] показано, что для нескальных оснований должно соблюдаться условие $\alpha_\varepsilon = 1$.

Предельные прямые Кулона — Мора подобны, если в сходственных точках соблюдаются соотношения (рис. 46.7, а):

$$\sigma/\sigma_1 = \tau/\tau_1 = c/c_1 = \alpha_\sigma; \quad \varphi = \varphi_1. \quad (46.49)$$

Пересчет с модели на натуру осуществляется по линиям сходственных напряжений (прямые, проходящие через центр подобия O и сходственные точки для натуре и модели). В случае криволинейной огибающей подобие осуществляется аналогично (рис. 46.7, б) [172].

Поведение основания под нагрузкой может быть описано дополнительно с использованием результатов испытаний по вдавливанию жесткого штампа (предложение инж. Г. Ю. Бердичевского). Для скального основания афинно-подобные кривые штамповых испытаний натуре и модели приведены на рис. 46.7, в. Таким образом, для механического подобия оснований необходимо соблюдение условий (46.49) при подобии кривых штамповых испытаний по вдавливанию жесткого штампа.

3. Моделирование динамических (и сейсмических) воздействий. В задачу модельных исследований напряженного состояния и прочности при динамических воздействиях входит определение напряжений (σ), дефор-

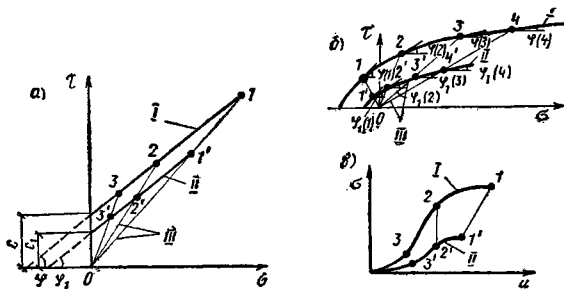


Рис. 46.7. Моделирование оснований гидротехнических сооружений

а, б — для случаев соответственно прямолинейной и криволинейной огибающей предельных кругов Мора; в — подобие кривых, полученных на основе штамповых испытаний (при вдавливании жесткого штампа); I, II — характеристики свойств соответственно природы и модели; III — линии сходственных напряжений

маций и перемещений (амплитуд) (u), периодов свободных колебаний (T), скоростей (v) и ускорений (a).

В соответствии с указаниями § 203 при строгом подобии ($\alpha_\varepsilon = 1$) масштабные коэффициенты следует принимать по табл. 46.1 при законе Коши, причем $\alpha_u = \alpha_L$ и $\alpha_\sigma = \alpha_\varepsilon$. В случае же расширенного подобия ($\alpha_\varepsilon \neq 1$) $\alpha_u = \alpha_\varepsilon \alpha_L$ и $\alpha_\sigma = \alpha_\varepsilon \alpha_\varepsilon$, и пересчет с модели на природу осуществляется по соотношениям: для напряжений $\sigma = \alpha_\varepsilon \alpha_\varepsilon \sigma_1$; для перемещений (и амплитуд) $u = \alpha_\varepsilon \alpha_L u_1$; для периодов свободных колебаний $T = \alpha_L \sqrt{\alpha_\rho \alpha_\varepsilon / \alpha_\sigma} T_1$ или $T = \alpha_L \sqrt{\alpha_\rho / \alpha_\varepsilon} T_1$; для скоростей $v = (\alpha_L \alpha_\varepsilon / \alpha_T) v_1$ или $v = \alpha_\varepsilon \sqrt{\alpha_\varepsilon / \alpha_\rho} v_1$; для ускорений $a = (\alpha_L \alpha_\varepsilon / \alpha_T^2) a_1$ или $a = [\alpha_\varepsilon \alpha_\varepsilon / (\alpha_\rho \alpha_L)] a_1$.

В соответствии с работой [120] декременты затухания свободных колебаний подобных тел одинаковы.

4. Моделирование напряжений, возникающих в гидротехнических сооружениях от воздействия температур. При исследованиях решают температурную задачу и задачу изучения термонапряженного состояния.

Моделирование распределения температуры в сооружении выполняют на основе критериев Фурье $Fo = \alpha_0 T / L^2$, Био $Bi = \alpha_n L / \lambda$ (см. § 203) и Дамкелера $D = q L^2 / (\lambda t)$ (здесь q — количество тепла, приходящегося на единицу объема в единицу времени). При изучении тепловых процессов в эксплуатационный период используют критерии Фурье и Био; критерий Дамкелера используют при моделировании внутреннего источника тепла (например, экзотермии в строительный период). Если можно пренебречь тепловым сопротивлением и считать, что температуры на поверхности природы и модели равны температуре внешней среды ($\alpha_n = \alpha_{n1} \approx \infty$), т. е. граничные условия I и III рода равны, то в эксплуатационном случае достаточно выполнения критерия Фурье.

Моделирование напряжений и деформаций и пересчет на природу выполняют на основе соотношений (б) и (в). Из соотношения (в) имеем

$$\varepsilon / \varepsilon_1 = (\alpha t) / (\alpha_1 t_1) = \alpha_\varepsilon, \quad (46.50)$$

где α и α_1 — коэффициенты линейного теплового расширения материалов соответственно природы и модели.

Из критерия Фурье определяется масштаб времени: $\alpha_T = \alpha_L^2 / \alpha_\varepsilon$. Из критерия Био определяется масштаб коэффициента α_n : $\alpha_n = \alpha_L / \alpha_\varepsilon$. Из

выражения (46.50) определяется масштаб температур: $\alpha_t = \alpha_e (\alpha_1/\alpha)$; при строгом подобии $\alpha_t = \alpha_1/\alpha$.

5. Техника проведения экспериментальных исследований напряженного состояния и прочности на моделях. Ниже приводится описание техники проведения экспериментальных исследований на хрупких моделях. Исследования, проводимые методом фотоупругости, рассмотрены в работах [106, 254].

Исследования проводят обычно в два этапа: на первом этапе на модели определяют напряжения, деформации, перемещения, периоды собственных колебаний и другие величины, соответствующие нормальным эксплуатационным нагрузкам; на втором этапе модель доводят до разрушения. На основе исследований второго этапа оценивают коэффициент запаса и характер трещинообразования, позволяющий выявить наиболее слабые места конструкции (или основания). Доведение модели до разрушения можно осуществлять двумя способами: а) увеличением гидростатического давления при постоянном собственном весе (это соответствует в натуре подъему уровня воды в водохранилище выше нормального); б) пропорциональным увеличением гидростатического давления и собственного веса (это соответствует в натуре условиям понижения прочности материала). Оба способа условны, но представляют интерес для оценки работы комплекса «сооружение — основание».

Модели сооружений и оснований изготовляют из специальных низко модульных, низкопрочных материалов, подобных материалам натуре. Использование таких материалов позволяет при сравнительно небольших нагрузках на модель достаточно точно измерять деформации. Хрупкие материалы для моделей готовят обычно на основе гипсового или цементного вяжущего с различными добавками и наполнителями, позволяющими понизить модуль упругости, повысить удельный вес и т. п. Модули упругости таких материалов изменяются обычно от 8000 до 50 МПа; удельные веса от 8000 до 500 кгс/м³; получен также широкий диапазон температуропроводности, теплопроводности, коэффициентов линейного расширения и других характеристик.

Испытание моделей на статические воздействия проводят в стендах, представляющих собой мощные стальные или железобетонные рамы (или цилиндры). Размеры стендов зависят от задач исследований и связанного с этим геометрического масштаба моделирования. Высота моде-

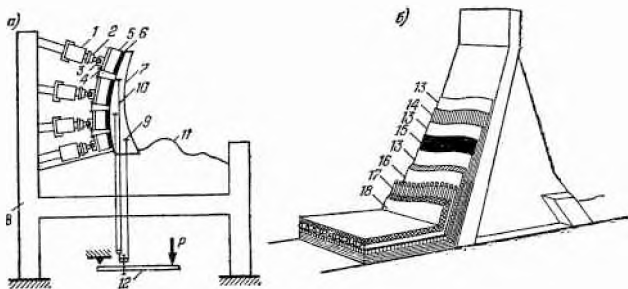


Рис. 46.8. Схемы испытаний на модели

а — статических; б — термонапряженного состояния; 1 — гидравлический домкрат; 2 — плунжер; 3 — шарнирная опора; 4 — закрепление штампов; 5 — гипсовый или деревянный штамп; 6 — резиновая прокладка; 7 — модель плотины; 8 — испытательный стенд; 9, 10 — анкер и тяга для моделирования собственного веса; 11 — модель основания; 12 — рычаг; 13 — стеклоткань; 14 — металлический распределительный экран; 15 — электропроводная графоткань; 16 — теплопроводная паста; 17 — теплосъемник; 18 — теплоизоляция

лей может изменяться от 0,2 до 8—9 м. Модели загружают гидравлическими домкратами, механическими устройствами или при достаточно низком модуле упругости материала модели тяжелой жидкостью (ртуть в резиновом мешке, хлористый цинк, хлористый кальций и др.). На рис. 46.8, а показано воспроизведение на модели гидростатической нагрузки (домкратами) и собственного веса (тягами). Собственный вес при сравнительно крупных масштабах моделей можно моделировать весом самого материала, а в моделях небольшого размера с помощью центрифуги.

Для воспроизведения сейсмических воздействий часто применяют сейсмоплатформы грузоподъемностью до 50 тс, оборудованные дебалансными вибраторами направленного действия, а также гидравлическими вибраторами (гидропульсаторами); возможно также создание сейсмических нагрузок применением небольших электродинамических вибраторов, прикрепляемых к поверхности модели. В стадии разработки находится методика моделирования сейсмических воздействий микровзрывами, создаваемыми с помощью ВВ, электроразрядов и др.

Тепловые процессы при исследовании термонапряженного состояния моделируют следующими способами: 1) помещением модели в ванну с трансформаторным маслом или водой, изменяющими свою температуру по заданному закону; 2) обогревом поверхности модели конвекцией с использованием паров сухого льда, горячего воздуха; 3) применением электронагревательных элементов совместно с теплоемниками или с обдувом поверхности модели вентиляторами. На рис. 46.8, б приведена нагревательная система, разработанная в МГМИ [171].

ГЛАВА 47

НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ *

§ 206. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Натурные исследования гидротехнических сооружений позволяют осуществлять контроль за их состоянием в процессе строительства и в период эксплуатации, проверять правильность тех или иных предположений, принятых при проектировании, и точность лабораторных испытаний, проведенных на моделях, корректировать и совершенствовать методы расчета и методы производства работ.

Натурные исследования подразделяют на *контрольные наблюдения* и *специальные исследования*.

Контрольные наблюдения в обязательном порядке проводят на всех гидротехнических сооружениях I—III классов капитальности с целью систематического контроля за их состоянием с самого начала строительства, своевременного выявления тех или иных дефектов в работе, назначения соответствующих ремонтных мероприятий и тем самым предотвращения возможной аварии, а также улучшения условий эксплуатации. К их числу относятся контроль за качеством материала, укладываемого в сооружение, наблюдения за осадками и перемещениями сооружений, за фильтрацией, за трещинообразованием в бетоне и его коррозией, за размывами в русле и другими факторами, непосредственно влияющими на нормальную работу сооружений и их надежность.

Специальные исследования проводят для проверки отдельных проектных положений и решения научных задач. Они предусматривают изучение тех вопросов, которые в настоящее время не могут быть решены достаточно надежно теоретически или экспериментально.

* Написано Н. Н. Розановым.

К таким исследованиям относятся, например, определение температурного режима и напряженно-деформированного состояния сооружений: проверка эффективности различных противофильтрационных мероприятий и новых типов креплений откосов каналов и плотин, многие проблемы неустановившегося движения жидкости, а также ряд других вопросов, которые в полной мере могут быть изучены только в натуральных условиях на действующих сооружениях. Для проведения специальных исследований в каждом отдельном случае составляют особую программу.

Наблюдения за возводимыми и эксплуатируемыми сооружениями ведут с помощью *контрольно-измерительной аппаратуры* (КИА), которую в зависимости от назначения устанавливают в грунте основания, на поверхности и внутри тела сооружения, а также на прилегающей территории. КИА может быть *съемной* (устанавливается на поверхности сооружения, в потернах, колодцах, скважинах) и *закладной* (устанавливается в основании или внутри тела сооружения в процессе его строительства). Свободного доступа к закладным приборам нет, поэтому в большинстве случаев они являются дистанционными — их показания передаются на прибор-приемник, расположенный в доступном месте, по проводам.

Наряду с инструментальными наблюдениями следует проводить и *визуальные осмотры*, позволяющие обнаружить отдельные дефекты или опасные явления в работе гидротехнических сооружений (осадки, подвижки, оползни, трещины, выходы фильтрационных вод на откосы грунтовых плотин или из основания в нижнем бьефе, размывы откосов, русла и берегов и т. д.).

Подготовка и проведение натуральных исследований — это сложная и дорогая работа, слагающаяся из следующих этапов: 1) разработка проекта натуральных исследований; 2) разработка конструкции и изготовление контрольно-измерительной аппаратуры; 3) установка аппаратуры в сооружение и организация наблюдений; 4) обработка и обобщение полученных данных.

В проекте натуральных исследований в зависимости от класса капитальности сооружения, его конструкции, инженерно-геологических условий, а также условий строительства и эксплуатации определяют состав и объем исследований, типы, число и схемы размещения контрольно-измерительной аппаратуры.

При наблюдениях за бетонными сооружениями определяют общие перемещения (вертикальные и горизонтальные перемещения, углы поворота и прогибы, раскрытие швов и трещин), температуру и влажность бетона и внешней среды, давление воды в порах и швах бетона, фильтрационное давление, деформации и напряжения в бетоне.

При наблюдениях за грунтовыми плотинами определяют вертикальные и горизонтальные перемещения сооружения, исследуют фильтрацию в теле плотины, основании и береговых примыканиях, проверяют качество работы дренажных и противофильтрационных устройств, состояние креплений откосов, определяют деформации экранов и диафрагм из негрунтовых материалов, поровое давление в элементах плотины из глинистого грунта и в глинистых пластах основания.

Состав наблюдений в зависимости от особенностей конструкции, условий эксплуатации и ответственности сооружения может быть ограничен или, наоборот, расширен.

§ 207. ВИДЫ НАТУРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ И ИСПОЛЬЗУЕМАЯ КОНТРОЛЬНО-ИЗМЕРИТЕЛЬНАЯ АППАРАТУРА

1. **Контроль за качеством материала при строительстве.** Целью этих исследований является определение состояния материала, укладываемого в сооружение, и своевременное выявление недостатков в его приго-

товлении. Полученные результаты используют для корректировки и улучшения технологии производства работ при строительстве, а также для разработки мероприятий, обеспечивающих надежную работу сооружения в случае нарушения его нормальной эксплуатации.

Качество материала контролируют путем отбора проб и последующего их испытания в лаборатории, а также различными методами без отбора проб.

Пробы отбирают в установленном проекте объеме из разрабатываемых карьеров грунта, из грунта, уложенного в возводимое сооружение, из бетона, изготовляемого на бетонном заводе, и т. д.

Грунтовые пробы испытывают в лаборатории методами, известными из курса механики грунтов. В первую очередь определяют плотность (объемную массу), влажность и зерновой состав, а в случае необходимости удельный вес, границы пластичности глинистых грунтов, коэффициент фильтрации, прочностные и деформативные характеристики и др.

Применительно к отдельным блокам бетонных сооружений проводят лабораторные определения активности цемента и его экзотермии, состава бетона, его механических характеристик (прочности на сжатие и растяжение, характеристик ползучести) и др.

Качество материала контролируют также различными методами непосредственно в сооружении (без отбора проб). К таким методам относятся, например, ультразвуковой метод определения прочности бетона, определение плотности грунта при помощи изотопов и методом пенетрации, определение коэффициента фильтрации уложенного грунта опытными наливками в шурфы и скважины и др.

2. Исследования гидравлики сооружений. Чаще всего выполняют следующие виды натуральных гидравлических исследований: а) изучение условий подхода водного потока к гидроузлу (определение значений, направлений и распределения скоростей, выявление изменений рельефа дна в верхнем бьефе); б) наблюдения за состоянием нижнего бьефа (размывы русл, состояние водосливных поверхностей, гасителей энергии, рисберм и др.); в) исследование условий гашения энергии в нижнем бьефе (изучение характера распределения скоростей и картины растекания потока в пределах гасителей энергии при различных режимах работы водосливных отверстий, определение гидродинамических нагрузок, воспринимаемых гасителями энергии, и др.); г) изучение гидравлических процессов при неустановившемся движении; д) исследование пропускной способности сооружений; е) изучение гидравлики шлюзов (выявление возможности более быстрого наполнения шлюзовых камер и изучение условий отстоя судов).

Для определения скоростей потока, направления течений, глубин, расходов воды используют приборы и способы, принятые в гидрометрии (поплавки, вертушки, флюгеры, речные и лимниграфные водомерные посты и др.).

В зимний период промеряют толщину ледяного покрова, замеряют давление льда на отдельные части сооружения (с этой целью в бетон закладывают специальные динамометры), изучают условия пропуска льда через водосливные отверстия (фотографирование, описание).

Пульсации гидродинамического давления водного потока в глубинных отверстиях плотин, на гасителях, водобое замеряют индуктивными датчиками и осциллографами, а среднее давление — пьезометрами.

Для измерения вибрации, возникающей в гидротехнических сооружениях (затворах, гасителях и др.) при воздействии пульсации потока, применяют специальные низкочастотные вибродатчики, устанавливаемые в подводных частях сооружений, и вибрографы.

В случае необходимости проводят исследования кавитации на элементах водобросных сооружений (глубинных затворах и др.).

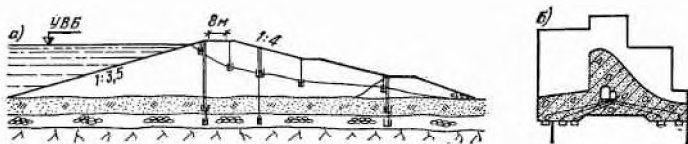


Рис. 47.1. Схемы установки пьезометров

а — в земляной плотине (открытые пьезометры); б — в бетонной плотине (напорные пьезометры)

3. Фильтрационные исследования. В бетонных сооружениях в основном проводят наблюдения за противодавлением в основании и фильтрацией через тело сооружения. В земляных плотинах должны быть установлены положение депрессионной поверхности, фильтрационный расход и распределение гидродинамического давления и скоростей фильтрации в теле сооружения и основании.

Наблюдения за положением депрессионной поверхности и фильтрационными давлениями в теле сооружения, его основании и берегах ведут с помощью *пьезометров*, которые устанавливают в характерных поперечных створах (рис. 47.1).

Пьезометры устанавливают в процессе строительства (закладные) или в собранном виде опускают в вертикальные или наклонные скважины диаметром 150—250 мм, пробуренные после частичного или полного возведения сооружения (опускные пьезометры). При кратковременных исследованиях земляных сооружений применяют также упрощенные забивные пьезометры [125, 234].

В зависимости от назначения пьезометры могут иметь различную конструкцию, однако они всегда состоят из трех основных частей: *водоприемника* с фильтром, предохраняющим его от заиления, *пьезометрической трубы* и *устья* — верхней части пьезометра с защитными приспособлениями.

Водоприемник представляет собой отрезок перфорированной металлической или пластмассовой трубы. Для наблюдения за положением депрессионной поверхности в земляных плотинах и береговых примыканиях устанавливают *сплошные пьезометры* (рис. 47.2, а), водоприемная часть которых имеет длину 3—4 м и всегда находится в зоне возможных колебаний депрессионной поверхности. В *точечных пьезометрах*, предназначенных для измерения фильтрационного давления в точке расположения водоприемника, последний перфорируется на участке длиной 20—30 см (рис. 47.2, б, г) либо выполняется в виде стакана из листового железа с перфорированным дном (рис. 47.2, в).

Для устройства пьезометрической трубы, соединяющей водоприемник с устьем пьезометра, используют обычно оцинкованные трубы диаметром 50—80 мм.

Устья пьезометров выводят на поверхность сооружения или в потери (см. рис. 47.1), защищая от возможных повреждений (помещают в шахту или отрезок трубы большого диаметра). Устья могут располагаться выше или ниже пьезометрической поверхности. Соответственно различают *открытые* и *напорные* (или *изливающиеся*) пьезометры. В открытых пьезометрах положение пьезометрической поверхности определяют путем измерения расстояния от верха трубы до уровня воды лотом-свистком, электрическим измерителем и др.; в напорных пьезометрах измеряют давление ртутными или пружинными манометрами. Для измерения дебита напорных пьезометров их устья оборудуют кра-нами.

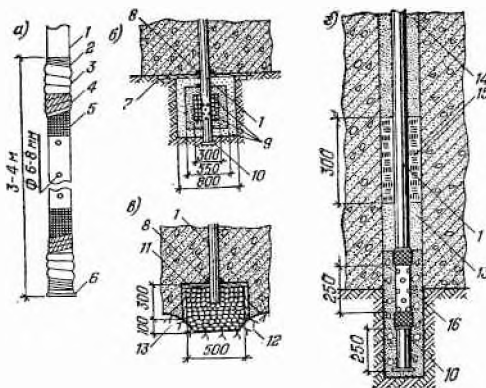


Рис. 47.2. Конструкция водоприемных частей пьезометров

а — сплошного, устанавливаемого для изучения фильтрации в земляных сооружениях; б — точечного, устанавливаемого в глинистом грунте; в — точечного, устанавливаемого в скальном основании; 2 — точечного опускного; 1 — труба пьезометра; 2 — обвязка из железной проволоки; 3 — мешковина; 4 — очес меха; 5 — латунная сетка; 6 — нижняя крышка; 7 — деревянный щит или бетонная плита; 8 — конопатка; 9 — слой фильтра; 10 — отстойник; 11 — деревянный или металлический ящик; 12 — фильтр из гравия; 13 — песок; 14 — цементный раствор; 15 — тампон из глины; 16 — фильтр

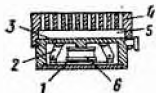


Рис. 47.3. Струнный пьезодинамометр конструкции В. П. Бомбичского

1 — измерительная струна; 2 — колок; 3 — мембрана; 4 — перфорированная крышка; 5 — вазелин; 6 — катушка электромагнита

Следует иметь в виду, что обычные точечные пьезометры практически непригодны для замера фильтрационного давления в малопроницаемых материалах (бетон, глинистые грунты с малым коэффициентом фильтрации), поскольку в таких условиях их наполнение будет происходить медленно и вследствие инерционности приборов замеренное фильтрационное давление может существенно отличаться от фактического в данный момент. В этих случаях, а также если применять пьезометры по каким-либо причинам неудобно, фильтрационное давление измеряют пьезодинамометрами (рис. 47.3).

Принцип действия этого прибора следующий. Фильтрационное давление передается на мембрану, защищенную от соприкосновения с грунтом или бетоном толстой перфорированной крышкой. Пространство между крышкой и мембраной заполнено вязкой жидкостью (вазелином, тавотом). Прогиб мембраны под давлением влечет за собой поворот колков, в результате чего изменяется натяжение натянутой между ними струны. При помощи электромагнита по команде, переданной с пульта управления по кабелю, можно измерить частоту собственных колебаний струны, зависящую от ее натяжения, а следовательно, от пьезометрического давления в точке расположения прибора. Зависимость между изменением частоты собственных колебаний струны и давлением на мембрану устанавливается предварительной тарировкой прибора.

Фильтрационный расход измеряют с помощью водомерных устройств, размещаемых в смотровых колодцах на дренажных линиях. Небольшие фильтрационные расходы измеряют объемным способом или водомерами, при расходах более 10 л/с используют мерные водосливы.

При измерении фильтрационного расхода периодически берут пробы воды для химического анализа и определения мутности (в земляных сооружениях). Результаты химического анализа позволяют судить об интенсивности выщелачивания бетона и вымывания солей из водорастворимых грунтов тела плотины или ее основания. Наличие в профиле

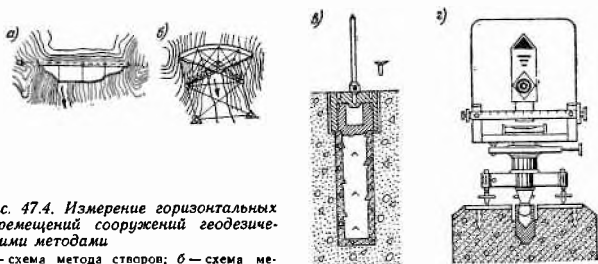


Рис. 47.4. Измерение горизонтальных перемещений сооружений геодезическими методами

а — схема метода створов; б — схема метода триангуляции; в — съемная визирная марка; г — подвижная марка

травящейся воде твердых частиц свидетельствует о проявлении процесса суффозии.

Скорости и направление фильтрационного потока чаще всего определяют путем пуска краски или с помощью радиоактивных изотопов, используя для этого установленные пьезометры.

4. Наблюдения за перемещениями сооружений.

а. Перемещения поверхностных точек. Перемещения точек, расположенных на поверхности сооружения (гребень плотины, бермы и пр.), измеряют геодезическими методами. *Вертикальные перемещения* (осадки) определяют путем периодического нивелирования поверхностных марок. Для нивелировки используют фундаментальные реперы опорной геодезической сети. *Горизонтальные перемещения* определяют методом визирования по створам, методом триангуляции или комбинированным методом.

Метод створов (рис. 47.4, а) (наиболее простой и точный метод) применяют при наблюдениях за горизонтальными перемещениями сооружений с прямолинейной осью. Для проведения наблюдений на берегах закладывают два неподвижных опорных пункта, которые служат для установки теодолита и визирной мишени. При наведении теодолита на мишень фиксируют оптический визирный створ. В этом створе на сооружении располагают ряд контрольных пунктов. Смещения контрольных пунктов из плоскости визирного створа определяют теодолитом путем измерения угла между съемными визирными марками (рис. 47.4, в), устанавливаемыми на них, и визирным створом или при помощи переносной подвижной марки. Подвижная марка (рис. 47.4, г) монтируется на базе теодолита и представляет собой визирную цель, которая может перемещаться при помощи микрометрического винта вдоль линейки в направлении, нормальном визирному створу. Горизонтальное перемещение определяют в этом случае отсчетом по линейке и барабану микрометрического винта, который берут после того, как ось визирной цели будет выведена в плоскость визирного створа.

Метод триангуляции состоит в определении горизонтальных перемещений визирных марок с помощью засечек теодолитом, устанавливаемым на неподвижные опорные пункты триангуляционной сети, разбиваемой в районе сооружения (рис. 47.4, б).

Комбинированный метод применяют при наблюдениях за плотинами, ось которых состоит из нескольких прямолинейных участков или ось которых прямолинейна, но отсутствует возможность надежного закрепления концов визирного створа. В этих случаях горизонтальные перемещения опорных пунктов, располагаемых в точках перелома оси плотины или на устоях, бычках, головах шлюзов и т. п., определяют триангуляцией, а промежуточных точек — методом визирования.

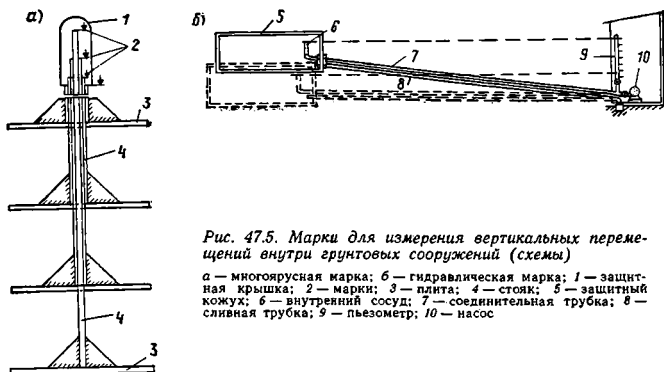


Рис. 47.5. Марки для измерения вертикальных перемещений внутри грунтовых сооружений (схемы)

а — многоярусная марка; б — гидравлическая марка; 1 — защитная крышка; 2 — марки; 3 — плиты; 4 — стояк; 5 — защитный кожух; 6 — внутренний сосуд; 7 — соединительная трубка; 8 — сливная трубка; 9 — пьезометр; 10 — насос

6. Перемещения точек, лежащих внутри тела земляных и каменно-земляных плотин. *Вертикальные перемещения* внутренних точек плотин и оснований и послойные осадки измеряют при помощи глубинных (одиночных или многоярусных) и гидравлических марок, закладываемых в сооружение в процессе его строительства.

Многоярусная глубинная марка (рис. 47.5, а) состоит из телескопической системы труб, свободно перемещающихся относительно друг друга, каждая из которых приварена к горизонтальной плите. Верхние концы труб выводят на поверхность и оборудуют марками. Плиты и жестко соединенные с ними трубы следуют за перемещениями грунта на уровне их закладки. Эти перемещения измеряют геометрическим нивелированием верхних концов труб.

Действие *гидравлической марки* (рис. 47.5, б) основано на принципе сообщающихся сосудов. Один из них в защитном кожухе помещают внутри плотины, так что он следует за деформациями последней, другой в виде пьезометра располагают на внешнем откосе плотины. Сосуды соединяют трубкой 7. При заполнении системы жидкостью с помощью насоса отметка верхнего обреза внутреннего сосуда фиксируется пьезометром. Жидкость, перелившаяся через верх внутреннего сосуда в защитный кожух, отводится наружу по сливной трубке 8.

Для измерения *перемещений в любом направлении* применяют *глубинные электромагнитные марки* (рис. 47.6). Прибор состоит из гибкой неэлектропроводной трубы, устанавливаемой в грунт сооружения в период строительства в вертикальном, горизонтальном или наклонном направлении. Трубу собирают из отдельных звеньев, соединяемых короткими патрубками, около которых в грунт заделывают металлические пластины. Положение этих пластин с точностью 3—4 мм фиксируется электромагнитным зондом, проходящим внутри трубы. Перемещение грунта вдоль оси трубы в точках, где заложены пластины, определяют сопоставлением положения пластин в различные моменты времени.

Наиболее полные данные о пространственных перемещениях точек внутри тела плотины можно получить с помощью наблюдательных колодцев и инклинометров.

Наблюдательные колодцы собирают из отдельных колец одновременно с возведением плотины. Между кольцами оставляют промежутки, что позволяет им свободно перемещаться, следуя за пространственными деформациями сооружения. На внутренней поверхности колец устанавли-

ливают марки. Изменение их положения в пространстве измеряют координатомерами относительно струны отвеса. Перемещения точки закрепления отвеса определяют геодезическими методами. Данные, полученные при таких наблюдениях, позволяют построить эпюры вертикальных и горизонтальных перемещений по высоте плотины, подсчитать послойные осадки грунта. Наблюдательные колодцы устраивают главным образом в каменнонабросных плотинах сравнительно небольшой высоты (Широковская плотина и др.); очень удобны они для наблюдений за поведением диафрагм из негрунтовых материалов. Такой колодец был установлен, например, в плотине Дюн-Валей (рис. 47.7). В некоторых случаях в стенках колодца предусматривают специальные окна, через которые в период эксплуатации сооружения можно отбирать образцы грунта для лабораторных испытаний.

Инклинометры, или, точнее, *инклинометрические установки* служат для измерения перемещений в высоких и сверхвысоких плотинах. В тело сооружения в процессе строительства закладывают гибкую вертикальную трубу, состоящую из отдельных звеньев, соединяемых муфтами большего диаметра, не препятствующими взаимным перемещениям звеньев. Нижние торцы звеньев служат марками, вертикальные перемещения которых определяют с помощью опускаемого с поверхности на мерном тросе зонда с защелками (рис. 47.8, а), фиксирующими положение марок. Горизонтальные перемещения определяют по углам наклона звеньев, измеряемым при помощи опускных зондов-инклинометров различных конструкций (маятникового типа, с фотографирующим устройством, с измерителем наклона при помощи системы струнных датчиков). На рис. 47.8, б показан инклинометр с тензодатчиками. Прибор состоит из корпуса с отжимной пружиной, обеспечивающей его соосность со звеном трубы, наклон которого измеряется. Внутри корпуса на пружине подвешен отвес. Изгиб пружины, возникающий при отклонении отвеса от вертикального положения, измеряется тензодатчиками. Деформация изгиба пересчитывается на угол наклона, по которому определяются горизонтальные перемещения. Направление плоскостей, в которых происходят горизонтальные перемещения отдельных звеньев, определяются угломером, устанавливаемым на верхнем торце гибкой трубы.

в. *Относительные перемещения в бетонных сооружениях.* Относительные горизонтальные перемещения по высоте сооружения измеряют при помощи *отвесов*, подвешиваемыхверху вертикальных колодцев. Отклонения нити отвеса от первоначального положения, замеряемые жестко установленными на различных уровнях координатомерами, характеризуют горизонтальные перемещения точки подвеса относительно соответствующего уровня.

Горизонтальные смещения отдельных секций бетонных сооружений могут быть определены *методом натянутой нити*: стальная нить горизонтально натягивается в потерне и жестко закрепляется в крайних секциях, относительно нее координатомерами отсчитываются смещения. Длина нити может достигать 500—600 м.

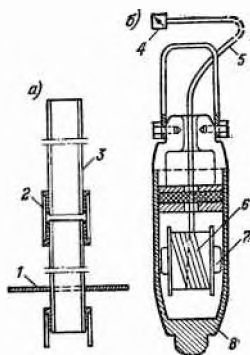


Рис. 47.6. Глубинная электромагнитная марка

а — общий вид (вертикальное направление); б — устройство зонда; 1 — металлическая пластина; 2 — соединительный патрубок; 3 — звено пластмассовой трубы; 4 — гальванометр; 5 — кабель; 6 — обмотка; 7 — магнит; 8 — корпус зонда

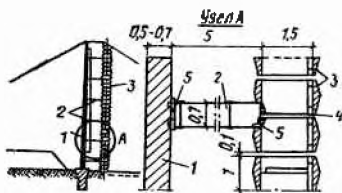
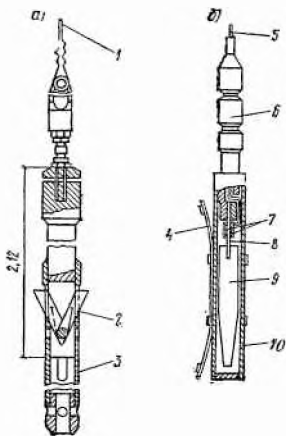


Рис. 47.7. Конструкция наблюдательного колодца в плите Дюн-Валей

1 — асфальтобетонная диафрагма; 2 — смотровые трубы; 3 — кольца колодца; 4 — прослойки из пластичного материала; 5 — марка для замера вертикальных и горизонтальных перемещений

Рис. 47.8. Конструкции зондов инклинометрических установок

а — зонд для замера вертикальных перемещений; б — зонд для замера горизонтальных перемещений (инклинометр); 1 — мерный трос; 2 — защелка; 3 — корпус; 4 — отжимная пружина; 5 — кабель; 6 — гибкие сочленения; 7 — тензодатчики; 8 — полосовая пружина; 9 — отвес; 10 — корпус



Для измерения углов наклона сооружений на нижней грани или в специальных нишах в потерне устанавливают *клинометры*. Прибор (рис. 47.9) представляет собой цилиндрический уровень, смонтированный на пластине, которая может вращаться вокруг оси. При помощи пружины пластина постоянно прижата к концу микрометричного винта. Угол наклона плоскости, на которой установлен клинометр, измеряется по шкале микрометричного винта после того, как уровень будет выведен в нулевое положение.

Для наблюдений за взаимными смещениями двух соседних частей сооружения чаще всего применяют *щелемеры* различных конструкций (одно-, двух- и трехосные).

Простейший одноосный щелемер для измерения перемещений в одном направлении, применяемый для наблюдений за раскрытием швов и трещин, представляет собой две марки в виде металлических штырей или уголков, жестко заделанных в бетон по обе стороны трещины или шва. Расстояние между марками измеряют штангенциркулем или, при небольших перемещениях, стационарно установленным индикатором часового типа (мессурой).

Если перемещения соседних секций сооружения, разделенных швом, возможны в любом направлении относительно друг друга, применяют трехосные щелемеры, позволяющие определять расстояния между марками и превышения одной марки над другой в трех направлениях.

При необходимости наблюдений за перемещением сооружения относительно основания или за взаимными перемещениями двух соседних секций в недоступных для непосредственных замеров местах используют закладные дистанционные щелемеры [280].

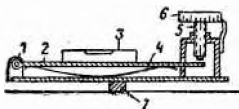
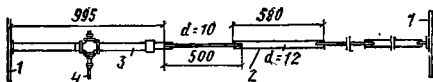


Рис. 47.9. Схема клинометра с уровнем

1 — ось; 2 — пластина; 3 — уровень; 4 — пружина; 5 — микрометричный винт; 6 — шкала; 7 — станина

Рис. 47.10. Экстензометр для измерения относительных деформаций

1 — пластина; 2 — подвижная система труб; 3 — линейный потенциометр; 4 — кабель



5. Исследования напряженного состояния сооружений. Измерение напряжений в бетонных и грунтовых сооружениях возможно двумя способами: 1) путем измерения деформаций материала и последующего пересчета их в напряжения методами теории упругости и пластичности; 2) путем непосредственного замера напряжений.

Деформации на поверхности бетона измеряют съемными тензотензотрами (точность измерения до 0,001 мм), а внутри него — закладными телетензотрами. Последние состоят из крестовин, заделываемых в бетон, которые передают его деформации на измерительное устройство того или иного типа [280], находящееся в защитном корпусе. Показания прибора по кабелю передаются на прибор-приемник. Наибольшее распространение получили струнные телетензотметры. В отличие от пьезодинамометров (см. рис. 47.3) их тарируют не на давление на мембрану прибора в килограмм-силах на сантиметр квадратный, а на деформацию его базы в микрометрах.

Для измерения относительных деформаций в толще грунта в любом направлении служат экстензометры (рис. 47.10). Прибор состоит из двух пластин, соединенных системой подвижных труб общей длиной 4—5 м. Взаимные смещения пластин передаются трубам и измеряются линейным потенциометром.

При исследовании плоского и пространственного напряженного состояния в одной точке устанавливают несколько телетензотметров или экстензометров. Приборы располагают в виде «розеток» по двум или трем взаимно перпендикулярным направлениям и по биссектрисам углов между ними.

При пересчете замеренных деформаций в напряжения методами теории упругости необходимо исключить из рассмотрения свободные объемные деформации и деформации ползуемости, не связанные с напряжениями по закону Гука, и правильно установить упругие характеристики материала, что весьма затруднительно. Это является основным недостатком изложенного метода.

Более надежен непосредственный замер напряжений, однако область применения приборов, предназначенных для этой цели, ограничивается определением только сжимающих напряжений.

В бетонных сооружениях устанавливают динамометры Карлсона, состоящие из двух дисков, сваренных по окружности, между которыми помещается тонкий слой ртути. В средней части одного из дисков устроена мембрана. Напряжения в бетоне воспринимаются дисками и через ртуть передаются на мембрану, вызывая в ней прогиб, который замеряется тензотензометром.

Для измерения напряжений в арматуре применяют струнные арматурные динамометры.

Полное напряжение в глинистом грунте определяют с помощью струнных грунтовых динамометров, которые отличаются от пьезодинамометров (см. рис. 47.3) только тем, что у них отсутствует перфорированная крышка. Напряжения в скелете грунта определяют как разность показаний грунтовых динамометров и пьезодинамометров для измерения порового давления, устанавливаемых в непосредственной близости.

Помимо рассмотренных выше видов натуральных исследований нередко важное значение имеют наблюдения за температурным режимом сооружений, за их поведением при сейсмических воздействиях и т. д. Темпе-

ратурный режим в бетонных сооружениях исследуют с помощью *теле-термометров*; для замеров температуры в основании и в теле плотин, расположенных в зоне вечной мерзлоты, используют *термометры*, опускаемые в термоскважины. Сейсмические колебания измеряют *сейсмографами*, *вибрографами* и т. п.

§ 208. ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ РАЗМЕЩЕНИЯ КОНТРОЛЬНО-ИЗМЕРИТЕЛЬНОЙ АППАРАТУРЫ

Число приборов и их размещение определяется целями намеченных исследований и характерными особенностями сооружения (его размер и ответственность, типом, конструктивными особенностями, геологическими и гидрогеологическими условиями в створе).

При составлении схемы размещения аппаратуры стремятся к тому, чтобы получить максимальную информацию о наблюдаемых процессах с помощью минимального числа приборов. Для этого приборы следует располагать в характерных точках. Они должны дополнять и контролировать друг друга. При выборе места расположения приборов важное значение имеет априорная информация (результаты наблюдений на аналогичных сооружениях, теоретические соображения, расчетные данные) о возможном характере изменения и значениях измеряемых параметров в различных зонах сооружения.

Для рационального размещения аппаратуры весьма перспективным является использование теории планирования эксперимента, с помощью которой в ряде случаев можно сократить число приборов или, сохраняя их число, увеличить объем получаемой информации о протекании наблюдаемого процесса [259].

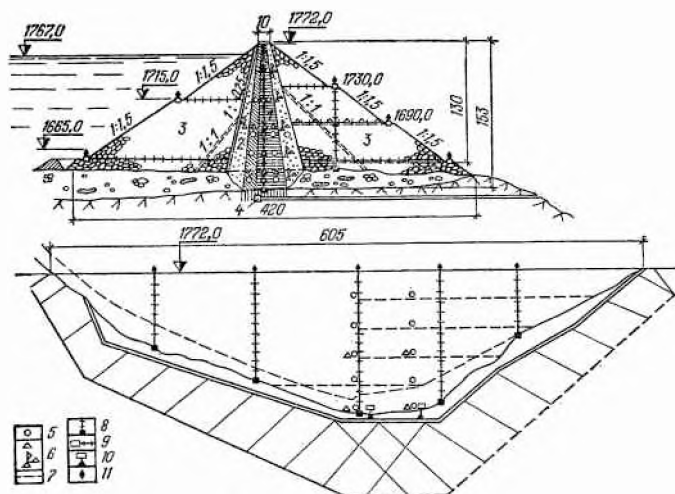


Рис. 47.11. Размещение контрольно-измерительной аппаратуры в каменно-земляной плотине Гепач (Австрия)

1 — ядро (делювий и валунная глина); 2 — переходные зоны; 3 — упорные призмы из камня; 4 — центральная измерительная станция; 5 — пьезодинамометры; 6 — грунтовые динамометры; 7 — соединительные трубки для подачи давления; 8 — инклинометрические установки; 9 — горизонтальные дистанционные марки; 10 — марки на скальном основании; 11 — поверхностные марки

Всю аппаратуру, по возможности, следует размещать в одном или в нескольких характерных измерительных сечениях сооружения (горизонтальных или вертикальных), где можно ожидать максимальных значений измеряемых параметров. В плоскости измерительных сечений аппаратуру группируют вдоль горизонтальных и вертикальных прямых (измерительных створов). Такая установка приборов упрощает и удешевляет проведение наблюдений, обеспечивая контроль над взаимосвязанными параметрами при обработке полученных результатов.

Пример размещения контрольно-измерительной аппаратуры в каменно-земляной плотине показан на рис. 47.11.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ НА ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ *

1. Гидростатическое и гидродинамическое давления воды определяют по известным формулам гидравлики.

Пульсационную нагрузку на крепление нижнего бьефа подсчитывают по формулам гл. 12.

2. Фильтрационное и взвешивающее давления (противодавление). Подробное описание способов их определения приведено в главах 3 и 4.

3. Волновые нагрузки на сооружения вертикального профиля. При определении волнового давления предварительно вычисляют возвышение свободной волновой поверх-

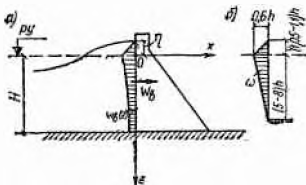


Рис. 1. Схема волновых нагрузок на сооружения вертикального профиля

ности η над расчетным уровнем воды РУ (рис. 1, а). При максимальном значении W_v значение η определяют по формуле

$$\eta = -h \cos \sigma t - (kh^2/2) \operatorname{ctg} kh \cos^2 \sigma t. \quad (1)$$

Для этого случая $\cos \sigma t = \lambda / [\lambda h (8\pi H/\lambda - 3)]$. Здесь h — высота волны, м; $\sigma = 2\pi/\tau$ — частота волны (τ — средний период волны, с); t — время, с; $k = 2\pi/\lambda$ — волновое число (λ — средняя длина волны, м); H — расчетная глубина, м.

Величины h , τ и λ определяют по [204] (см. гл. 13); для водохранилищ приближенно можно принимать $\lambda \approx (10..15) h$.

В глубоководной зоне при $H > 0,5 \lambda$ горизонтальная нагрузка W_h , тс/м, может быть определена по эпюре волнового давления. При этом W_h на глубине z вычисляется по формуле

$$W_h(z) = \gamma_w h e^{-kz} \cos \sigma t - \gamma_w (kh^2/2) e^{-2kz} \cos^2 \sigma t - \gamma_w (kh^2/2) (1 - e^{-2kz}) \cos 2\sigma t - \gamma_w (k^2 h^3/2) e^{-3kz} \cos 2\sigma t \cos \sigma t, \quad (2)$$

где γ_w — удельный вес воды, тс/м³.

Приближенно эпюра волнового давления площадью ω может быть построена [271] таким образом, как это изображено на рис. 1, б; тогда $W_h = \omega \gamma_w$.

Волновое давление обычно существенно меньше гидростатического.

Определение элементов волн и нагрузок для мелководной, прибойной и приурезовой зон выполняют по [204].

4. Давление льда на гидротехнические сооружения возникает: а) от движущихся ледяных полей (при ударе отдельных льдин); б) от остановившегося ледяного поля, наваливающегося на сооружения под воздействием воды и ветра); в) от зазорных масс льда; г) от сплошного ледяного покрова при его температурном расширении; д) от примерзшего к сооружению ледяного покрова при понижении или при повышении уровня воды.

а. Нагрузки от движущихся ледяных полей. Нагрузку на секцию сооружения при ударе отдельных льдин определяют или как силу удара $W_{л1}$, или как силу, при которой льдина разрушается, $W_{л2}$; в расчет принимают меньшую из них:

$$W_{л1} = 0,7 v_{л} h_{л} \sqrt{\Omega R_c}; \quad (3)$$

$$W_{л2} = 0,5 R_c b h_{л}, \quad (4)$$

где $v_{л}$ — скорость движения ледяного поля, м/с (для рек приближенно может быть принята равной скорости потока в реке; для водохранилищ — примерно 3% скорости ветра 1%-ной обеспеченности, но не более 1 м/с); $h_{л}$ — толщина льда, м, принимаемая равной 0,8 максимальной за зиму толщины льда обеспеченностью 1%; Ω — площадь ледяного поля, м²; R_c — предел прочности льда на сжатие (табл. 1); b — ширина секции, м.

* Написано Г. М. Кагановым.

Среднесуточная температура воздуха t , °С	Предел прочности пресного льда на сжатие R_c , тс/м ²	Среднесуточная температура воздуха t , °С	Предел прочности пресного льда на сжатие R_c , тс/м ²
0	45	-15	120
-3	75	-30	150

Примечания: 1. Значение t , °С, принимают за 1 сут до начала действия льда на сооружение при толщине льда до 0,5 м или за 6 сут при толщине льда более 0,5 м.

2. Предел прочности льда на изгиб $R_{из} = \frac{1}{4} R_c$, на раздробление $R_{р} = (2,5 \dots 1,2) R_c$ (2,5 при $b/h_{л} = 1$; 1,2 при $b/h_{л} = 20$).

При движении ледяного поля под углом $\theta \leq 80^\circ$ к фронту сооружения нагрузку уменьшают умножением на $\sin \theta$.

Нагрузку на ряд вертикальных опор (например бычков), расположенных на расстоянии l , м, друг от друга, при значениях b/l от 0,1 до 0,9 (b — толщина опоры) определяют или как силу $W_{лз}$, возникающую при прорезании опорами льда, или как силу $W_{л4}$; в расчет принимают меньшую из них:

$$W_{лз} = m_j R_p b h_{л}; \quad (5)$$

$$W_{л4} = 0,5 m_j R_c b h_{л} (2,5 - 1,5 b/l), \quad (6)$$

где m_j — коэффициент формы бычка (при прямоугольном очертании $m_j = 1$; при треугольном очертании с углами заострения $45-90^\circ$ $m_j = 0,54 \dots 0,69$; при очертании в виде многогранника $m_j = 0,9$); R_p — предел прочности льда на раздробление (см. примеч. табл. 1).

б. **Нагрузка от остановившегося ледяного поля, наваливающегося на сооружения под воздействием воды и ветра, определяется по формуле**

$$W_{л5} = (p_1 + p_2 + p_3 + p_4) \Omega, \quad (7)$$

где $p_1 = 5 \cdot 10^{-4} v_{в}^2$; $p_2 = 0,05 h_{лв}^2 / L_{л}$; $p_3 = 0,92 h_{л} i_{л}$; $p_4 = 2 \cdot 10^{-4} w_{м}^2$ [здесь $v_{в}$ — скорость течения воды подо льдом обеспеченностью 1% из максимальных средних значений в период навала льда, м/с; $L_{л} \approx 3 B$ — средняя длина ледяного поля, м, по направлению потока (B — ширина реки); $i_{л}$ — уклон поверхности потока; $w_{м}$ — максимальная скорость ветра в период ледохода обеспеченностью 1%, м/с].

в. **Нагрузки на сооружения от зазорных масс льда. Нагрузка при прорезании опорой зазорной массы льда**

$$W_{л6} = 12 m_j b h_{зж}, \quad (8)$$

где $h_{зж}$ — расчетная толщина зазора, м, принимаемая по ледотермическому режиму, но не более 80% средней глубины потока при расходе воды зазорного периода.

Нагрузка при навале зазорных масс льда на сооружение

$$W_{л7} = B L_{зж} (4 p_1 + p_2 + p_3 + p_4), \quad (9)$$

где B — длина участка сооружения, м, на уровне воздействия зазорных масс; $L_{зж}$ — длина зазора, м (примерно полторы ширины реки в створе сооружения); p_1-p_4 — см. экспликацию формулы (7).

г. **Давление ледяного покрова при его температурном расширении $W_{л8}$ определяют в соответствии с [204]. Для ориентировочных подсчетов можно принимать $W_{л8} \approx (15 \dots 20) h_{л}$, тс/1 м длины плотины. Для особо суровых зимних условий (например, для Якутии) $W_{л8} \approx 30 h_{л}$.**

д. **Нагрузки от примерзшего к сооружению ледяного покрова определяют по [204].**

Равнодействующая ледовой нагрузки приложена в точке, расположенной на $0,3 h_{л}$ ниже расчетного уровня воды.

5. **Горное давление может быть определено известными методами [70, 238]. См. также гл. 27.**

6. **Давление наносов с учетом взвешивания водой частиц грунта может быть определено в соответствии с [128] по формуле**

$$W_{н} = (\gamma_{н} h_{н}^2 / 2) \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi_{н} / 2), \quad (10)$$

где $\gamma_{н} = \gamma_1 (1 - \mu)$ (здесь γ_1 — удельный вес скелета наносов в сухом состоянии, равный для песчаных и супесчаных наносов $1,3$ тс/м³, а при полном уплотнении $1,4$ тс/м³ при $\varphi_{н}$ равно соответственно $16-18$ и $20-22^\circ$; для глинистых наносов $\gamma_1 = 1,3$ тс/м³ при $\varphi_{н} = 12 \dots 14^\circ$); $h_{н}$ — высота слоя отложений наносов; $\varphi_{н}$ — угол трения отложившихся наносов.

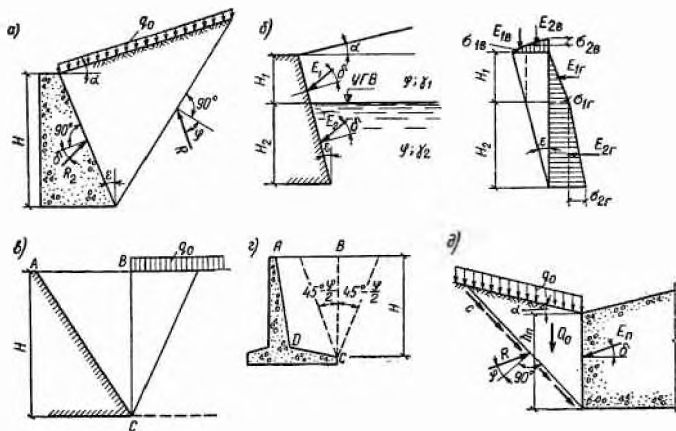


Рис. 2. Схемы к расчету давления грунта

7. Сейсмические нагрузки и температурные воздействия подробно рассмотрены в главах 8 и 23.

8. Давление грунта. Боковое давление грунта подразделяют на три вида: а) активное E_a (возникает при перемещении стенки в сторону от грунта; его расчет основан на предположении об образовании призмы обрушения за стенкой); б) пассивное E_p (возникает при перемещении стенки в сторону грунта; представляет собой реактивное сопротивление грунта при «навале» стенки на грунт); в) давление грунта состояния покоя E_0 (возникает при практически неподвижных относительно грунта стенках, например при массивных стенках на скальных основаниях; стенку считают условно-неподвижной, если горизонтальные перемещения точек тыловой грани меньше $1/5000$ высоты стенки). Горизонтальные перемещения стенок и устоев плотин возникает в связи с деформациями сооружения и основания при действии внешних нагрузок, а также от изменений температуры.

а. Активное давление грунта. Активное давление несвязных грунтов зависит от типа стенок, которые подразделяют на *непологие* и *пологие*. Стенку считают пологой, если угол, образуемый ее тыловой гранью с вертикалью, $e > e_0$; здесь

$$e_0 = \arctg \left[\frac{1 - \lambda_a}{2 \operatorname{tg} \delta} \pm \sqrt{\left(\frac{1 - \lambda_a}{2 \operatorname{tg} \delta} \right)^2 - \lambda_a} \right], \quad (11)$$

где $\lambda_a = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)$; δ — угол отклонения активного или пассивного давления от нормали к стенке (рис. 2, а); приближенно можно принимать $\delta = \varphi/2$ (здесь φ — угол внутреннего трения). При весьма шероховатых гранях $\delta = \varphi$; при относительно гладких гранях $0,5\varphi \leq \delta \leq 0,75\varphi$; при мелкозернистых водонасыщенных песках и вибрационных нагрузках, а также при применении битумных обзоков $\delta = 0$.

При $\delta = \varphi/2$ и $\varphi = 15, 20, 25, 30$ и 40° e_0 равно соответственно $71^\circ, 69^\circ 50', 68^\circ 10', 67^\circ$ и 63° .

При $e_0 > 65^\circ$ стенку в большинстве случаев можно считать пологой.

Активное давление грунта на непологие стенки при $\alpha \leq \varphi$

$$E_a = 0,5 \gamma_{ск} H^2 \lambda_a, \quad (12)$$

где $\gamma_{ск}$ — удельный вес скелета грунта в состоянии естественной влажности; λ_a — коэффициент бокового (активного) давления грунта;

$\lambda_a = [\cos^2 (\varphi - e)] / [(1 + \sqrt{z})^2 \cos^2 e \cos (\varepsilon + \delta)]$; здесь $z = [\sin (\varphi + \delta) \sin (\varphi - \alpha)] / [\cos (\varepsilon + \delta) \cos (\varepsilon - \alpha)]$.

Горизонтальная и вертикальная составляющие давления грунта:

$$E_{a,h} = E_a \cos (\varepsilon + \delta); \quad E_{a,v} = E_a \sin (\varepsilon + \delta). \quad (13)$$

Горизонтальная и вертикальная составляющие интенсивности давления грунта на глубине H от верха засыпки

$$\sigma_{a,h} = \gamma_{ск} H \lambda_a \cos (\varepsilon + \delta); \quad \sigma_{a,v} = \gamma_{ск} H \lambda_a \sin (\varepsilon + \delta). \quad (14)$$

Влияние равномерно распределенной нагрузки q_0 на поверхности грунта учитывают умножением активного давления на коэффициент

$$\Phi = 1 + 2q_0/[\gamma_{\text{ск}} H (1 + \text{tg} \epsilon \text{tg} \alpha)]. \quad (15)$$

Ординаты эпюр горизонтальной и вертикальной составляющих интенсивности давления грунта при наличии грунтовых вод (рис. 2, б) определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{1p} &= \gamma_1 H_1 \lambda_a \cos(\epsilon + \delta); & \sigma_{2r} &= \gamma_2 H_2 \lambda_a \cos(\epsilon + \delta); \\ \sigma_{1b} &= \gamma_1 H_1 \lambda_a \sin(\epsilon + \delta)/\text{tg} \epsilon; & \sigma_{2b} &= \gamma_2 H_2 \lambda_a \sin(\epsilon + \delta)/\text{tg} \epsilon. \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

Давление воды на стенку определяют по формулам гидростатики.

Активное давление грунта на пологие стенки может быть приближенно определено для вертикальной плоскости BC , проходящей через нижнюю кромку пологого участка (рис. 2, в) при $\delta=0$. К вертикальной составляющей давления грунта относится вес приемы грунта над пологим участком. Горизонтальная составляющая равна:

$$E_{a,r} = 0,5 \gamma_{\text{ск}} H^2 \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2). \quad (17)$$

Активное давление грунта на уголкового стенки. Для приближенных расчетов горизонтальную составляющую давления грунта можно принимать действующей на вертикальную плоскость CB (см. рис. 2, г) и направленной горизонтально ($\delta=0$). Ее определяют по формуле (17). К вертикальной составляющей давления грунта относится его вес в контуре $ABCD$. Более подробно этот вопрос изложен в [16, 207].

Активное давление на наклонную стенку связных грунтов определяют с учетом сцепления по формуле

$$E_a = E_{a\varphi} - E_{a\varphi c}. \quad (18)$$

При $\alpha=0$

$$E_{a\varphi} = 0,5 \gamma_{\text{ск}} H^2 \lambda_a; \quad (19)$$

$$E_{a\varphi c} = \frac{cH}{\text{tg} \varphi \cos \delta \cos \epsilon} (1 - \lambda_a \cos \delta \cos \epsilon) + \frac{c^2}{2\gamma_{\text{ск}} \lambda_a \text{tg}^2 \varphi \cos^2 \epsilon \cos^2 \delta} (1 - \lambda_a \cos \delta \cos \epsilon)^2, \quad (20)$$

Значение δ рекомендуется принимать меньше $\varphi/2$, рассматривая возможность его снижения до 0.

б. Пассивное давление грунта. Различают пассивное давление грунта с выпором (предполагается, что при перемещении стенок в сторону грунта происходит выпор по плоской поверхности) и без выпора. При ориентировочных подсчетах для связных и несвязных грунтов засыпки в случае отсутствия данных о величине перемещений стенки можно определять пассивное давление с выпором по формуле (рис. 2, д)

$$E_p = (0,5 \gamma_{\text{ск}} h_n^2 + q_0 h_n) \lambda_p, \quad (21)$$

где h_n — глубина от поверхности выпираемого грунта до подошвы сооружения; $\lambda_p = \text{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2)$; для указанных ориентировочных подсчетов можно принимать $\lambda_p = 1$.

в. Давление грунта состояния покоя (на практически неподвижные подпорные стенки) определяют по формуле

$$E_0 = 0,5 \gamma_{\text{ск}} H^2 [1 + 2q_0/(\gamma_{\text{ск}} H)] \lambda_0, \quad (22)$$

где $\lambda_0 = \nu/(1-\nu)$ (здесь ν — коэффициент Пуассона), принимаемая приближенно равной 0,7 для глины, 0,5 для суглинка и 0,4 для песка.

**ПРИЛОЖЕНИЕ II. ТАБЛИЦЫ ДЛЯ РАСЧЕТОВ ОСАДОК ОСНОВАНИЙ
ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ ***

Таблица 1

Значения коэффициента k в формуле (9.7)

r/z	k	r/z	k	r/z	k	r/z	k	r/z	k
0	0,478	0,8	0,139	1,7	0,016	2,6	0,0029	3,5	0,0007
0,05	0,475	0,9	0,108	1,8	0,0129	2,7	0,0024	3,6	0,0007
0,1	0,466	1	0,084	1,9	0,0105	2,8	0,0021	3,7	0,0006
0,2	0,433	1,1	0,0658	2	0,0085	2,9	0,0017	3,8	0,0005
0,3	0,385	1,2	0,0513	2,1	0,007	3	0,0015	3,9	0,0005
0,4	0,329	1,3	0,0402	2,2	0,0058	3,1	0,0013	4	0,0004
0,5	0,273	1,4	0,0317	2,3	0,0048	3,2	0,0011	4,5	0,0002
0,6	0,221	1,5	0,0251	2,4	0,004	3,3	0,0010	5	0,0001
0,7	0,176	1,6	0,02	2,5	0,0034	3,4	0,0009	6	0,0001

Таблица 2

Значения коэффициента k_0 в формуле (9.9)

$\beta=z/b$	Значения k_0 при отношении сторон прямоугольника $\alpha=l/b$							
	1	1,5	2	3	6	10	20	плоская задача
0,25	0,898	0,904	0,908	0,912	0,934	0,94	0,96	0,96
0,5	0,696	0,716	0,734	0,762	0,789	0,792	0,82	0,82
1	0,386	0,428	0,47	0,5	0,518	0,522	0,549	0,55
1,5	0,194	0,257	0,288	0,348	0,36	0,373	0,397	0,4
2	0,114	0,157	0,118	0,24	0,268	0,279	0,308	0,31
3	0,058	0,076	0,108	0,147	0,18	0,188	0,209	0,21
5	0,008	0,025	0,04	0,076	0,096	0,106	0,129	0,13

Таблица 3

Значения коэффициентов эквивалентного слоя AK в формуле (9.20)

$\alpha=l/b$	$AK_{ц.г}$	$AK_{0 ж}$	$AK_{0 а. ж}$	$AK_{ц.г}$	$AK_{0 ж}$	$AK_{0 а. ж}$	$AK_{ц.г}$	$AK_{0 ж}$	$AK_{0 а. ж}$
	$\mu=0,1$			$\mu=0,2$			$\mu=0,25$		
	1	1,13	0,96	0,89	1,2	1,01	0,94	1,26	1,07
1,5	1,37	1,16	1,09	1,45	1,23	1,15	1,53	1,3	1,21
2	1,55	1,31	1,23	1,63	1,39	1,3	1,72	1,47	1,37
3	1,81	1,55	1,46	1,9	1,63	1,54	2,01	1,73	1,62
4	1,99	1,72	1,63	2,09	1,81	1,72	2,21	1,92	1,81
5	2,13	1,85	1,74	2,24	1,95	1,84	2,37	2,07	1,94
6	2,25	1,98	—	2,37	2,09	—	2,5	2,21	—
7	2,35	2,06	—	2,47	2,18	—	2,61	2,31	—
8	2,43	2,14	—	2,56	2,26	—	2,7	2,4	—
9	2,51	2,21	—	2,64	2,34	—	2,79	2,47	—
≥ 10	2,58	2,27	2,15	2,71	2,4	2,26	2,85	2,54	2,38

Продолжение табл. 3

$\alpha=l/b$	$AK_{ц.г}$	$AK_{0 ж}$	$AK_{0 а. ж}$	$AK_{ц.г}$	$AK_{0 ж}$	$AK_{0 а. ж}$	$AK_{ц.г}$	$AK_{0 ж}$	$AK_{0 а. ж}$
	$\mu=0,3$			$\mu=0,35$			$\mu=0,4$		
	1	1,37	1,17	1,08	1,58	1,34	1,24	2,02	1,71
1,5	1,66	1,4	1,32	1,91	1,61	1,52	2,44	2,07	1,94
2	1,88	1,6	1,49	2,16	1,83	1,72	2,76	2,34	2,2
3	2,18	1,89	1,76	2,51	2,15	2,01	3,21	2,75	2,59
4	2,41	2,09	1,97	2,77	2,39	2,26	3,53	3,06	2,9

* Написано Н. Н. Розановым.

$\alpha=l/b$	$AK_{ц.г}$	$AK_{0 ж}$	$AK_{0 а. ж}$	$AK_{ц.г}$	$AK_{0 ж}$	$AK_{0 а. ж}$	$AK_{ц.г}$	$AK_{0 ж}$	$AK_{0 а. ж}$
	$\mu=0,3$			$\mu=0,35$			$\mu=0,4$		
5	2,58	2,25	2,11	2,96	2,57	2,42	3,79	3,29	3,1
6	2,72	2,41	—	3,14	2,76	—	4	3,53	—
7	2,84	2,51	—	3,26	2,87	—	4,18	3,67	—
8	2,94	2,61	—	3,36	2,98	—	4,32	3,82	—
9	3,03	2,69	—	3,49	3,08	—	4,46	3,92	—
≥ 10	3,12	2,77	2,6	3,58	3,17	2,98	4,58	4,05	3,82

Таблица 4

Значения коэффициентов Q и N для вычисления осадков как функции времени [формулы (9.23) и (9.24)]

$Q=S_t/S$	Значения N для случая			$Q=S_t/S$	Значения N для случая		
	0	1	2		0	1	2
0,05	0,005	0,06	0,002	0,55	0,59	0,84	0,32
0,1	0,02	0,12	0,005	0,6	0,71	0,95	0,42
0,15	0,04	0,18	0,01	0,65	0,84	1,1	0,54
0,2	0,08	0,25	0,02	0,7	1	1,24	0,69
0,25	0,12	0,31	0,04	0,75	1,18	1,42	0,88
0,3	0,17	0,39	0,06	0,8	1,4	1,64	1,08
0,35	0,24	0,47	0,09	0,85	1,69	1,93	1,36
0,4	0,31	0,55	0,13	0,9	2,09	2,35	1,77
0,45	0,39	0,63	0,18	0,95	2,8	3,17	2,54
0,5	0,49	0,73	0,24	1	∞	∞	∞

Таблица 5

Значения коэффициента I в формуле (9.25) (для сочетания случаев 0—1)

v	I	v	I
0	1	0,6	0,27
0,1	0,84	0,7	0,19
0,2	0,69	0,8	0,12
0,3	0,56	0,9	0,06
0,4	0,46	1	1
0,5	0,36		

Таблица 6

Значения коэффициента I' в формуле (9.25) (для сочетания случаев 0—2)

v	I'	v	I'
1	1	6	0,34
1,5	0,83	7	0,3
2	0,71	8	0,27
2,5	0,62	9	0,25
3	0,55	10	0,23
3,5	0,5	12	0,2
4	0,45	15	0,17
4,5	0,42	20	0,13
5	0,39		

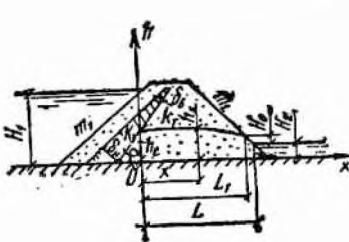
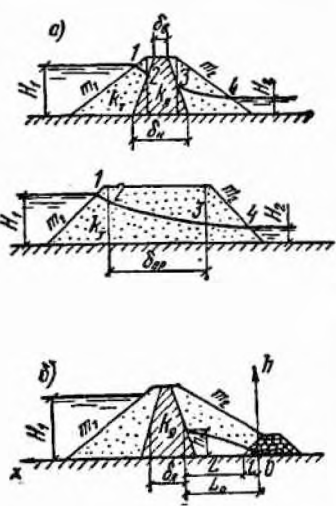
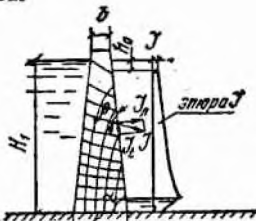
ПРИЛОЖЕНИЕ III. ФОРМУЛЫ ДЛЯ ФИЛЬТРАЦИОННЫХ РАСЧЕТОВ ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН *

Принятые обозначения:

q — удельный фильтрационный расход в плотине;
 h_x — текущая координата депрессионной кривой;
 H_0 — высота высачивания фильтрационного потока;
 $k_T, k_{я}, k_{э}, k_{осн}$ — коэффициент фильтрации соответственно тела плотины, ядра, экрана и основания.

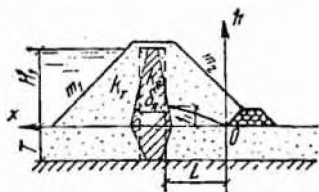
Расчетные схемы	Расчетные формулы
Плотины на водонепроницаемом основании	
<p>1. Плотина однородная без дренажа</p>	<p>Неизвестные q и H_0 определяют из системы двух уравнений:</p> $\left. \begin{aligned} q &= k_T \frac{H_1^2 - H_2^2}{2(\Delta L_B + L - m_2 H_0)}; \\ q &= k_T \frac{H_2}{m_2 + 0,5} \end{aligned} \right\} \quad (1)$ <p>где $\Delta L_B = m_1 H_1 / (2m_1 + 1)$.</p> $h_x = \sqrt{H_1^2 - \frac{H_1^2 - H_2^2}{L - m_2 H_2} x}. \quad (2)$
<p>2. Плотина однородная с дренажным банкетом</p>	$q = k_T \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_p}. \quad (3)$ <p>где $L_p = L + \Delta L_B + \Delta L_H$; $\Delta L_B = m_1 H_1 / (2m_1 + 1)$; $\Delta L_H = m_1' H_2 / 3$.</p> $H_0 = f(m_1') q / k_T - H_2, \quad (4)$ <p>где $f(m_1') = 0,36$ при $m_1' = 1$ и $f(m_1') = 0,28$ при $m_1' = 1,5$; при $f(m_1') q / k_T \leq H_2$ следует принимать $H_0 = 0$.</p> $h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - x + \Delta L_H) + (H_2 - H_0)^2}. \quad (5)$ <p>Кривую депрессии исправляют визуально в зонах, где $h_x \geq H_1 - q/k_T$ и $h_x \leq H_2 + q/k_T$.</p>
<p>3. Плотина однородная с наклонным дренажем</p>	$q = k_T \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_p}, \quad (6)$ <p>где $L_p = L + \Delta L_B$; $\Delta L_B = m_1 H_1 / (2m_1 + 1)$.</p> $H_0 = a + \sqrt{a^2 + \frac{m_2}{2f(m_2)} H_2 \frac{q}{k_T}}, \quad (7)$ <p>где $a = 0,5 f(m_2) q / k_T - 0,5 \{1 + m_2 / 2 [f(m_2)]^2\} H_2$; $f(m_2) = H_0 k_T / q$.</p> $h_x = \sqrt{(2q/k_T)(L - x - m_2 H_0) + (H_2 + H_0)^2}. \quad (8)$ <p>Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $h_x \geq H_1 - q/k_T$.</p>

* Написано Н. Н. Розановым.

Расчетные схемы	Расчетные формулы
<p>4. Плотина с экраном без дренажа</p> 	<p>Неизвестные q, h_e и h_x определяют из системы трех уравнений:</p> $\left. \begin{aligned} q &= k_T \frac{H_1^2 - h_e^2 - z^2}{2n\delta_3 \sin \alpha}; \\ q &= k_T \frac{h_e^2 - h_x^2}{2x}; \\ q &= k_T \frac{h_e^2 - h_1^2}{2L_1}; \end{aligned} \right\} \quad (9)$ <p>где $z = \delta_3 \cos \alpha$; $n = k_2/k_3$; $\delta_3 = (\delta_H - \delta_B)/2$;</p> $h_1 = H_2 + L/m_2 - \sqrt{(L/m_2)^2 - (h_e - H_2)^2};$ $L_1 = L - m_2 h_1.$ $h_x = \sqrt{h_e^2 - \frac{h_e^2 - H_0^2}{4} x}. \quad (10)$
<p>5. Плотина с ядром</p> 	<p>а) Плотину приводят к однородной виртуальным способом, имея в виду, что</p> $\delta_{пр} = \delta_я k_T/k_я; \quad \delta_я = (\delta_B + \delta_H)/2.$ <p>б) Без большой погрешности расчет можно ограничить построением депрессионной кривой за ядром и определением фильтрационного расхода:</p> $h_1 = H_1 / \sqrt{1 + \frac{k_T}{k_я} \frac{\delta_я}{L}}; \quad (11)$ $h_x = h_1 \sqrt{x/L_0}, \quad (12)$ <p>где $L_0 = L + l$; $l = h_2/2$ (величиной l можно пренебречь, тогда $L_0 = L$); $h_2 = \sqrt{L^2 + h_1^2} - L$.</p> $q = k_T H_1^2 / \left[2L \left(1 + \frac{k_T}{k_я} \frac{\delta_я}{L} \right) \right]. \quad (13)$
<p>6. Каменно-земляная плотина с высоким тонким ядром</p> 	<p>Понижение кривой депрессии при $L/H_1 < 0,5$</p> $h_0 = 0,65 b / [1 - \text{tg}(\pi/2 - \alpha)]. \quad (14)$ <p>Градиенты фильтрационного потока при его выходе на низовую поверхность ядра:</p> $J_t = \sin \alpha; \quad (15)$ $J_n = \sin \alpha \text{ tg } \beta; \quad (16)$

Расчетные схемы	Расчетные формулы
	$J = \sin \alpha / \cos \beta, \quad (17)$ <p>где β берется из гидродинамической сетки, построенной графическим методом.</p> $q = k_T \Omega, \quad (18)$ <p>где Ω — площадь эпюры J.</p>

7. Плотина с ядром, доведенным до водоупора



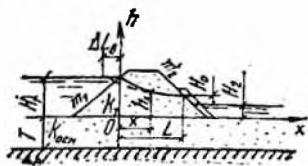
$$h = \sqrt{T^2 + (H_1^2 + 2H_1T) \left(1 + \frac{k_T}{k_R} \frac{\delta_{я}}{L}\right)} - T; \quad (19)$$

$$q = k_T \frac{(h+T)^2 - T^2}{2L}; \quad (20)$$

$$h_x = h \sqrt{x/L}. \quad (21)$$

Плотины на водопроницаемом основании конечной мощности

8. Плотина однородная с наклонным дренажем ($k_T < k_{осв}$)



Неизвестные q и H_0 определяют из системы двух уравнений:

$$\left. \begin{aligned} q &= k_T \frac{H_1^2 - (H_0 + H_2)^2}{2[L_p - m_2(H_0 + H_2)]} + \\ &+ k_{осв} T \frac{H_1 - (H_0 + H_2)}{L_p - (0,5 + m_2)(H_0 + H_2)}; \\ q &= k_T \frac{H_0}{0,5 + m_2} \left(1 + \frac{H_2}{\alpha_m H_2 + H_0}\right) + \\ &+ k_{осв} T \frac{H_0}{(0,5 + m_2)(H_0 + H_2) + 0,4T}, \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

где $L_p = L + \Delta L_B$; $\Delta L_B = \frac{\sigma \alpha_3 + \alpha_1 \alpha_2}{\sigma + \alpha_1}$;

$$\sigma = \sqrt{k_{осв}/k_T}; \quad \alpha_1 = 2m_1 \frac{H_1 - H_2}{T} + \frac{1,32}{m_1} - 1;$$

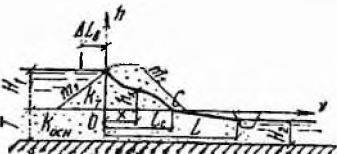
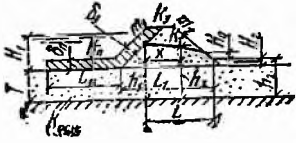
$$\alpha_2 = \frac{m_1(H_1 - H_2)}{2m_1 + 1}; \quad \alpha_3 = m_1(H_1 - H_2) + 0,4T;$$

$$\alpha_m = m_2/[2(0,5 + m_2)^2]$$

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - m_2 H_0 + x) + \left(\frac{k_{осв}}{k_T} T + H_2 + H_0\right)^2} - \frac{k_{осв}}{k_T} T. \quad (23)$$

Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где

$$\left(h_x + \frac{k_{осв}}{k_T} T\right) > \left(H_1 + \frac{k_{осв}}{k_T} T\right) - \frac{q}{k_T}.$$

Расчетные схемы	Расчетные формулы
<p>9. Плотина однородная с дренажной канавой в нижнем бьефе (уровень грунтовых вод ниже подошвы плотины)</p> 	$q = k_T \frac{H_1^2}{2(\Delta L_B + l_c)} + k_{осн} T \frac{H_1}{(\Delta L_B + l_c)}, \quad (24)$ <p>где $l_c = \frac{\frac{k_{осн}}{k_T} [2H_1 T L - (T^2 - H_2^2) \Delta L_B] + H_1^2 L}{\frac{k_{осн}}{k_T} (2H_1 T + T^2 - H_2^2) + H_1^2}$;</p> $\Delta L_B = m_1 H_1 / (2m_1 + 1).$ <p>С левой стороны от точки С:</p> $h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (l_c - x) + \left(\frac{k_{осн}}{k_T} T\right)^2} - \frac{k_{осн}}{k_T} T. \quad (25)$ <p>Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где</p> $\left(h_x + \frac{k_{осн}}{k_T} T\right) \geq \left(H_1 + \frac{k_{осн}}{k_T} T\right) - \frac{q}{k_T}.$ <p>С правой стороны от точки С:</p> $h_x = \sqrt{T^2 - (T^2 - H_2^2) \frac{x - l_c}{L - l_c}} - T. \quad (26)$
<p>10. Плотина с экраном и понуром ($k_{осн} = k_T$)</p> 	$q = \frac{k_{осн} \Delta}{\Phi} + \frac{k_3 (1 + m_1^2) \Delta (2H_1 - \Delta)}{2\delta_3}, \quad (27)$ <p>где $\Delta = \frac{B - \sqrt{B^2 - AC}}{A}$;</p> $B = \frac{H_1 + T}{L_1 + \Delta L_H} + \frac{1}{\Phi} + \frac{k_3 H_1 (1 + m_1^2)}{k_{осн} \delta_3} ;$ $A = \frac{1}{L_1 + \Delta L_H} + \frac{k_3 (1 + m_1^2)}{k_{осн} \delta_3} ; \quad C = \frac{(H_1 + T)^2 - h_2^2}{L_1 + \Delta L_H} ;$ $\Delta L_H = 0,4h_2; \quad \Phi = \frac{\text{th}(\alpha L_H)}{\alpha(T - \delta_H)} ; \quad \alpha = \sqrt{\frac{k_H}{k_{осн} \delta_H (T - \delta_H)}}.$ $h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - m_2 H_0 - x) + \left(\frac{k_{осн}}{k_T} T + H_2 + H_0\right)^2} - \frac{k_{осн}}{k_T} T. \quad (28)$ <p>Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где</p> $\left(h_x + \frac{k_{осн}}{k_T} T\right) \geq \left(H_1 + \frac{k_{осн}}{k_T} T\right) - \frac{q}{k_T}.$

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Авакян А. Б., Шаранов В. А. Водохранилища гидроэлектростанций СССР. М., «Энергия», 1968.
2. Аверьянов С. Ф. Приближенная оценка роли фильтрации в зоне «капиллярной каймы». — «ДАН», 1949, т. 69, № 3.
3. Агроскин И. И., Дмитриев Г. Т. Изучение кинематической структуры руслового потока при обтекании вертикального цилиндра. — Науч. зап. МГМИ, 1938, т. XVII.
4. Агроскин И. И., Дмитриев Г. Т., Пикалов Ф. И. Гидравлика. М., «Энергия», 1964.
5. Аврапетян Р. А. Проектирование каменно-земляных и каменнонабросных плотин. М., «Энергия», 1975.
6. Акмурадов Х. А., Ишанов Э. Х. Опыт строительства и эксплуатации низконапорных земляных плотин и дамб в Туркменин. Ашхабад, «Туркменистан», 1973.
7. Алексеевский С. В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменения температуры и влажности с учетом ползучести. М., Стройиздат, 1973.
8. Алтуниев В. С. Деформации русел каналов. М., «Колос», 1972.
9. Алтуниев С. Т. Регулирование русел. М., Сельхозгиз, 1962.
10. Алтуниев С. Т. Водозаборные узлы и водохранилища. М., «Колос», 1964.
11. Алышев М. Я. Индустриальные конструкции гидротехнических сооружений. М., «Энергия», 1969.
12. Арапов В. И., Нумеров С. Н. Фильтрационные расчеты гидротехнических сооружений. Л., Госстройиздат, 1955.
13. Аристовский В. В. Критическая поверхность скольжения земляных откосов. — «Труды Одесского гидромелиоративного ин-та», 1949.
14. Арочные плотины (Труды научно-технического совещания по арочным плотинам). Под ред. А. А. Бороваго. М. — Л., Госэнергоиздат, 1961.
15. Арынова А. И., Жулаев Р. Ж. Улучшенный тип водозабора с донной решетчатой галереей. Алма-Ата, 1961 (АН КазССР).
16. Басевич А. З. Массивные гидротехнические сооружения с искусственным обжатием бетона. Л. — М., Госстройиздат, 1957.
17. Беляшевский И. И., Пивовар Н. Г., Колантыренко И. И. Расчеты нижнего бьефа за водосбросными сооружениями на нескальных основаниях. Киев, «Наукова думка», 1973.
18. Беляшевский И. И. Улучшенные типы водосливных плотин из каменной наброски. Киев, Изд-во АН УССР, 1953.
19. Берг В. А. Компоновка приплотинных гидроэлектрических установок. М., Госстройиздат, 1953.
20. Бетонные плотины. Аннотированный обзор изобретений. Л., 1971 (ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева).
21. Бетонные плотины (на скальных основаниях). М., Стройиздат, 1975. Авт.: М. М. Гришин, Н. П. Розанов, Л. Д. Белый и др.
22. Биянов Г. Ф. Плотины на вечной мерзлоте. М., «Энергия», 1975.
23. Богословский П. А. Расчет многолетних изменений температуры земляных плотин, оснований на толще мерзлых грунтов. — «Труды Горьковского инж.-строит. ин-та», 1957, вып. 27.
24. Братская ГЭС имени 50-летия Великого Октября. Технический отчет. Т. I, М., «Энергия», 1974.
25. Вархотов Т. Л. Сборно-монолитные и сборные ячеистые плотины. М., Стройиздат, 1962.
26. Васильева И. А., Волков В. И., Климов О. Н. Мелиоративные сооружения для суровых климатических условий. — «Труды МГМИ, 1973, т. XXXV.
27. Ведерников В. В. Теория фильтрации и ее применение в области ирригации и дренажа. М., Госстройиздат, 1939.
28. Вейц И. И., Факторович М. Э. К вопросу об определении давления гидростатическими щитами в напорных водоводах. — «Гидротехническое строительство», 1940, № 12.
29. Великанов М. А. Русловой процесс. М., Физматгиз, 1968.
30. Водарский Е. А. Выправление рек. М., «Водный транспорт», 1939.
31. Волков В. П. Туннели. М., «Транспорт», 1970.
32. Волков И. М., Кононенко П. Ф., Федичкин И. К. Гидротехнические сооружения. М., «Колос», 1968.
33. Временная инструкция по разработке проектов и смет для гидротехнического строительства. ВСН 57-72. М., Гидропроект имени С. Я. Жука, 1972 (Минэнерго СССР).
34. Выязо М. С. Эксплуатационные мероприятия, прогнозы и способы уменьшения местных размывов за гидротехническими сооружениями. Ташкент, «Наука», 1966.
35. Высочий Л. И. Управление бурными потоками на водосбросах. М., «Энергия», 1977.
36. Газиев Э. Г. Механика скальных пород в строительстве. М., Стройиздат, 1973.
37. Гидравлические лаборатории СССР. Краткий справочник. М. — Л., «Энергия», 1965.
38. Гидравлические расчеты конструкций, управляющих бурными потоками. Л., «Энергия», 1974. Авт.: Т. С. Артохина, В. Г. Вережеский, Л. И. Высочий и др.
39. Гидравлические расчеты туннельных и трубчатых водосбросов гидроузлов. Л., «Энергия», 1974. Авт.: А. Ф. Бурков, Р. С. Гальперин, М. Я. Гильденблат и др.
40. Гидротехнические сооружения. Под ред. Е. В. Близняк и М. М. Гришина. Т. II. Л., Стройиздат, 1939. Авт.: Е. В. Близняк, М. М. Гришин, Н. Н. Джунковский и др.
41. Гидротехнические сооружения. — «Труды МИСИ имени В. В. Куйбышева», 1959, сб. № 29.
42. Гидротехнические сооружения. — «Труды МИСИ имени В. В. Куйбышева», 1967, сб. № 32.
43. Гидротехнические сооружения комплексных гидроузлов. Под ред. П. С. Непорожного. М., «Энергия», 1973.
44. Гидроэлектрические станции. Под ред. Ф. Ф. Губина. «Энергия», 1972. Авт.: Ф. Ф. Губин, Н. Н. Аршенинский, М. Ф. Губин и др.
45. Гинзбург Г. Г., Инюземцев Ю. П., Карташев Б. Г. Кавитационная износостойкость гидротехнического бетона. Л., «Энергия», 1972.
46. Горбунов-Посадов М. И. Осадка фундаментов на слое грунта, подстилаемом скальным основанием. М., Стройиздат, 1946.
47. Гриванин К. В. Теория руслового процесса. М., «Транспорт», 1972.
48. Гриванин М. М. Гидротехнические сооружения. М., Госстройиздат, 1962.
49. Гриванин М. М., Евдокимов П. Д. Обеспечение прочности оснований и устойчивости плотин и бортов водохранилищ. — В кн.: Проектирование и строительство больших плотин. Вып. 4. М., «Энергия», 1973.
50. Губин Ф. Ф., Куверман В. Л. Экономика водного хозяйства и гидротехнического строительства. М., Стройиздат, 1965.
51. Гулько Ф. Г. Материалы по гидравлическим расчетам нижних бьефов водосливных бетонных и железобетонных гравитационных плотин, возводимых на нескальных основаниях. Л., «Энергия», 1966.
52. Гулько Ф. Г., Попова К. С., Климова М. М. Местные размывы русел в нижних бьефах водосбросов. Л., «Энергия», 1974.
53. Данелин Н. Ф. Водозаборные сооружения на реках с обильными донными наносами. М., «Колос», 1964.
54. Дегтярев В. В. Выправление рек. М., «Транспорт», 1968.
55. Демерт Г. Шлюзы и судоподъемники (пер. с нем.). М., «Речной транспорт», 1961.

56. Дзюба К. И. Расчет контрфорсов плотин на прочность. — «Труды Гидропроекта», 1963, сб. 8.
57. Дзюба В. Г. Водозаборные сооружения на реках (основы проектирования). Ташкент, «Узбекистан», 1974.
58. Дружинин Н. И. Метод электрогидродинамических аналогий и его применение при исследовании фильтрации. Л., Госэнергоиздат, 1956.
59. Евдокимов П. Д. Устойчивость гидротехнических сооружений и прочность их оснований. М. — Л., «Энергия», 1966.
60. Евдокимов П. Д., Сапегин Д. А. Прочность, сопротивляемость сдвигу и деформируемость оснований сооружений на скальных породах. М. — Л., «Энергия», 1964.
61. Емцев Б. Т. Двухмерные бурные потоки. М., «Энергия», 1967.
62. Жанманмуранова Б. Т. К вопросу компоновки плотинных водозаборов с боковым отводом. — «Труды координационных совещаний по гидротехнике». М. — Л., «Энергия», 1964, вып. XI.
63. Железников Г. В. Гидравлическое обоснование методов речной гидрометрии. М. — Л., Изд-во АН СССР, 1950.
64. Жемочкин Б. Н., Синицын А. П. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании без гипотезы Вьиклера. М., Стройиздат, 1947.
65. Замарин Е. А. Транспортирующая способность и допускаемые скорости течения в каналах. М., Госэнергоиздат, 1951.
66. Замарин Е. А. Проектирование гидротехнических сооружений. М., Сельхозгиз, 1961.
67. Замарин Е. А., Фандеев В. В. Гидротехнические сооружения. М., «Колос», 1965.
68. Зегжда А. П. Теория подобия и методика расчета гидротехнических моделей. Л. — М., Госстройиздат, 1938.
69. Зимняя укладка связей грунтов на Крайнем Севере. Л., «Энергия», 1968. Авт.: Е. Н. Батенчук, Г. Ф. Биянов, Л. Н. Торопов, Ю. Н. Мызников.
70. Зурабов Г. Г., Бугаева О. Е. Гидротехнические туннели гидроэлектростанций. М., Госэнергоиздат, 1962.
71. Ибад-Заде Ю. А. Гидравлика спрямлений излучий рек. Баку, 1961 (Акад. с.-х. наук).
72. Ибад-Заде Ю. А., Нуриев Ч. Г. Расчет отстойников. М., Стройиздат, 1972.
73. Иванова Т. В. Сифонные водосбросы. ГОНТИ, 1939.
74. Избаш С. В. Основы лабораторно-опытного дела в гидротехнике. Л. — М. Гл. ред. энерг. лит., 1938.
75. Избаш С. В., Халдре Х. Ю. Гидравлика перекрытия русел рек. М., Госэнергоиздат, 1959.
76. Инструкция по проектированию обратных фильтров гидротехнических сооружений. ВСН 02-65. М. — Л., «Энергия», (ГПКЭ и Э СССР).
77. Ирригация Узбекистана. Т. I и II. Ташкент, 1975 (АН УзССР).
78. Кавешников Н. Т. Исследование конструкций гасителей энергии в нижнем бьефе водопропускных трубчатых сооружений. — «Вестн. с.-х. наук», 1973, № 7.
79. Кавешников Н. Т. Местный разрыв в нижнем бьефе трубчатых сооружений. — «Гидротехника и мелиорация» 1973, № 5.
80. Кавитация на элементах гидротехнических сооружений и методы борьбы с ней. — «Гидротехническое строительство», 1971, № 8. Авт.: Р. С. Гальперин, К. К. Кузьмин, Н. С. Новикова и др.
81. Камбефор А. Инъекция грунтов (пер. с франц.). М., «Энергия», 1971.
82. Келен Н. И. Арочные и контрфорсные плотины (пер. с нем.). М., Стройиздат, 1938.
83. Керопян К. К., Чеголин П. М. Электрическое моделирование в строительной механике. М., Госстройиздат, 1963.
84. Киппер Э. М. Рыбопропускные сооружения. М., «Рыбное хозяйство», 1960.
85. Кираков В. П. Исследование фильтрации в постросновых водоподпорных бетонных сооружениях. М., Госстройиздат, 1956.
86. Кирпичев М. В. Теория подобия. М., Изд-во АН СССР, 1953.
87. Коваленко П. И., Тугай А. М. Мелиоративные гидротехнические сооружения. Киев, «Будильник», 1974.
88. Козменко А. С. Основы противоэрозионной мелиорации. Л., Сельхозгиз, 1954.
89. Корюкин С. Н. Регулирование русел рек в мелиоративных целях. М., «Колос», 1972.
90. Кумин Д. И. Гидравлический расчет крепления в нижнем бьефе водосбросов. М. — Л., Госэнергоиздат, 1956.
91. Ламкин М. С., Плят Ш. Н., Храпов А. А. Напряженное состояние массивной бетонной плотины с учетом трещинообразования у низовой грани. — «Изв. ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева», 1972, т. 100.
92. Леви И. И. Движение речных потоков в нижних бьефах гидротехнических сооружений. М. — Л., Госэнергоиздат, 1955.
93. Леви И. И. Моделирование гидротехнических явлений. М., «Энергия», 1967.
94. Леонтьев Н. И., Соболев Д. Н. Приближенный расчет арочной плотины на действие продольной сейсмической нагрузки. — «Гидротехническое строительство», 1962, № 7.
95. Лифаиов И. А. Организация чаш водохранилища (затопления и подтопления в гидротехническом строительстве). М., Госэнергоиздат, 1946.
96. Лубочкин Е. А. Расчет суффозионных свойств несвязных грунтов с использованием суффозионного аналога. — «Гидротехническое строительство», 1968, № 3.
97. Лятхер В. М. Турбулентность в гидросооружениях. М., «Энергия», 1968.
98. Лятхер В. М., Прудовский А. М. Исследование открытых потоков на напорных моделях. М., «Энергия», 1971.
99. Маккавеев В. М. Некоторые теоретические задачи открытых потоков. — «Труды ГГИ», 1948, вып. 8(62).
100. Маккавеев В. М. Русло реки и эрозия в ее бассейне. М., Изд-во АН СССР, 1955.
101. Маккавеев В. М., Коновалов И. М. Гидравлика. М., Речиздат, 1940.
102. Мальцов К. А., Пак А. П. Учет сложного напряженного состояния при расчетах прочности бетона в сооружениях. — «Изв. ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева», 1972, т. 100.
103. Матусевич В. А. Выправление рек. М., «Речной транспорт», 1968.
104. Мелещенко Н. Т., Можевитинов А. Л. Расчет напряжений в круговой арке при воздействии гидростатической нагрузки и температуры. — «Изв. НИИГ имени Б. Е. Веденеева», 1938, т. 22.
105. Мелик-Нубаров С. Г. Водозаборы с донной решеткой. М., Госэнергоиздат, 1961.
106. Метод фотоупругости. Под ред. Ф. Ф. Губина, Н. А. Стрельчука и Г. Л. Хесина. Т. I—III. М., Стройиздат, 1975.
107. Методические рекомендации по проектированию рыбозащитных устройств водозаборных сооружений. Л., Минрыбхоз СССР, 1972.
108. Методические рекомендации по технологии изготовления бетона, подверженного воздействию кавитации, и износостойких облицовок гидротехнических сооружений (П 58-72). Л., «Энергия», 1972.
109. Методы определения напряженного состояния и устойчивости высоконапорных гидротехнических сооружений и их оснований при статических и динамических нагрузках — «Тезисы докладов к Всесоюзной конференции МИСИ имени В. В. Куйбышева». М., 1972.
110. Методы расчета устойчивости и прочности гидротехнических сооружений. М., Стройиздат, 1966. Авт.: В. П. Лихачев, С. В. Лузан, А. В. Михайлов и др.
111. Мигин С. И. Основные требования к укладке связного грунта в плотны в зимнее время. — «Гидротехническое строительство», 1949, № 4.
112. Мирцхулава Ц. Е. Инженерные методы расчета и прогноза водной эрозии. М., «Колос», 1970.

113. Мирцхулава Ц. Е. Надежность гидромелиоративных сооружений. М., «Колос», 1974.
114. Мирцхулава Ц. Е. Разрыв русел и методика оценки их устойчивости. М., «Колос», 1970.
115. Михайлов А. В. Внутренние водные пути. М., Стройиздат, 1973.
116. Михалев М. А. Гидравлический расчет потоков с водоворотной областью. Л., «Энергия», 1971.
117. Моисеев С. Н. Каменно-земляные и каменноабразивные плотины. М., «Энергия», 1970.
118. Мойс П. П. Шахтные водосбросы. М., «Энергия», 1970.
119. Моцонелидзе Н. С. Устойчивость и сейсмостойкость контрфорсных плотин. М., «Энергия», 1971.
120. Назаров А. Г. О механическом подобии твердых деформируемых тел (к теории моделирования). Ереван, 1965 (АН АрмССР).
121. Напетваридзе Ш. Г. Сейсмостойкость гидротехнических сооружений. М., Госстройиздат, 1969.
122. Недрига В. П. Сопряженные устройства бетонных плотин. М., Госстройиздат, 1960.
123. Никитин И. К. Криволинейные отстойные сооружения с непрерывным промывом. — Труды САНИИРИ, 1957, вып. 86.
124. Ничипорович А. А. Расчет устойчивости откосов земляных плотин с учетом гидродинамических сил. М., ВНИИ ВОДГЕО, 1958.
125. Ничипорович А. А. Плотины из местных материалов. М., Стройиздат, 1973.
126. Ничипорович А. А., Истомина В. С., Титова В. И. Указания по проектированию подземного контура водоподпорных сооружений на скальных основаниях. М., Госстройиздат, 1960.
127. Ничипорович А. А., Цибуляк Т. И. Прогноз осадок гидротехнических сооружений на связных грунтах. М., Госстройиздат, 1961.
128. Нормы и технические условия проектирования бетонных гравитационных плотин на скальных основаниях. СН 123-60. М., Госстройиздат, 1961.
129. Олешкевич Л. В. Облегченные бетонные плотины на скальных грунтах. М., Стройиздат, 1968.
130. Орлов Б. В. Унификация сооружений и железобетонных конструкций для водохозяйственного строительства. — Сб. науч. раб. Союзводпроекта: «Вопросы проектирования совершенных систем», 1973, № 1(38).
131. Основные положения расчетов устойчивости земляных откосов для составления межведомственного нормативного документа (по материалам межведомственной комиссии Госстроя СССР). Л., 1970.
132. Отрешко А. И. Инженерные конструкции. М., «Колос», 1968.
133. Папкратова Е. А. Использование избыточных сооружений на водозаборах в СССР и за рубежом. — «Обзорная информация Минрыбхоза СССР», М., 1973.
134. Петровский И. В. Деревянные плотины и шлюзы. ОНТИ, 1936.
135. Петров Н. А. Масштабные поправки к коэффициенту расхода водослива с боковым сжатием. — «Изв. высш. учебн. зав.». «Строительство и архитектура». Новосибирск, 1963, № 11—12.
136. Плотины. Аннотированный обзор изобретений. Л., «Энергия», 1968 (ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева).
137. Плотины. — «Труды МИСИ имени В. В. Куйбышева», 1961, сб. № 46.
138. Плотины и водосбросы. — «Труды МИСИ имени В. В. Куйбышева», 1969, сб. № 61, вып. I (под ред. М. М. Гришнина).
139. Плотины и водосбросы. — «Труды МИСИ имени В. В. Куйбышева», 1970, сб. № 61, вып. II.
140. Подземный контур плотины на скальном основании. ТУИИ гидротехнических сооружений, МЭС 125-57. М. — Л., Госэнергоиздат, 1958.
141. Покровский Г. И., Федоров И. С. Возведение гидротехнических сооружений направленным взрывом. М., Стройиздат, 1971.
142. Полоцкий Г. А. Механическое оборудование гидротехнических сооружений. М., «Энергия», 1974.
143. Полов И. В. Деформации речных русел и гидротехническое строительство. Л., Гидрометеоздат, 1965.
144. Попов К. В., Корюкин С. И. Сооружения на мелiorативных каналах. М., «Колос», 1972.
145. Пособие по проектированию оснований и фундаментов зданий и сооружений на вечномёрзлых грунтах. М., Стройиздат, 1969.
146. Потапов М. В. Сочинения в 3-х т. М., Сельхозгиз, 1950.
147. Праведный Г. Х. Проектирование и подбор гранулометрического состава фильтров переходных зон высоких плотин. М. — Л., «Энергия», 1966.
148. Предварительное проектирование арочных плотин. — Экспресс-информация «Гидроэнергетика», 1975, № 16 и 23.
149. Проектирование и строительство больших плотин. По материалам V Международного конгресса по большим плотинам. Сб. статей под ред. А. А. Борового. М. — Л., Госэнергоиздат, 1958.
150. Проектирование и строительство больших плотин. Вып. 2. Постоянные и временные водосбросные сооружения. По материалам IX Международного конгресса по большим плотинам. М., «Энергия», 1972.
151. Проектирование и строительство высоких плотин (по материалам совещания по высоким плотинам). М. — Л., Госэнергоиздат, 1960.
152. Проектирование и строительство рыболовных хозяйств и заводов М., «Пищевая промышленность», 1964. Авт.: З. М. Киплер, Б. А. Капкин, Г. Н. Михалченко и др.
153. Проектирование речных гидротехнических сооружений на скальных основаниях. М., «Энергия», 1967. Авт.: А. П. Водинин, М. М. Гришнин, В. П. Лихачев и др.
154. Проектирование сейсмостойких гидротехнических, транспортных и специальных сооружений. Под ред. И. И. Гольденблат. Т. 4. М., Стройиздат, 1971. Авт.: И. И. Гольденблат, Г. Н. Каршевадзе, Ш. Г. Напетваридзе, Н. А. Николаенко.
155. Прочухан Д. Л., Фрид С. А., Доманский Л. К. Скальные основания гидротехнических сооружений. Л., Стройиздат, 1971.
156. Работа нижних бьефов гидротехнических сооружений. Сборник статей. М., «Колос», 1960.
157. Разрезка массивных бетонных сооружений на блоки бетонирования. М., «Энергия», 1969. Авт.: Г. М. Максудовский, Б. П. Матвеев, Г. К. Сухолюк и др.
158. Рекомендации по определению гидродинамических нагрузок на плиты водобоев и рисберы водосливных плотин (проект). 1975 (ВНИИГ имени Б. Е. Веденеева).
159. Рекомендации по подбору фильтров в плотинах из крупнообломочных материалов с глинистым ядром или экраном. М., ВНИИ ВОДГЕО, 1970.
160. Рекомендации по подбору фильтров в плотинах из крупнообломочных материалов с глинистым ядром или экраном. М., ВНИИ ВОДГЕО, 1970.
161. Рекомендации по проектированию оснований и фундаментов на пучинистых грунтах. М., Стройиздат, 1972.
162. Рекомендации по учету кавитации при проектировании водосбросных гидротехнических сооружений (П 38-75). Л., «Энергия», 1976.
163. Роза С. А., Зеленский Б. Д. Исследование механических свойств скальных оснований гидротехнических сооружений. М., «Энергия», 1967.
164. Розанов Н. Н. К вопросу определения устойчивости откосов графическим методом. — «Труды ВНИИ ВОДГЕО», 1967, вып. 18.
165. Розанов Н. Н. Расчет вертикальных деформаций плотины из крупнообломочных грунтов. — «Труды ВНИИ ВОДГЕО», 1970, вып. 24.
166. Розанов Н. Н. О применимости принципа наложения при описании ползучести крупнообломочных грунтов. — «Труды ВНИИ ВОДГЕО», 1972, вып. 34.
167. Розанов Н. П. Вакуумные водосливные плотины. М., Стройиздат, 1940.

165. Розанов Н. П. Контрфорсные плотины. М., Стройиздат, 1949.
169. Розанов Н. П. Вакуумные водосливные плотины с боковым сжатием. М., Госстройиздат, 1958.
170. Розанов Н. П. Вопросы проектирования водогорпусных сооружений, работающих в условиях вакуума и при больших скоростях потока. М.—Л., Госэнергоиздат, 1959.
171. Розанов Н. П., Каганов Г. М., Малинин В. П. Методические вопросы исследования на хрупких моделях термонапряженного состояния бетонных плотин в эксплуатационный период. — «Труды МГМИ», 1973, т. XXXIV.
172. Розанов Н. П., Каганов Г. М., Чернявский В. Л. К вопросу о моделировании трещиноватых скальных оснований в стадии разрушения. — «Труды координационных совещаний по гидротехнике». М.—Л., «Энергия», 1972, вып. «Дискретные среды в гидротехническом строительстве».
173. Розанов Н. П., Конахович Н. Я., Орлова Л. Н. Исследование входных оголовков глубинных водопропускных отверстий прямоугольных сечений. — «Гидротехническое строительство», 1967, № 3.
174. Розанов Н. С. Проектирование и исследование арочных плотин во Франции. М.—Л., «Энергия», 1966.
175. Розанов Н. С., Константинов Р. Г. О влиянии вертикальной трещины в скальном основании на напряженное состояние массивной плотины. — «Гидротехническое строительство», 1966, № 2.
176. Розанов Н. С., Скоморавский Я. Г. Модельные исследования статки гидросооружений. М., «Энергия», 1975.
177. Розовский И. Л., Цветков П. К. Низконапорные шахтные водосбросы при земляных плотинах (на укр. яз.). Киев, АН УССР, 1962.
178. Ронжин Н. С., Сорочкоуова Л. Д. О влиянии водопроводимости бетона на фильтрацию в основании гидротехнических сооружений. — «Бюл. науч.-техн. информации Гидропроекта», 1969, № 11.
179. Руководство по расчетам фильтрационной прочности плотин из грунтовых материалов. П 12-73. Л., «Энергия», 1973
180. Руслыправительные сооружения на лесосплавных реках. М., «Лесная промышленность», 1967. Авт.: И. Г. Арыкин, М. П. Лебедев, А. А. Шапова и др.
181. Салахов Ф. С. Остойчивость в гидромеханической очисткой посредством передвижного сифона. — «Гидротехника и мелиорация», 1959, № 9.
182. Самарин Н. К. Расчеты оснований гидротехнических сооружений. М., Стройиздат, 1971.
183. Сапожников В. Г., Хубларкин М. Г. Теоретическое и экспериментальное исследование шахтного водосброса типа «маргаритка». — «Изв. ВНИИГА», 1960, т. XIII, № 6.
184. Сахаров В. И., Мичко В. Ф. Армированная эпосидно-каменноугольная гидроизоляция. — «Гидротехническое строительство», 1974, № 3.
185. Сборник трудов по гидротехнике и гидростроительству. М., «Наука», 1970.
186. Сейсмостойкие гидротехнические сооружения. Аннотированный обзор изобретений. М.—Л., «Энергия», 1969 (ВНИИГ имени Б. Е. Веленкова).
187. Семанов Н. А. Деревянные плотины. М., Стройиздат, 1941.
188. Семанов Н. А., Варламов Н. Н., Балакин В. В. Судоводные каналы, шлюзы и судоподъемники. М., «Транспорт», 1971.
189. Семенович А. А. Применение преармированного напряжения в конструкциях гидротехнических сооружений. М.—Л., Госэнергоиздат, 1960.
190. Сякини А. М. Инженерные сооружения на осушительных системах в торфяниках. М., «Колос», 1974.
191. Слоский С. М. Гидравлика зданий гидроэлектростанций. М., «Энергия», 1970.
192. Соболев Г. В. Защита сооружений на реках и каналах от наносов. Фрунзе, «Кыргызстан», 1968.
193. Совершенствование конструкций туннелей для пропуска строительных расходов. — «Гидротехническое строительство», 1975, № 8. Авт.: В. Л. Куперман, В. М. Мостков, В. Ф. Илюшин и др.
194. Современные плотины мира. Сокр. пер. с англ. М., Гидропроект, 1970.
195. Соколов Д. Я. Остойчивые бассейны для ирригации и гидростанции. М., Сельхозгиз, 1945.
196. Соколовский В. В. Статика сыпучей среды. М., Гостехиздат, 1954.
197. Соколовский С. В. Метод Г. Риттера — В. Скрыльникова в применении к расчету наклонных арок многоарочных плотин. — «Науч. докл. высш. школы». «Строительство», 1958, № 4.
198. Соколовский С. В. Расчет арочных плотин методом Г. Риттера — В. Скрыльникова с учетом податливости основания. — «Бюл. науч.-техн. информ.», Гос. науч.-техн. ком. Совета Министров МССР, 1958.
199. Соколовский С. В. Приближенный расчет купольных плотин с периметрическим швом. — «Науч. докл. высш. школы». «Строительство», 1959, № 1.
200. Справочник по гидротехнике. М., Госстройиздат, 1955.
201. Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Нормы проектирования. СНиП II-И.14-69. М., Стройиздат, 1970.
202. Строительные нормы и правила. Бетонные и железобетонные гравитационные плотины на скальных основаниях. Нормы проектирования. СНиП II-И.12-67. М., Стройиздат, 1968; Бетонные и железобетонные плотины. Нормы проектирования. СНиП II-54-75 (проект).
203. Строительные нормы и правила. Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования. СНиП II-50-74. М., Стройиздат, 1975.
204. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). Нормы проектирования. СНиП II-37-75. М., Стройиздат, 1976.
205. Строительные нормы и правила. Основания зданий и сооружений. Нормы проектирования. СНиП II-15-74. М., Стройиздат, 1975. Основания гидротехнических сооружений. Нормы проектирования. СНиП II-16-76. М., Стройиздат, 1977.
206. Строительные нормы и правила. Плотины из грунтовых материалов. СНиП II-53-73. М., Стройиздат, 1974.
207. Строительные нормы и правила. Подпорные стены гидротехнических сооружений. Нормы проектирования. СНиП II-И.10-65. М., Стройиздат, 1966. Г.
208. Строительные нормы и правила. Сооружения мелиоративных систем. СНиП II-52-74. М., Стройиздат, 1975.
209. Строительные нормы и правила. Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования. СНиП II-А.10-71. М., Стройиздат, 1972.
210. Строительство плотин массивным взрывом породы. М., «Недра», 1974. Авт.: Г. А. Багдасаров, Р. Б. Башкуев, М. П. Бруштейн и др.
211. Студенчиков Б. И. Защита от размыва русла нижних бьефов водосборов (рекомендации по проектированию). М., ВНИИ ВОДГЕО, 1974.
212. Судупин В. А. Исследование наносного режима речной решетки донного водозабора. Автореф. дис. на соиск. учен. степени канд. техн. наук, 1967 (МГМИ).
213. Тайчер С. И., Мгалобелов Ю. Б. Расчеты устойчивости скальных береговых упоров арочных плотин. М., «Энергия», 1972.
214. Тараймович И. И. Крепление в нижнем бьефе водосливных плотин. М.—Л., «Энергия», 1966.
215. Терпугов Н. В. Регуляционные сооружения для малых и средних рек Украины. Киев, Изд-во АН УССР, 1948.
216. Терцаги К. Теория механики грунтов. М., Госстройиздат, 1961.
217. Технические условия и нормы. Глубинные водосбросы и водоспускные гидроузлы. ВСН 38-77. Л., «Энергия», 1972.

218. Технические условия и нормы проектирования гидротехнических сооружений. Отстойники гидроэлектростанций. М. — Л., Госэнергоиздат, 1949.
219. Технический прогресс в проектировании и строительстве высоких плотин. По материалам X Международного конгресса по большим плотинам. Под ред. А. А. Борового. М., «Энергия», 1976.
220. Толмачев А. В. Сельские плотины. М., Сельхозгиз, 1949.
221. Труды Гидропроекта, сб. № 22, 1972.
222. Труды Гидропроекта, сб. № 24, 1972.
223. Труды Гидропроекта, сб. № 28, 1972.
224. Труды Гидропроекта, сб. № 33, 1974.
225. Труды кафедры гидротехнических сооружений МИСИ имени В. В. Куйбышева, сб. № 24, вып. 1. М., Гостройиздат, 1958.
226. Труды кафедры гидротехнических сооружений МИСИ имени В. В. Куйбышева, сб. № 24, вып. 11. М., Гостройиздат, 1958.
227. Труды координационных совещаний по гидротехнике. Вып. VII. Совещание по гидравлике высоконапорных водосборных сооружений. М. — Л., Госэнергоиздат, 1963.
228. Труды координационных совещаний по гидротехнике. Вып. 52. Гидравлика высоконапорных водосборных сооружений. М. — Л., «Энергия», 1969.
229. Труды координационных совещаний по гидротехнике. Вып. 64. Динамика гидросооружений. Ч. I. Л., «Энергия», 1972; ч. II. Киев, 1972.
230. Труды координационных совещаний по гидротехнике. Вып. 74. Применение полимерных материалов в гидротехническом строительстве. Л., «Энергия», 1972.
231. Труды координационных совещаний по гидротехнике. Вып. 90. Выбор типа высоких плотин при проектировании гидроузлов. Л., «Энергия», 1974.
232. Труды координационных совещаний по гидротехнике. Вып. 98. Методы лабораторных кавитационно-эрозийных исследований. Л., «Энергия», 1974.
233. Угличус А. А. Каналы и сооружения на них. М., Гостройиздат, 1953.
234. Угличус А. А., Бомбинский В. П. Контрольно-измерительная аппаратура гидротехнических сооружений. М., Гостройиздат, 1954.
235. Указания по гидравлическому расчету водопропускных трактов безнапорных водосборов высоконапорных гидроузлов на аэрацию и волнообразование (проект). Тбилиси, ГрузНИИЭГС, 1972.
236. Указания по определению расчетных гидрологических характеристик. СН 435-72. Л., Гидрометеознат, 1972.
237. Указания по проектированию гидротехнических сооружений на каналах сросительных систем. ВСН 3-64. М., Госемвохоз СССР, 1965.
238. Указания по проектированию гидротехнических туннелей. СН 238-73. М., Стройиздат, 1974.
239. Указания по проектированию дренажа подземных гидротехнических сооружений. ВСН 045-72. М., МЭ и ЭССР, 1973.
240. Указания по проектированию и устройству свайных оснований фундаментов на вечномёрзлых грунтах. ВСН 14-62. М., Гострой РСФСР, 1964.
241. Указания по проектированию противофильтрационных устройств и подземного контура бетонных плотин на скальных основаниях с трещинами тектонического происхождения. ВСН 01-73. Л., «Энергия», 1970.
242. Указания по проектированию рыбопропускных и рыбозащитных сооружений. СН 349-66. М., Стройиздат, 1966.
243. Указания по проектированию судоходных каналов. ВСН 3-70. М., «Транспорт», 1971.
244. Указания по проектированию судоходных шлюзов. СН 303-65. М., Стройиздат, 1966.
245. Ухов С. Б. Скальные основания гидротехнических сооружений (механические свойства и расчеты). М. — Л., «Энергия», 1975.
246. Ушаков А. П., Шолохов В. Н., Якштас Н. А. Низконапорные водозаборные узлы Ферганского типа. Ташкент, 1962 (АН УзССР).
247. Факторович М. Э. Методика приближенного гидравлического расчета сопряжения бьефов водосборных сооружений с использованием соударения потоков для гашения энергии. М. — Л., Госэнергоиздат, 1956.
248. Фандеев В. В. Водозаборные плотины с донными решетками. М., Сельхозгиз, 1955.
249. Финк К., Рорбах К. Измерение напряжений и деформаций. Пер. с нем. М., Машиз, 1961.
250. Финаман Ю. А. Расчеты устойчивости и прочности скальных оснований бетонных гравитационных плотин. — «Гидротехническое строительство», 1976, № 5.
251. Флорин В. А. Теория уплотнения земляных масс. М., Стройиздат, 1948.
252. Фонтапа А. Влияние деформируемости грунта основания на напряженное состояние бетонной гравитационной плотины облегченного типа. — Экспресс-информация «Гидроэнергетика», 1968, № 37.
253. Фрид С. А. Температурные напряжения в бетонных и железобетонных конструкциях гидротехнических сооружений. М. — Л., Госэнергоиздат, 1959.
254. Фрохт М. М. Фотоупругость. М., Гостехиздат, 1950.
255. Хачатрян А. Г. Отстойники на оросительных системах. М., Сельхозгиз, 1957.
256. Хуберман К. М. Общий смешанный вариационно-стержневой (вариационно-дискретный) метод расчета оболочек и пластинок, некоторые результаты и перспективы развития. — «Труды ТНИСЭИ имени А. В. Внятера», 1968, вып. 1.
257. Цветкова И. А. Технические указания для фильтрационного расчета сооружений на оросительной сети (проект). Вопросы гидротехники. Вып. II, Ташкент, 1963 (АН УзССР).
258. Цмбальчик Т. И. Определение лорового давления в ядре высокой плотины с учетом подъема горизонта воды в верхнем бьефе. — «Труды ВНИИ ВОДГЕО», 1968, вып. 19 (Гидротехника).
259. Цмбальчик Т. И. Применение математических методов при организации натурных исследований на плотинах из местных материалов. — «Труды ВНИИ ВОДГЕО», 1974, вып. 44.
260. Цмыляев А. С. Рыбозащитные сетчатые установки с водоотводом. М., «Пищевая промышленность», 1973.
261. Цытович Н. А. Механика грунтов. М., Гостройиздат, 1961.
262. Цытович Н. А. Механика мерзлых грунтов. М., «Высшая школа», 1973.
263. Чекренин А. И. Водные пути. М., Водтрансиздат, 1953.
264. Черепанов Т. П. Механика хрупкого разрушения. М., «Наука», 1974.
265. Черистрадский В. Я. Расчет осадок гидротехнических сооружений с учетом календарного плана строительных работ. — «Гидротехническое строительство», 1937, № 2.
266. Чикавашили Б. М. Гидравлические расчеты напорных водосборов высоких плотин. М., «Энергия», 1972.
267. Чугаев Р. Р. Графики для расчета устойчивости откосов, частично насыщенных покоящейся водой. М. — Л., «Энергия», 1963.
268. Чугаев Р. Р. Земляные гидротехнические сооружения. Л., «Энергия», 1967.
269. Чугаев Р. Р. Подземный контур гидротехнических сооружений. Л., «Энергия», 1974.
270. Чугаев Р. Р. Гидравлика. Л., «Энергия», 1975.
271. Чугаев Р. Р. Гидротехнические сооружения (глухие плотины). М., «Высшая школа», 1975.
272. Шабанов А. Д. Крепление напорных земляных откосов. М., Стройиздат, 1971.
273. Шабанов В. А. Расчет контрфорсных плотин с активным швом. — «Гидротехническое строительство», 1967, № 7.
274. Шайтан В. С. Исследование устойчивости камня в неоднородной наброске при действии воды. — «Труды гидравлической лаборатории ВНИИ ВОДГЕО», 1965, сб. № 11.
275. Шайтан В. С. Крепления земляных откосов гидротехнических сооружений. М., Стройиздат, 1974.

276. Шайнштейн А. М. Водосбросы зарубежных гидроузлов с высокими бетонными плотинами Л., «Энергия», 1973.
277. Шейкин Г. Ю. Озерные отстойники на оросительных системах. Душанбе, «Ирфон», 1965.
278. Шкудин Б. М. Гидромеханизация земляных работ. М., Стройиздат, 1940.
279. Шлихтинг Г. Теория пограничного слоя. М., «Наука», 1969.
280. Эйдельман С. Я. Натурные исследования бетонных гидротехнических сооружений. М. — Л., Госэнергоиздат, 1960.
281. Эйдельман С. Я. Натурные исследования бетонной плотины Братской ГЭС. Л., «Энергия», 1975.
282. Эрстов В. С. О сооружении бетонных плотин. — «Гидротехническое строительство», 1960, № 1.
283. Юдицкий Г. А. Временные указания по расчету размыва скального русла за водосливными плотинами с носком трамплином ВСН 07-65. М. — Л., «Энергия», 1966.
284. Яхтенфельд И. П. Солифлюкция как причина разрушения откосов каналов. — «Гидротехника и мелiorация», 1967, № 5.
285. Allen D. N. The experimental and mathematical analysis of arch dams with special reference to Dokan. — «Proceedings of the Institution of Civil Engineers», 1956, vol. 5, № 3, Part 1.
286. Bernell L. Construction of rockfill dams under winter conditions. C. d. C. B 2-9, VIII, Edinburgh, 1964.
287. Confessini F. Dighe e traverse, Milano, 1953.
288. Sherard J. L., Woodward R. J. eds. Earth and carthrock Dams. New York, 1963.
289. Tölké F. Talsperren, Staudämme und Staumauern. Berlin, 1938.

ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

При пользовании предметным указателем следует иметь в виду, что в рубриках, представляющих собой сочетание прилагательного и существительного, применена инверсия — существительное поставлено на первое место.

А

- Акведук 346—348, 481
- Анкеровка 260, 265, 267, 289, 293, 297, 306, 311—313, 540—541
- Анизотропия грунтов 21, 47, 50
- Аппаратура контрольно-измерительная (КИА) 611
- Арки, очертания 274, 294
- Армирование лотин 248, 278, 299
- Азрация потока 109, 117—119, 367

Б

- Бакен 529
- Балки захватные 399
- Берма 152, 189
- Бревенспуск 549—550
- Буй 529
- Бык 213, 254
- Быстроток 108, 366—368, 549
- Бычок раздельный 140, 254, 256

В

- Верховина 568
- Взрыв направленный 210, 470
- Вираж 109, 225
- Водобой 31, 110, 141—146, 214, 254, 260
- Водовыпуск (водоспуск) 101—105, 221, 237—239, 336, 542, 566
 - аварийный 101
 - башенный 237
 - безбашенный 237
 - донный 103
 - трубчатый 237
 - туннельный 239
- Водозабор боковой с вертикальной решеткой 487
 - — — галереями донными промывными 478, 483, 488
 - — — — наносоперехватывающими 478, 483
 - — — — горизонтальным полком 477
 - — — — удаленными промывными отверстиями 480
 - — — — фронтальной промывкой наносов 476
 - двусторонний 463
 - односторонний 463
 - ферганский 483, 485
 - фронтальный с донными промывными галереями 478
 - — — карманом 484
 - — — наносоперехватывающими галереями 487
 - шпорный 471
- Водозаборы бесплотинные нерегулируемые 466, 468
 - — — регулируемые 466, 470
 - боковые многоголовые 469
 - глубинные (донные) решетчатые 490
 - плотинные глубинные 462, 489
 - фронтальные 462, 483
 - — — двухъярусные 483, 484
- Водоприемник 101, 456
- Водосбор 439, 440
- Водосброс башенный 220, 231, 235
 - вихревой 233
 - вспомогательный 235, 236
 - естественный 103, 235—236
 - закрытый 227
 - ковшовый 229
 - комбинированный 104
 - мексиканский (веерный) 221
 - открытый 221
 - сифонный 229—230
 - траншейный (с боковым отводом воды) 226
 - трубчатый 229
 - туннельный 229
 - шахтный 230, 232—234
- Водоскат 367
- Водослив 106—108
 - безвакуумный 107, 255
 - вакуумный 107, 255
 - практического профиля 107
- Водосливное отверстие 213, 252
- Водосливной оголовок 114, 254
- Водоспуск (см. Водовыпуск)
- Воздействия температурные 315
- Воздуховоды 118
- Волны катящиеся 119—121
 - кноудальные 122
 - косые 119
 - остановившиеся 119
 - периодические 121
 - разрушенные 121
 - удлинненные 121

Ворота судоводных шлюзов 378, 530, 541
Врезка в основание 243, 244
Выпор грунта 13, 39, 41
Выработка туннельная 354, 365

Г

Габарит надводный 528
— подмостовой 175, 528
— шлюза 533
Габитоны 453, 455
Галерея продольная 245, 542,
— смотровая 31, 245, 246, 279
— цементационная 245
Гарантии маневрирования затворами 401
Гасители энергии 143, 145, 254, 260, 541,
542
Гашение избыточной энергии потока 109
Гидроизоляция 277, 297
Гидросистема 11
Гидроузел 11, 474
— безнапорный 11, 569
— высоконапорный 11, 573
— низконапорный 11, 569
— с плотинной из грунтовых материалов 102
— средненапорный 11, 570
Глубина на пороге шлюза 532
— наименьшая гарантированная 532, 533
— размыва 138, 139
— судового хода 527
Головы судоводных шлюзов 529—530, 540,
541
Гребень плотины 151, 189, 244
Грунты грубо- или крупнообломочные 23,
184, 187
— засоленные 26
— мерзлые 26
— многолетнемерзлые талые 26, 204

Д

Давление горное 354
— поровое 150, 198
— пульсации 142, 143
— фильтрационное 13, 31, 33, 36, 241, 246,
335
Дамбы 147, 445, 451, 458
Движение судов двустороннее 533, 534
— — — — — одностороннее 533, 534
Дефицит давления 141—143
Деформации русловые 136—137
— фильтрационные 34, 39, 198
Диафрагма 149, 186, 193, 206
— затвора 423
Динамометр Карлсона 619
— струнный грунтовый 619
Днище камеры шлюза 539
Долина речная 439, 440
Дренаж боковой 54, 540
— застенный 59, 367, 370
— основания 54, 245
— тела плотины 156, 245
Дюкер 350, 351

З

Завеса противофильтрационная 52, 149,
246, 250
— цементационная 52, 197, 250
Задача гидравлики плановая 136
Законы подобия 588
Занесение водохранилищ 580
Затвор 252, 374
Затворы аварийно-ремонтные 375, 541
— аварийные 375
— гидротехнические (см. Затвор)
— глубинные 376

— — — в самонесущем стальном корпусе 388
— — — вертикальные цилиндрические 388
— — — дисковые 390
— — — игольчатые 264, 391
— — — конусные 264, 391
— — — обратные сегментные 387
— — — плоские 376, 385, 421
— — — поворотные цилиндрические 390
— — — сегментные 255, 378, 387, 431
— — — шаровые 390
— — — основные 375
— — — поверхностные 376
— — — вальцовые 379
— — — двусторчатые 378
— — — клапанные 379
— — — крышевидные 380
— — — многосекционные 384
— — — наполняемые 382
— — — плавучие 333
— — — плоские 255
— — — полноповоротные 378
— — — с клапанами 384
— — — — — поворотными рамами 382
— — — — — фермами 382
— — — — — сдвоенные 384
— — — секторные 379
— — — шандрные 378
— — — ремонтные 255, 375
— — — строительные 375
Знаки навигационные 529
Зуб 31, 71, 73, 149, 197, 262, 286

И

Износ абразивный 110, 116
Инклинометр 617
Инъектирование грунтов 26, 28
Искажение масштабов модели 600, 601
Исследования лабораторные 365, 587
— натурные 365, 611

К

Кавитация 109, 116, 122, 262, 418, 603
Кавитация, виды (формы), стадии 124
— затворов 418
— моделирование 603
Камера судоподъемника 544—548
— шлюза 529—540
Камеры отстойника 510, 513, 515, 517
Канавы нагорная 443
Канал водопроводный (водоснабженческий);
329, 330
— деривационный 331, 462
— обходной 330, 526
— оросительный 329, 330
— осушительный 329
— подходной 330, 331, 524, 526, 530
— соединительный 330, 524
— судоводный 329—331, 524
— энергетический 329, 330
Карлсона динамометр (см. Динамометр
Карлсона)
Кладка фашинная 454
Клебемасса асфальтовая 358
Клинометр 618
Ковш нижнего бьефа 144, 263
Колодец волобовый 144—146, 259
Кольматаж 39
Компоновка гидроузла 569, 577
— — — пойменная 571
— — — русловая 536
Консоль 370—372

Конструкции безэрозийные («суперкавитирующие») 126, 130, 420
Контрфорс 213, 285
Контур плотины подземный 31, 38, 49, 246
Концентрация напряжений 78, 81, 248, 306
Коэффициент анизотропии 21, 48
— водозабора 463, 542
— крепости пород (М. М. Протодьяконова) 20, 354
— межслойности 43, 44
— устойчивости русла 441
Коэффициенты подобия 588, 592
Крепление откосов 152, 155, 164
— нижнего бьефа 143—146, 260
Крепь туннельная 357
Кривая депрессионная 156, 168, 613
Крупность гидравлическая 499

Л

Линия причальная 531
Лотки лесосплавные 549, 550
Лоток 348, 349, 481

М

Марка гидравлическая 616
— глубинная 616
— поверхностная 615
Материалы модельные 606, 609
— относительно кавитационной стойкости 132, 420
Меандрирование русел 437
Мероприятия на водосборе регуляционные 443
Метод коэффициентов сопротивления 36
Методы борьбы со сбийными течениями 140
Многорукавность 437
Многоступенчатость осветления воды 502
Модели упругие 506
— хрупкие 606
Моделирование воздушное 602
— динамических процессов 590, 607
— кавитации 603
— напряженного состояния 604
— прочности сооружений 604
— размывов 236, 600
— твердого стока 601
— термических режимов 594
— термонапряженного состояния 608
— шероховатости 595, 599
Модуль трещиноватости 19
Мутность воды 500

Н

Наброска 152, 153, 187
Наводнение 444
Нагрузки гидродинамические на затворы 417
— — — крепления нижнего бьефа 142—143, 531
— — — элементы водопропускных сооружений 111, 116
— на плотину 36, 54, 62, 85, 165, 241, 285, 622
Наносы взвешенные 438, 463, 499
— донные 438, 464, 476, 477
Наполнение камеры шлюза 534, 541,
Напряжения в основании 81, 242, 248—251, 284, 285, 306
— — теле плотины 78, 248, 279, 300, 323, 604
— допускаемые 75
Носок-трамплин 135, 136, 259
Носок-уступ 134

О

Обвалование 445
Обделка выравнивающая 357, 360—362
Обделка (облицовка) туннельная 354, 357, 360—362
Обжатие кладки (домкратами) 276, 289, 293, 297, 306
Облицовка износостойкая 110—111
— обтекаемых поверхностей 110, 132
Оборудование гидротехнических сооружений механическое 474
Обстановка судоходная 529
Овраг 443
Оголовки трубчатых сооружений входные 114, 127
Опорожнение камеры шлюза 534, 541
Организация чаши водохранилища 584
Осадка оснований 90
— сооружений 183, 200
— судна 525
Основания нескальные 18, 539
— полускальные 18
— скальные 17, 18, 240, 243, 250, 540, 541
Отверстия водопропускные 102, 105, 252
— входные 103
— глубинные 103
— донные 103
— поверхностные 103
— строительные 102, 254
Отвес 617
Откосы каналов 333
Отстойник внутрисистемный 502
— головной 502
— Дюфура 503
— с обратным уклоном 508
— с прямым уклоном 508
— системы Д. Я. Соколова 503, 521
— И. К. Никитина 523
Отстойники ирригационные 503, 504
— озерные 503, 504, 506
— энергетические 503
Отсыпка 187
Охлаждение бетона трубное 320

П

Палы 543
Параметр кавитации 124
— — критический 124
— кавитационной эрозии, критический 126
Парапет 151, 163, 244, 533
Пережат 442
Перекрытие русла 202
Перекрытия контрфорсных плотин напорные 287, 301
Перемиčky 470
Перелад консольный 370—373
— многоступенчатый 225, 368
— ступенчатый 368
Переработка берегов 581
Переход мостовой 474, 475, 537, 538
Переформирования дна в нижнем бьефе 136
Пирс раздельный 259
Плиты контрфорсных плотин фундаментные 287, 292, 297
Плот 549
Плотина
— арочная 264
— в условиях вечной мерзлоты 204
— водосбросная 252
— водосливная 203
— гравитационная 240, 241, 243, 248—250

— деревянная 213
— — контрфорсная 216
— земляная 147
— из сухой кладки 187
— каменно-земляная 186
— каменнонабросная 186
— контрфорсная 285
— — с гибким напорным перекрытием 287
— — — плоским напорным перекрытием 287, 292, 301
— массивно-контрфорсная 287, 303
— многоарочная 287, 293, 302
— многокупольная 287, 293
— намывная 148, 158
— насыпная 147
— ряжевая 215
— свайно-обшивная 214
— сланевая 217
— судоходная разборная 382
— фильтрующая 203
Плотины мягкие (наполняемые, мембранные) 382
— предварительно-напряженные и заанкеренные в основание 265, 267, 276, 289, 293, 297, 306, 308, 311—315
— — с полостями 308—310
— — расширенными швами 308—310
— — экраном или гидроизоляцией на напорной грани 247, 277, 297, 310, 315
— сборные 291, 313, 315
— ячеистые 308, 313
Плототаска механическая 549
Плотоход 549—551
Плотошлюз 549, 551
Площадка монтажная 253
Побочень 437
Поверхность депрессионная 582, 613
Подвод воздуха в области вакуума 118, 132
Подобие геометрическое 588
— динамическое 590
— кинематическое 590
— простое 589
— расширенное 589
Подхваты затворов 399
Подходы к судоходным шлюзам 529—531, 535
Пойма речная 438
Покрывала гибкие 455
Покрытие граней плотины 246, 277, 297, 311, 315
Ползучесть бетона 324
Полушлюз 548
Понур 30, 31, 50, 197, 214
Попуски полезные 101, 105
Пороги донные 444
Порт-убежище 529
Порталы туннеля 358
Потеря (см. Галерея смотровая)
Приводы затворов 392
— — передвижные 394
— — стационарные 394
Призма сливная 536
Причал 531
Пробка арочной плотины 267, 272
Противовес 545, 547
Противодавление 13, 55, 62, 68
Процесс условой 437
Прочность длительная 76
Профиль гравитационной плотины реальный 243
— — — теоретический 241
Пруды выростные 564

— зимовальные 565
— карантинные 565
— мальковые 564
— маточные 565
— нагульные 565
— нерестовые 564
— обвалованные 566
— русловые 566
Пути водные 524—528
Путь судовозный 547
Пучение морозное 205, 341
Пульсации давления 142, 143
— нагрузки 142, 143
Пьезодинамометр 614
Пьезометр 613
Пяты арочных плотин 278

Р

Работы выправительные 446
Размыв контактный 13, 39, 42
Размыв нижнего бьефа 138—139
Раскататели потока 140, 254, 260
Растяжимость бетона 325
Расход руслоформирующий 442
Расходы максимальные расчетные 104, 105, 254, 465
— санитарные 105
Расценители потока 144
Регулирование первичного стока 442
— русл рек у водозаборных сооружений 449
Режим водохранилищ волновой 579
— — гидробиологический 580
— — гидрохимический 580
— — ледовый 256, 579
— — термический 256, 579
— гидравлический нижнего бьефа 134
Решетка сороудерживающая 374, 481
Рисберма 31, 141, 260, 262
Рыбоотвод 563
Рыбоподъемник 553
— гидравлический 554
— механический 556
— напорный 554
Рыбоуловитель 567
Рыбоход 553
— лестничный 553
— лотковый 533
— обходной 553
— прудковый 553
— угреходы 553
Ряж 215, 455
Рым 539

С

Сверхмагистраль 526
Сдвиг 66, 71
Седло арочной плотины 265, 273
Сейсмостойкость 85
Секция камеры шлюза 540
Селепровод 348
Сетка гидродинамическая 32—34
Сеть гидрографическая, звенья ее 439
Сечение канала живое 527
Сечения быстротоков безволновые 223
Силы морозного пучения нормальные 342
Сипан 454
Система питания судоходного шлюза 541—543
— — — разрезы на блоки 318, 319
Скорость взвешивающая 501
— — — движения судов 528
— — — допускаемая (неразрывающая) 137

— в воронке размыва 139—140
— для несвязных грунтов 137
— для связных грунтов 137
Сооружения берегоукрепительные 457
— водозаборные 9, 462
— водопропускные безнапорные 104
— береговые 103
— закрытые 104, 112
— комбинированные 104
— напорные 104
— нерегулируемые 104, 220, 233
— открытые 104, 105, 221
— пойменные 103
— регулируемые 104, 220, 233
— гидротехнические 8
— массивные 457
— регуляционные 452—461
— рыбозаградительные 560, 568
— электрические 563
— рыбозащитные 559
— сетчатые 561
— фильтры 560
— гидравлические 560, 562
— механические 560
— физиологические 560, 563
— водопропускные 553
— сквозные 456, 460
— струенаправляющие 456, 461
— хворостяные 457
Сопряжение бьефов 134
Состояние напряженное 75, 80, 248—250
— термонапряженное 315, 323—328
Состояния предельные 75, 87
Способ возведения туннелей шитовой 360
— проходки туннелей горный 365
Способность пропускная водопропускных сооружений 111, 116
— шлюза 535
— транспортирующая 438, 500
Стенка буробетонная 49, 51, 197
— водобойная 144, 145
— раздельная 140, 259
— падения 369
Стены камер судоходных шлюзов 539
Степень осветления воды 504
Строительные материалы и элементы прочнейшие 452
Строительные расходы 101, 102
Судоподъемники 544—548
Судопропуск двусторонний 533, 534
— односторонний 533, 534
Суффозия механическая 13, 39, 40, 51, 259
— химическая 13, 39, 51
Суходол 439

Т

Теплоизоляция 246, 277, 318, 320
Течение сбойное 136, 140
Течения в водохранилищах 579
Трасса выправительная 446
Трещиностойкость 244, 326
Труба-ливнепровод 351
Туннель гидротехнический 353

У

Уплотнение швов 247, 257
Уплотнения затворов 428
— полиэтиленовые 430
— резиновые 429
— управляемые 429, 435
Управление бурным потоком 109
Устой 56, 213

— сопрягающий 257
Устойчивость на сдвиг 241, 242, 312
— сткосов 174
— сооружений 66
Устройства рыбозащитные 559
— рыбонаправляющие 559
Участки переходные 108
Ф
Фильтр обратный 39, 42, 167, 195
Фильтрация 56, 168
Флютбет 31
Формы рельефа эрозионные 439

Х

Ход судовой 527, 528
Хозяйство прудовое рыбоводное 564

Ц

Цементация основания 52, 196, 274
— площадная 52, 196, 274
— связующая 52
— швов 319
Циркуляция потока поперечная 461, 464
Части водосброса 106—109
— затворов опорно-ходовые 376, 424
— катковые 426
— колесные 425
— скользящие 424

Ш

Швы конструктивные постоянные 244, 278, 318
— расширенные 308—310, 315
Шероховатость искусственная 109, 224, 367, 541, 549
— усиленная 223, 553, 554
Ширина габаритная расчетного судна 532
— камеры полезная 532
— судовой хода 527
— устойчивого русла 442
Шлюз рыбопропускной 554, 555
Шлюз-плотоход 551
Шлюзование двустороннее 533, 534
— одностороннее 533, 534
Шлюзы судоходные 529
Шов «активный» 293, 297, 306
— временный температурно-усадочный 244, 276, 299
— конструктивный 244
— контурный 267, 269, 276
— продольный 277
— температурно-деформационный 256, 257, 540
Шов-надрез 267, 270
Шпски (уплотнения) 247, 277, 298
Шпунт 31

Щ

Щелемер 618

Э

Экзотермия цемента 317
Экраны противофильтрационные 148, 186, 308, 310, 311, 315
Элементы водопропускных сооружений основные 106—116
— жесткости контрфорсных плотин 286, 292, 299
Эрозия абразивная 110, 116
— кавитационная 109, 116, 123, 133
— русловая 438
— склоновая 438

Я

Ядро 149, 186

	Стр.
Предисловие	3
Введение	4
§ 1. Водные ресурсы, водное хозяйство и его отрасли, перспективы их развития в СССР	4
§ 2. Краткие сведения о развитии строительства гидротехнических сооружений	5
Раздел I. Общие сведения о гидротехнических сооружениях, их основаниях и условиях работы	
<i>Глава</i> 1. Классификация гидротехнических сооружений, гидроузлов и гидросистем, условия их работы и общие вопросы проектирования	8
§ 3. Понятие о гидротехнических сооружениях и их классификация	8
§ 4. Понятие о гидроузлах и гидросистемах, их классификация	11
§ 5. Особенности и условия работы гидротехнических сооружений	12
§ 6. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения	15
§ 7. Общие вопросы проектирования гидротехнических сооружений	16
<i>Глава</i> 2. Основания гидротехнических сооружений и методы их улучшения	17
§ 8. Общие понятия и классификация оснований	17
§ 9. Скальные основания	18
§ 10. Полускальные основания	21
§ 11. Нескальные основания	23
§ 12. Методы улучшения основания	26
Раздел II. Фильтрация воды в основаниях и в береговых примыканиях гидротехнических сооружений	
<i>Глава</i> 3. Фильтрация воды в нескальных основаниях гидротехнических сооружений	30
§ 13. Элементы подземного контура гидротехнических сооружений	30
§ 14. Методы фильтрационных расчетов	31
§ 15. Приближенные способы фильтрационных расчетов	36
§ 16. Фильтрационные деформации основания	39
§ 17. Проектирование обратных фильтров	42
§ 18. Водопроницаемость элементов подземного контура	45
§ 19. Фильтрация в неоднородных и анизотропных грунтах	47
§ 20. Современные схемы подземного контура плотин на нескальном основании	49
<i>Глава</i> 4. Фильтрация воды в скальных основаниях гидротехнических сооружений	51
§ 21. Особенности фильтрации воды в скальных основаниях	51
§ 22. Противофильтрационная защита основания	52
§ 23. Фильтрационное давление в скальных породах	54
<i>Глава</i> 5. Фильтрация воды в береговых примыканиях гидротехнических сооружений	56
§ 24. Общие сведения	56
§ 25. Положение депрессионной поверхности фильтрационного потока за устоем	56
§ 26. Фильтрация в берегах водохранилища при обтекании плеча плотины	58
§ 27. Фильтрация под сооружениями на каналах	59
Раздел III. Общие вопросы расчетов устойчивости и прочности подпорных бетонных гидротехнических сооружений	
<i>Глава</i> 6. Виды расчетов подпорных сооружений и расчетные случаи	62
§ 28. Виды расчетов. Нагрузки и воздействия на сооружения	62
§ 29. Расчетные случаи и требования, предъявляемые к подпорным сооружениям при расчетах их устойчивости и прочности	63
§ 30. Основные расчетные схемы	65
<i>Глава</i> 7. Расчеты устойчивости подпорных гидротехнических сооружений	66
§ 31. Расчеты устойчивости на сдвиг в случае нескальных оснований	66
§ 32. Расчеты устойчивости на сдвиг в случае скальных оснований	71
§ 33. Расчеты устойчивости на опрокидывание и на всплывание	74
<i>Глава</i> 8. Расчеты прочности и несущей способности гидротехнических сооружений и их оснований	75
§ 34. Существующие подходы к расчетам прочности сооружений и их оснований	75

§ 35.	Расчеты по допускаемым напряжениям	75
§ 36.	Влияние различных факторов на напряженное состояние и прочность гидротехнических сооружений	78
§ 37.	Основы расчетов сейсмостойкости	85
§ 38.	Некоторые вопросы расчета прочности и несущей способности оснований гидротехнических сооружений	87
§ 39.	Расчеты гидротехнических сооружений и их оснований по предельным состояниям	87
Глава 9.	Расчеты осадок оснований гидротехнических сооружений	90
§ 40.	Общие положения	90
§ 41.	Исходные данные для расчета и расчетные случаи	92
§ 42.	Основные методы определения напряжения в сжимаемой толще основания	94
§ 43.	Определение полной осадки	96
§ 44.	Распределение осадки во времени	98
§ 45.	Прогноз осадок по эмпирическим зависимостям	100
Раздел IV. Общие вопросы проектирования водопропускных сооружений		
Глава 10.	Характеристика, особенности и режимы работы водопропускных сооружений	101
§ 46.	Классификация водопропускных сооружений. Расчетные расходы воды. Размеры отверстий	101
§ 47.	Открытые водопропускные сооружения	105
§ 48.	Закрытые водопропускные сооружения	112
§ 49.	Аэрация потока в водопропускных сооружениях	117
§ 50.	Волнообразование в водопропускных сооружениях	119
§ 51.	Методы управления бурными потоками в водопропускных сооружениях	121
Глава 11.	Кавитация на элементах гидротехнических сооружений и методы борьбы с кавитационной эрозией	122
§ 52.	Кавитация. Кавитационные разрушения элементов водосбросных сооружений	122
§ 53.	Формы (виды) и стадии кавитации. Пороговые скорости	124
§ 54.	Методы борьбы с опасной кавитационной эрозией элементов водосбросных сооружений	126
Глава 12.	Вопросы проектирования устройств нижнего бьефа и прогноз местных размывов	134
§ 55.	Основные гидравлические режимы сопряжения бьефов	134
§ 56.	Русловые перестроения в зоне нижнего бьефа	136
§ 57.	Методы борьбы со сбойными течениями	140
§ 58.	Определение гидродинамических нагрузок на плиты водобоев и рисберм	141
§ 59.	Основные типы и конструкции устройств нижнего бьефа	143
Раздел V. Плотины земляные, из крупнообломочных грунтов и деревянные		
Глава 13.	Земляные плотины	147
§ 60.	Общие сведения	147
§ 61.	Отдельные элементы плотин	150
§ 62.	Намывные плотины	158
§ 63.	Определение отметки гребня	162
§ 64.	Расчеты креплений откосов	164
§ 65.	Подбор состава обратных фильтров	167
§ 66.	Фильтрационные расчеты	168
§ 67.	Расчеты устойчивости откосов	174
§ 68.	Расчеты осадок плотин	183
Глава 14.	Плотины из крупнообломочных грунтов	184
§ 69.	Общие сведения	184
§ 70.	Классификация	186
§ 71.	Крупнообломочные грунты используемые для возведения плотин	187
§ 72.	Выбор типа плотины	188
§ 73.	Очертание профиля плотины	189
§ 74.	Противофильтрационные устройства в теле плотины	190
§ 75.	Противофильтрационные устройства в основании	195
§ 76.	Расчетное обоснование конструкции	197
Глава 15.	Грунтовые плотины, возводимые в особых условиях	202

§ 77.	Подпорные сооружения, возводимые наброской камня в текущую воду, и пропуск паводковых расходов через недостроенные плотины	202
§ 78.	Фильтрующие и водосливные каменно-земляные плотины	203
§ 79.	Плотины, возводимые в условиях вечной мерзлоты	204
§ 80.	Особенности возведения плотин зимой	208
§ 81.	Плотины, возводимые направленным взрывом	210
Глава 16.	Деревянные плотины	213
§ 82.	Общие сведения	213
§ 83.	Типы плотин	214
§ 84.	Флютбеты плотин	218
Глава 17.	Водопускные сооружения гидрозловов с глухими плотинами	220
§ 85.	Классификация водосбросов и водовыпусков	220
§ 86.	Открытые водосбросы	221
§ 87.	Закрытые водосбросы	227
§ 88.	Использование основных и вспомогательных (естественных) водосбросов для пропуска паводковых расходов	236
§ 89.	Водовыпуски	236

Раздел VI. Плотины бетонные и железобетонные

Глава 18.	Гравитационные плотины на скальном основании	240
§ 90.	Общие сведения	240
§ 91.	Поперечные профили плотин	241
§ 92.	Сопряжение с основанием и берегами	243
§ 93.	Отдельные элементы плотин	244
§ 94.	Прочность и устойчивость плотин	248
Глава 19.	Водосбросные плотины	252
§ 95.	Типы и размеры водосбросных отверстий	252
§ 96.	Режимы сопряжения бьефов	254
§ 97.	Поверхностные водосливы	254
§ 98.	Общие требования к поверхностям, обтекаемым высокоскоростными потоками	263
§ 99.	Глубинные водосбросы	264
Глава 20.	Арочные плотины	264
§ 100.	Классификация	264
§ 101.	Общие сведения	267
§ 102.	Основные вопросы проектирования	272
§ 103.	Основы расчетов прочности и устойчивости	279
Глава 21.	Контрфорсные плотины	285
§ 104.	Принципиальные схемы контрфорсных плотин и идея, положенная в основу их конструкций	285
§ 105.	Основные типы и конструкции	287
§ 106.	Конструктивные и другие особенности	299
§ 107.	Основы расчетов прочности элементов и устойчивости контрфорсных плотин	300
Глава 22.	Облегченные гравитационные плотины	308
§ 108.	Пути облегчения гравитационных плотин	308
§ 109.	Плотины с расширенными швами и полостями	309
§ 110.	Плотины с экраном или с гидроизоляциями на напорной грани	310
§ 111.	Предварительно-напряженные и заанкеренные в основании плотины	311
§ 112.	Ячеистые и сборные плотины	313
§ 113.	Технико-экономические характеристики и перспективы применения различных конструкций облегченных гравитационных плотин	314
Глава 23.	Термический режим и термонапряженное состояние бетонных плотин	315
§ 114.	Температурные воздействия и мероприятия по борьбе с температурным трещинообразованием	315
§ 115.	Краткие сведения по температурным расчетам	320
§ 116.	Некоторые сведения по оценке термонапряженного состояния бетонных плотин	323

Раздел VII. Каналы и гидротехнические сооружения на них

Глава 24.	Каналы	329
§ 117.	Назначение	329
§ 118.	Трассирование	329
§ 119.	Поперечное сечение	331
§ 120.	Одежда	333
§ 121.	Особенности эксплуатации	336
Глава 25.	Регулирующие сооружения	336
§ 122.	Общие сведения	336
§ 123.	Типы регулирующих сооружений	338

§ 124.	Сборные внутрисистемные сооружения	340
§ 125.	Особенности регуляторов, возводимых на пучинистых грунтах	341
§ 126.	Особенности регуляторов, возводимых на вечноммерзлых грунтах	344
Глава 26.	Водопроводящие сооружения	346
§ 127.	Аведуки, сепараторы и лотки	346
§ 128.	Дюкеры и трубы-ливнепроводы	350
Глава 27.	Гидротехнические туннели	353
§ 129.	Общие сведения и классификация	353
§ 130.	Горное давление	354
§ 131.	Общая характеристика безнапорных туннелей	355
§ 132.	Статические расчеты обделок безнапорных туннелей	356
§ 133.	Общая характеристика напорных туннелей	359
§ 134.	Статические расчеты обделок напорных туннелей	362
§ 135.	Некоторые вопросы проектирования	364
Глава 28.	Сопрягающие сооружения	366
§ 136.	Общие сведения. Быстроотки	366
§ 137.	Ступенчатые перепады	368
§ 138.	Консольные перепады	370
§ 139.	Выбор типа сопрягающего сооружения	371

Раздел VIII. Механическое оборудование гидротехнических сооружений

Глава 29.	Общие сведения о механическом оборудовании гидротехнических сооружений	374
§ 140.	Механическое оборудование и металлические конструкции гидротехнических сооружений	374
§ 141.	Классификация затворов	375
§ 142.	Виды поверхностных затворов	376
§ 143.	Виды глубинных затворов	384
§ 144.	Механизмы и устройства для управления затворами	392
Глава 30.	Компоновка механического оборудования на сооружениях и условия его работы	401
§ 145.	Основные требования к механическому оборудованию	401
§ 146.	Примеры компоновок механического оборудования на сооружениях	405
§ 147.	Нагрузки и воздействия на затворы и механизмы	411
§ 148.	Определение гидравлических нагрузок на затворы	414
§ 149.	Борьба с кавитацией и кавитационной эрозией при работе затворов	418
Глава 31.	Конструкции плоских и сегментных затворов	421
§ 150.	Плоские затворы	421
§ 151.	Сегментные затворы	431

Раздел IX. Регулирование русл

Глава 32.	Русловый процесс и его регулирование	437
§ 152.	Русловый процесс — взаимодействие потока с руслом и транспортирование наносов	437
§ 153.	Формирование русл рек и их устойчивость	439
§ 154.	Методы регулирования русл	442
§ 155.	Регулирование русл рек у водозаборных сооружений	449
Глава 33.	Регуляционные (выправительные) сооружения	452
§ 156.	Строительные материалы и элементы конструкций	452
§ 157.	Основные требования к сооружениям и их классификация	455
§ 158.	Массивные сооружения	457
§ 159.	Сквозные и струенаправляющие сооружения	460

Раздел X. Речные водозаборные сооружения

Глава 34.	Общие сведения с речных водозаборных сооружений	462
§ 160.	Условия применения и классификация	462
§ 161.	Требования, предъявляемые к водозаборам	464
Глава 35.	Речные бесплотинные водозаборы	466
§ 162.	Общие сведения	466
§ 163.	Типы бесплотинных водозаборов	468
§ 164.	Расчеты бесплотинных водозаборов	472
Глава 36.	Речные плотинные водозаборы	474
§ 165.	Общие сведения	474
§ 166.	Боковые водозаборы	475
§ 167.	Фронтальные водозаборы	483
§ 168.	Глубинные водозаборы	489

Раздел XI. Отстойники

Глава 37.	Основные сведения об отстойниках	499
§ 169.	Характеристики взвешенных наносов	499

	Стр.
§ 170. Назначение отстойников	502
§ 171. Общая характеристика отстойников	503
Глава 38. Отстойники с периодической промывкой	506
§ 172. Общие сведения	506
§ 173. Конструктивные особенности отдельных элементов отстойников	508
§ 174. Расчеты отстойников	512
Глава 39. Отстойники с непрерывной промывкой	516
§ 175. Конструктивные особенности отстойников	516
§ 176. Расчеты отстойников	519
§ 177. Некоторые типы отстойников с непрерывной промывкой	521
Раздел XII. Судо-, лесо- и рыбопропускные сооружения	
Глава 40. Водные пути	524
§ 178. Общие сведения	524
§ 179. Основные принципы проектирования водных путей	526
Глава 41. Судоходные шлюзы и судоподъемники	529
§ 180. Основные конструктивные элементы шлюзов	529
§ 181. Классификация шлюзов и использование их как водосбросов	531
§ 182. Габаритные размеры шлюзов	531
§ 183. Технология пропуска судов через шлюзы и их судопропускная способность	533
§ 184. Размещение судоходных сооружений	536
§ 185. Конструкции и размеры камер шлюзов	539
§ 186. Конструкции и компоновка голов шлюзов	540
§ 187. Системы питания шлюзов	541
§ 188. Причальные и направляющие сооружения	543
§ 189. Судоподъемники	544
Глава 42. Лесопропускные сооружения	548
§ 190. Бревноспуски	549
§ 191. Плотходы	550
Глава 43. Рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. Прудовые рыбоводные хозяйства	552
§ 192. Рыбопропускные сооружения	552
§ 193. Рыбозащитные сооружения	559
§ 194. Краткие сведения о прудовых рыбоводных хозяйствах	564
Раздел XIII. Компоновка речных гидроузлов. Водохранилища	
Глава 44. Компоновка речных гидроузлов	569
§ 195. Общие положения	569
§ 196. Основные требования, предъявляемые к компоновке гидроузлов	577
Глава 45. Водохранилища	578
§ 197. Изменение гидрологического режима и его воздействие на природные условия зоны водохранилища	578
§ 198. Изменение природных условий вокруг водохранилища	581
§ 199. Изменение природных условий в нижнем бьефе гидроузлов	583
§ 200. Организация чаши водохранилищ и противомаларийные мероприятия	584
§ 201. Техничко-экономические показатели водохранилищ	585
Раздел XIV. Исследования гидротехнических сооружений	
Глава 46. Лабораторные исследования гидротехнических сооружений	587
§ 202. Задачи, виды и развитие лабораторных исследований	587
§ 203. Основы теории подобия	588
§ 204. Гидравлическое моделирование	595
§ 205. Моделирование напряженного состояния и прочности гидротехнических сооружений и их оснований при воздействии статических и динамических нагрузок и температур	604
Глава 47. Натурные исследования гидротехнических сооружений	610
§ 206. Общие положения	610
§ 207. Виды натурных исследований и используемая контрольно-измерительная аппаратура	611
§ 208. Основные принципы размещения контрольно-измерительной аппаратуры	620
Приложение I. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения	621
Приложение II. Таблицы для расчетов осадок оснований гидротехнических сооружений	626
Приложение III. Формулы для фильтрационных расчетов земляных плотин	628
Список литературы	632
Предметный указатель	638

ИЯ АЛЕКСАНДРОВНА ВАСИЛЬЕВА
ГЕННАДИЙ ИВАНОВИЧ ЖУРАВЛЕВ
СЕРГЕЙ НИКАНДРОВИЧ КОРЮКИН
ПЕТР ЕВГЕНЬЕВИЧ ЛЫСЕНКО
НИКОЛАЙ ПАВЛОВИЧ РОЗАНОВ
Герман Константинович Суханов

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

Редакция литературы по инженерному оборудованию
Зав. редакцией И. П. Скворцова
Редактор М. А. Шершукова
Мл. редактор А. А. Миняева
Внешнее оформление художника И. А. Шилева
Технические редакторы Т. М. Кан, Ю. Л. Циханкова
Корректоры Л. С. Лелягина, В. А. Быкова

ИБ № 1864

Сдано в набор 18/V 1976 г. Подписано к печати 3/III 1978 г. Т-05675. Формат 70×108¹/₁₆ д. л. Бумага типографская № 2. 56,70 усл. печ. л. (уч.-изд. 60,96 л.). Тираж 20 000 экз. Изд. № А1—4710. Заказ № 417. Цена 2 р. 30 к.

Стройиздат, 103006, Москва, Каляевская, 23а

Владимирская типография Союзполиграфпрома при Государственном комитете Совета Министров СССР по делам издательства, полиграфии и книжной торговли
600000, г. Владимир, Октябрьский проспект, д. 7