

И.И. КИРИЕНКО
Ю.А. ХИМЕРИК

ГИДРО- ТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ
И РАСЧЕТ

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

Киев
головное издательство
издательского объединения
«Вища школа»
1987

38.77—02я73

К43

УДК 626/627(07)

Гидротехнические сооружения. Проектирование и расчет:
Учеб. пособие / И. И. Кириенко, Ю. А. Химерик.— К.:
Вища шк. Головное изд-во, 1987.— 253 с.

Рассмотрены земляные плотины, водопропускные соору-
жения, гравитационные плотины на скальных и нескальных
основаниях, водозаборные сооружения. Приведены примеры
расчетов этих сооружений и некоторые справочные материалы.

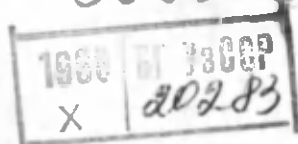
Нормативные документы приведены по состоянию на
01.06.86.

Для студентов гидротехнических специальностей вузов.

Табл. 44. Ил. 146. Библиогр.: 56 назв.

Рецензенты: доктор технических наук *Н. Г. Пивовар*
(Институт гидромеханики АН УССР), доктор технических на-
ук, профессор *Л. В. Мазуренко* и кандидат технических наук,
доцент *В. П. Слободянюк* (Одесский инженерно-строительный
институт).

Редакция литературы по строительству и архитектуре
Зав. редакцией *В. В. Гаркуша*



К 330200000—144 266—87
М211(04)—87

© Издательское объединение
«Вища школа», 1987

ПРЕДИСЛОВИЕ

В развитии производительных сил нашей страны важная роль отводится водному хозяйству. Это вытекает из последних основополагающих документов партии и правительства.

На майском (1982 г.) и октябрьском (1984 г.) Пленумах были приняты Продовольственная программа СССР и долговременная программа мелиорации и повышения эффективности использования мелиорированных земель в целях устойчивого наращивания продовольственного фонда страны. Будет продолжаться строительство крупных ГЭС в таких богатых гидроэнергетическими ресурсами районах, как Кавказ, Средняя Азия, Сибирь и Дальний Восток. Наряду с этим намечается и более полное использование гидроэнергетических ресурсов малых рек.

Для претворения всех этих планов в жизнь предусматривается выполнение большого объема работ, связанных с водохозяйственным строительством. При этом на обширных территориях нашей страны будет возводиться большое количество самых разнообразных гидротехнических сооружений, предназначенных для комплексного использования водных ресурсов на нужды народного хозяйства.

В основных направлениях экономического и социального развития СССР на 1986—1990 годы и на период до 2000 года, утвержденных на XXVII съезде КПСС, предусмотрено ввести в эксплуатацию в двенадцатой пятилетке только за счет государственных капитальных вложений 3,3 млн. га орошаемых и 3,6 млн. га осушенных земель.

В процессе подготовки будущие инженеры водохозяйственного профиля должны приобрести навыки проектирования гидротехнических сооружений на современном техническом уровне. Этим целям и служит настоящее учебное пособие, которое в какой-то мере восполняет недостаток специальной литературы по проектированию гидротехнических сооружений и учитывает современные нормативные документы.

В учебном пособии сосредоточено внимание на проектировании в основном тех гидротехнических сооружений, которые получили наибольшее распространение в производственных условиях и наиболее часто рассматриваются при курсовом и дипломном проектировании.

Учебное пособие предназначено для студентов институтов и факультетов гидротехнических специальностей и может быть полезным как для инженеров-проектировщиков, так и для производст-

венников. Его использование предполагает предварительное ознакомление читателей с соответствующими общими теоретическими курсами гидротехнических сооружений, так как общие сведения о гидротехнических сооружениях и их конструкциях приводятся лишь в том объеме, который диктуется условиями их практического использования при проектировании.

Предисловие, общие положения и расчетные данные, а также параграфы 1.2; 1.4; 1.5; 1.6; 1.7; 1.8; 2.1; 2.2, главы 3, 4, 5 и приложения написаны кандидатом технических наук И. И. Кириенко. Остальной материал глав 1 и 2 написан кандидатом технических наук Ю. А. Химериком.

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ И РАСЧЕТНЫЕ ДАННЫЕ

Гидротехникой называется отрасль науки и техники, охватывающая вопросы использования водных ресурсов, их охраны и борьбы с вредным действием вод при помощи инженерных сооружений, называемых *гидротехническими*.

По целевому назначению гидротехнические сооружения разделяются на следующие виды:

водоподпорные, создающие и испытывающие на себе подпор воды, а также удерживающие перед собой значительные объемы воды — плотины (глухие и водосливные), дамбы, плотинные водозаборные сооружения и др.;

водопропускные, служащие для пропуска излишних паводковых вод, для частичного или полного выпуска воды из водохранилища — водосбросы и водоспуски;

водопроводящие, служащие для подвода или отвода воды из одних пунктов в другие — каналы, трубопроводы, туннели и др.;

водозаборные, забирающие воду из реки или водохранилища и направляющие ее по каналам или трубопроводам на гидроэлектростанции, на оросительную систему и т. д.;

регуляционные, или выправительные, регулирующие условия протекания воды в руслах и предохраняющие дно и берега русла от размыва или отложения наносов, — берегоукрепительные сооружения, струнаправляющие дамбы и др.

По водохозяйственному назначению гидротехнические сооружения разделяются на общие и специальные. Общие гидротехнические сооружения применяются в нескольких или во всех отраслях водного хозяйства (водоподпорные, водопроводящие, водосбросные, водозаборные и регуляционные сооружения). Специальные гидротехнические сооружения применяются только в одной какой-либо отрасли и являются для нее специфическими. Например, сооружения: гидроэнергетические (здания гидроэлектростанций, аванкамеры, напорные бассейны, уравнильные башни и др.); водного транспорта (судоходные шлюзы, судоподъемники, причальные сооружения, лесославные и лесопропускные сооружения и др.); гидромелиоративные (регуляторы, отстойники, оросительная и осушительная сеть, водомеры, вододелители, дренажные устройства и др.); для целей водоснабжения (водозаборы, насосные станции, фильтры, пруды-охладители, брызгальные бассейны, очистные сооружения и др.); для целей рыбного хозяйства (рыбоходы, рыбоподъемники, рыбоводные пруды и бассейны).

Узлом гидротехнических сооружений, или *гидроузлом*, называется комплекс различных гидротехнических сооружений, объеди-

ненных общим назначением и расположением. В зависимости от основного назначения различают энергетические, водозаборные, водотранспортные и другие гидроузлы. Гидроузлы бывают напорные (в составе узла имеются водоподпорные сооружения) и безнапорные (водоподпорное сооружение отсутствует).

По значению создаваемого напора различают гидроузлы: низконапорные, с напором 2—10 м; средненапорные, с напором 10—40 м; высоконапорные, напор которых превышает 40 м.

Водохозяйственной системой, или *гидросистемой*, называется комплекс гидротехнических сооружений, охватывающий значительную территорию и включающий несколько гидроузлов, объединенных общностью задач (комплекс гидростанций на реке, системы водоснабжения, оросительные и осушительные системы и др.).

Речные гидротехнические сооружения разделяются на постоянные и временные. Постоянные гидротехнические сооружения, в свою очередь, разделяются на основные и второстепенные.

Основными гидротехническими сооружениями считаются такие, разрушение которых приводит к нарушению нормальной работы электростанций, прекращению или уменьшению подачи воды в оросительные системы, подтоплению осушаемой и затоплению обвалованной территории, прекращению или сокращению судоходства, лесосплава или деятельности речного порта. К основным гидротехническим сооружениям относятся: плотины, дамбы, водосбросы, водоприемники и водозаборные сооружения, деривационные и магистральные оросительные и судоходные каналы, туннели, трубопроводы, напорные бассейны и уравнильные резервуары, здания гидравлических, гидроаккумулирующих электростанций и насосных станций, шлюзы и судоподъемники, пассажирские причалы и причалы для основных грузов порта, сооружения, несущие нагрузки от подъемных и транспортных механизмов порта, гидротехнические сооружения тепловых и атомных электростанций, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения.

Второстепенными гидротехническими сооружениями являются такие, разрушение которых не влечет за собой указанных выше последствий для основных сооружений. К ним относятся: ремонтные затворы, ледозащитные сооружения, струенаправляющие и раздельные стенки и дамбы, палы шлюзов, причалы для неосновных грузов порта, отбойные устройства, берегоукрепительные сооружения, служебные мостики, не несущие нагрузок от подъемных механизмов, и др.

Классы постоянных гидротехнических сооружений в зависимости от их высоты и видов грунтов основания принимаются по табл. 1 [10].

В зависимости от вида и размера гидротехнических сооружений класс их принимается по табл. 2 [10].

Класс основных водоподпорных гидротехнических сооружений принимается по наибольшему его значению, определяемому по табл. 1 и 2.

К временным гидротехническим сооружениям относятся такие,

Таблица 1. Классы водоподпорных гидротехнических сооружений

Наименование водоподпорных сооружений	Виды грунтов основания	Классы сооружений			
		I	II	III	IV
		Высота сооружения, м			
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, судодоходные шлюзы, судоподъемные сооружения, подпорные стены и другие бетонные 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

Примечания: 1. Если авария водоподпорного сооружения может вызвать последствия катастрофического характера для расположенных ниже городов, крупных промышленных предприятий, транспортных магистралей, то класс сооружения, определенный по табл. 1, допускается повышать в соответствии с масштабом последствий при надлежащем обосновании. 2. Если авария водоподпорного сооружения не вызывает катастрофических последствий в нижнем бьефе (при расположении гидроузла в необжитом районе или у моря), то класс их, определенный по табл. 1, допускается понизить на единицу.

которые используются только в период строительства или ремонта постоянных сооружений. Временные сооружения допускается относить к IV классу, если авария их может вызвать последствия катастрофического характера для строительной площадки, населенных пунктов, сооружений и предприятий или вызвать значительную задержку возведения основных сооружений объектов I, II и III классов. Перемычки и строительные туннели, при надлежащем обосновании, допускается относить к III классу.

В соответствии с изменениями СНиП II-50-74 в части определения расчетных максимальных расходов, введенными с 1.10.84 г., расчетные максимальные расходы воды должны определяться для двух расчетных случаев — основного и поверочного — в соответствии с табл. 3.

Расчетный расход воды, подлежащий пропуску в процессе эксплуатации через постоянные водопропускные сооружения гидроузла, устанавливается с учетом уменьшения максимального расчетного расхода воды при его трансформации в проектируемом и вышерасположенных водохранилищах.

Таблица 2. Классы гидротехнических сооружений в зависимости от последствий нарушения их эксплуатации

Наименование объектов гидротехнического строительства	Классы сооружений	
	основных	второстепенных
Гидротехнические сооружения гидравлических, гидроаккумулирующих и тепловых электростанций мощностью, млн. кВт:		
$\geq 1,5$	I	III
$< 1,5$	II—IV	III—IV
Гидротехнические сооружения атомных электростанций мощностью, тыс. кВт:		
≥ 500	I	III
101—500	II	III
≤ 100	III	IV
Гидротехнические сооружения на внутренних водных путях:		
сверхмагистральных	II	III
магистральных и местного значения	III	IV
местного значения на малых реках	IV	IV
Сооружения речных портов с навигационным грузооборотом, млн. усл. т		
> 3	II	III
0,151—3	III	IV
$< 0,15$	IV	IV
Речные гидроузлы и магистральные каналы оросительных систем при площади орошения более 400 тыс. га	II	III
Речные гидроузлы и магистральные каналы мелиоративных систем при площади орошения и осушения, тыс. га:		
51—400	III	IV
< 50	IV	IV

Примечания: 1. Внутренние водные пути должны относиться к сверхмагистральным, магистральным путям местного значения или к малым рекам по действующим нормам проектирования подмостовых габаритов на внутренних водных путях. 2. Классы гидротехнических сооружений, проектируемых на сверхмагистральных и магистральных водных путях, а также на оросительных магистральных каналах, участвующих в создании напорного фронта, надлежит повышать на единицу против указанных в табл. 2. 3. Класс рыбопропускного сооружения, участвующего в создании напорного фронта, устанавливается таким же, как и класс водоподпорных сооружений. 4. Класс сооружений узла насосной станции переброски стока устанавливается, как для участника комплексного гидроузла, показатели которого соответствуют наиболее высокому классу.

Таблица 3. Вероятность превышения расчетных максимальных расходов воды

Расчетный случай	Ежегодная вероятность превышения максимальных расходов воды в зависимости от класса сооружения			
	I	II	III	IV
Основной	0,1	1	3	5
Поверочный	0,01	0,1	0,5	1

Пропуск расчетного расхода воды для основного расчетного случая должен обеспечиваться, как правило, при нормальном подпорном уровне верхнего бьефа (НПУ): через эксплуатационные водосбросные устройства при полном их открытии; через все гидротурбины ГЭС; через все другие водопропускные сооружения при нормальной их эксплуатации.

Пропуск расчетного расхода воды для поверочного расчетного случая должен обеспечиваться при максимальном допустимом (форсированном) подпорном уровне (ФПУ) всеми водопропускными сооружениями гидроузла, включая эксплуатационные водосбросы, гидротурбины ГЭС, водозаборные сооружения оросительных систем и систем водоснабжения, судоходные шлюзы, рыбопропускные сооружения и резервные водосбросы.

Строительные конструкции и основания гидротехнических сооружений рассчитываются на силовые воздействия по методу предельных состояний [10]. Предельные состояния разделяются на две группы: первая — по потере несущей способности или непригодности к эксплуатации; вторая — по непригодности к нормальной эксплуатации.

Наступление предельных состояний первой группы (устойчивости и прочности) конструкций и оснований гидротехнических сооружений оценивается по условию

$$n_c N_p \leq Rm/k_n \quad (1)$$

где n_c — коэффициент сочетания нагрузок, принимаемый равным единице для основного сочетания нагрузок; 0,9 — для особого сочетания нагрузок; 0,95 — для сочетания нагрузок в период строительства; N_p — расчетное значение обобщенного силового воздействия с учетом коэффициентов перегрузки n , приведенных ниже; R — расчетное значение обобщенной несущей способности сооружения или его конструкций и оснований, определяемое с учетом коэффициента безопасности по материалам и грунтам K ; m — коэффициент условий работы, учитывающий вид предельного состояния, приближенность расчетных схем, тип сооружения, конструкции или основания, вид материала или другие факторы; k_n — коэффициент надежности, учитывающий степень ответственности, капитальность и значимость последствий при наступлении тех или иных предельных состояний.

Коэффициент перегрузки n принимается в зависимости от нагрузок и воздействий:

Собственный вес сооружения	1,05 (0,95)
Собственный вес обделок туннелей	1,2 (0,9)
Вертикальное давление 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
Гидростатическое давление подземных вод на обделку туннелей	1,1 (0,9)

Вертикальные и горизонтальные нагрузки от подъемных, погрузочных и транспортных механизмов, а также нагрузки от веса людей, складываемых грузов и стационарного технологического оборудования

По главе
СНиП
2.01.07-85

Снеговые нагрузки
Ветровые нагрузки
Нагрузки от судов
Ледовые нагрузки
Температурные и влажностные воздействия
Сейсмические воздействия

Там же
»
1,2
1,1
1,1
1

Примечания 1. В скобках указаны коэффициенты перегрузки, применение которых приводит к невыгодному случаю загрузки сооружения. 2. Коэффициенты перегрузки от подвижного состава железных и автомобильных дорог принимаются по нормам проектирования мостов. 3. Значения коэффициентов перегрузки от горного давления принимаются по строительным нормам на проектирование гидротехнических туннелей. 4. Коэффициенты перегрузки допускаются принимать равными единице для собственного веса сооружения, 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 главой СНиП II-16-76 по проектированию оснований гидротехнических сооружений [29].

Значения коэффициентов k и m принимаются по нормативным документам на проектирование отдельных видов гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований.

Коэффициент надежности k_n принимается: для сооружений I класса — 1,25; II класса — 1,2; III класса — 1,15; IV класса — 1,1. При расчете гидросооружений по второй группе предельных состояний k_n можно принимать равным единице, кроме случаев, оговоренных нормами на проектирование отдельных видов сооружений и конструкций.

При расчете речных гидротехнических сооружений учитываются нагрузки и воздействия, которые разделяются на постоянные и временные [24], [25]. Временные нагрузки и воздействия, в свою очередь, разделяются на длительные, кратковременные и особые.

К *постоянным нагрузкам и воздействиям* относятся:

вес сооружений, вес и давление грунтов (насыпей, засыпок), горное давление, гидростатическое, фильтрационное, поровое давление воды, противодавление в расчетных сечениях и строительных швах бетонных и железобетонных конструкций при нормальном подпорном уровне и нормальной работе противофильтрационных и дренажных устройств;

вес технологического оборудования, место расположения которого на сооружении не меняется в процессе эксплуатации; воздействие предварительного напряжения конструкций.

К *временным длительным нагрузкам и воздействиям* относятся: дополнительное давление грунта (сверх основного давления грунта), возникающее вследствие деформации основания и конструкций или от температурных воздействий;

давление отложившихся наносов;

воздействия усадки и ползучести.

К *кратковременным нагрузкам* относятся:

нагрузки от судов (навал, швартовые и ударные), ледовые; вол-

новые нагрузки, нагрузки от плавающих тел, давление от гидравлического удара в период нормальной эксплуатации, пульсационные нагрузки в безнапорных и напорных водоводах;

нагрузки от подъемных, перегрузочных и транспортных устройств и других конструкций и механизмов (мостовых и подвесных кранов и т. п.);

снеговые, ветровые и температурно-климатические нагрузки и воздействия.

К особым нагрузкам и воздействиям относятся:

сейсмические и взрывные воздействия;

дополнительное гидростатическое поровое давление воды и противодавление в расчетных сечениях и строительных швах бетонных и железобетонных конструкций при форсированном уровне;

температурно-влажностные воздействия;

дополнительное фильтрационное давление воды, возникающее в результате нарушения нормальной работы противофильтрационных и дренажных устройств;

давление от гидравлического удара при полном сбросе нагрузки при прорыве затворов и зимних пропусках воды в нижний бьеф; воздействия неравномерных деформаций оснований, сопровождающиеся изменением структуры грунта (деформации просадочных грунтов при замачивании и вечномерзлых грунтов при оттаивании).

Расчет речных гидротехнических сооружений производят на основные и особые сочетания нагрузок. Основные сочетания нагрузок состоят из постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок и воздействий. Особые сочетания нагрузок включают постоянные, временные длительные, отдельные кратковременные и одну из особых нагрузок и воздействий. Нагрузки и воздействия принимаются в наиболее неблагоприятных, но возможных сочетаниях отдельно для эксплуатационного и строительного периодов.

Все расчеты оснований гидротехнических сооружений должны выполняться с использованием расчетных характеристик грунтов [29]:

$$A = A^н / k_r, \quad (2)$$

где $A^н$ — нормативное значение данной характеристики;

k_r — коэффициент безопасности по грунту.

Нормативные значения наиболее употребительных прочностных характеристик нескальных грунтов приведены в табл. 4.

Значения прочностных характеристик грунтов c и φ при расчетах по несущей способности (первое предельное состояние) обозначаются с индексом I (c_I, φ_I), а при расчетах по деформации (второе предельное состояние) — с индексом II (c_{II}, φ_{II}). При проектировании оснований по несущей способности расчетные значения этих прочностных характеристик получают делением их нормативных значений, приведенных в табл. 4, на коэффициент безопасности по грунту k_r . В этом случае допускается принимать следующие его значения: для c песчаных и глинистых грунтов $k_r = 1,5$;

Таблица 4. Нормативные значения удельных сцеплений $c^н$, кПа, и углов внутреннего трения $\varphi^н$, град, песчаных и глинистых грунтов [28]

Вид грунтов	Обозначение характеристик	Характеристика грунтов при коэффициенте пористости e						
		0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Пески гравелистые и крупные	$c^н$	2	1	—	—	—	—	—
	$\varphi^н$	43	40	38	—	—	—	—
Пески средней крупности	$c^н$	3	2	1	—	—	—	—
	$\varphi^н$	40	38	35	—	—	—	—
Пески мелкие	$c^н$	6	4	2	—	—	—	—
	$\varphi^н$	38	36	32	28	—	—	—
Пески пылеватые	$c^н$	8	6	4	2	—	—	—
	$\varphi^н$	36	34	30	26	—	—	—
Супеси	$c^н$	20	16	14	12	9	—	—
	$\varphi^н$	29	27	26	22	18	—	—
Суглинки	$c^н$	43	36	28	23	18	15	12
	$\varphi^н$	25	24	22	21	19	17	12
Глины	$c^н$	—	81	57	50	43	37	32
	$\varphi^н$	—	21	18	17	16	14	11

для φ песчаных грунтов — 1,1; для φ глинистых грунтов $k_r = 1,15$.

В расчетах по деформациям оснований гидротехнических сооружений значения удельного сцепления c и угла внутреннего трения φ допускается принимать равными нормативным непосредственно по табл. 4.

Отношение веса грунта, включая вес воды в его порах, к занимаемому этим грунтом объему, включая поры, характеризуется удельным весом грунта [30].

Ориентировочные пределы изменения значений удельного веса γ_r , кН/м³, скальных и нескальных грунтов [29]:

скальные (при временном сопротивлении одноосному сжатию $R_0 \geq 4900$ кПа): <i>изверженные</i> (граниты, дефиты, парфиты и др.), <i>метаморфические</i> (гнейсы, кварциты, мраморы и др.), <i>осадочные</i> (известняки, доломиты, песчаники)	25...81
полускальные (при $R_0 < 4900$ кПа): <i>осадочные</i> (глинистые сланцы, аргиллиты, песчаники, мелы, мергели, туфы, сланцы и др.)	22...26,5
крупнообломочные (валунные, галечниковые, гравийные и песчаные)	14...21
глинистые (супеси, суглинки и глины)	11...21

Ориентировочные пределы изменения значений коэффициента фильтрации k_f , см/с, нескальных грунтов [50]:

глина	$\leq 1 \cdot 10^{-7}$
суглинок	$1 \cdot 10^{-7} \dots 1 \cdot 10^{-5}$
супесь	$1 \cdot 10^{-5} \dots 1 \cdot 10^{-3}$
иловатые грунты	$1 \cdot 10^{-3} \dots 1 \cdot 10^{-2}$
торфы	$1 \cdot 10^{-3} \dots 1 \cdot 10^{-2}$
песок мелкозернистый	$1 \cdot 10^{-4} \dots 1 \cdot 10^{-3}$
> среднезернистый	$1 \cdot 10^{-3} \dots 1 \cdot 10^{-2}$
> крупнозернистый	$1 \cdot 10^{-2} \dots 1 \cdot 10^{-1}$
гравий и галька	$1 \cdot 10^{-1} \dots 1 \cdot 10$

Нормативные и расчетные значения удельного веса и коэффициента фильтрации грунтов устанавливаются на основе непосредственных испытаний грунтов по специальным методикам [28], [29].

Расчетные значения осредненного критического градиента напора фильтрационного потока $I_{кр}^{ер}$ [29] для нескальных грунтов основания:

глины	1,2
суглинки	0,65
песок крупный	0,45
» средней крупности	0,38
» мелкий	0,29

Расчетные значения местного критического градиента напора $I_{кр}$ (в зоне выхода фильтрационного потока в нижний бьеф) для суффозионных грунтов определяются на физических моделях или исследованиями в полевых условиях. Для несуффозионных грунтов значения $I_{кр}$ допускается принимать не более 0,3, а при наличии дренажа — не более 0,6.

Характеристики бетонов, применяемых для речных гидротехнических сооружений, в обобщенном виде описаны в [46].

1.1. ТИПЫ ПЛОТИН

Земляные плотины можно возводить почти при любых геологических условиях местности. Они просты по конструкции, устойчивы, долговечны, и стоимость возведения их небольшая. Земляные плотины строятся из местного материала — грунта, который не требует предварительной обработки и разработка которого в карьерах не вызывает больших затруднений. При строительстве земляных плотин можно применять различные землеройные машины и механизмы. Земляные плотины можно возводить большой высоты.

Для возведения земляных плотин можно применять все виды нескальных грунтов. Исключением являются грунты, содержащие примеси неразложившихся органических включений, использование которых допускается при надлежащем обосновании. Применение в земляных плотинах илистых грунтов и плотных труднорабатываемых глин допускается при наличии технико-экономического обоснования.

Для низовых частей профиля земляных плотин всех типов допускается применять песчаные, гравийные и галечниковые грунты.

При проектировании тип земляной плотины принимается в зависимости от наличия на месте строительства грунта для возведения плотины и рода грунта в ее основании. При наличии в основании иловатых и переувлажненных глинистых грунтов предусматривается дренирование основания. Торф допускается оставлять в основании при степени его разложения не менее 50 %, давая надлежащее обоснование. Грунты, содержащие неразложившиеся растения и корни, а также ходы землеройных животных, как правило, удаляются из основания или прорезаются зубом. Грунты, содержащие водорастворимые соли (более 5 % по массе), удаляются из основания или принимаются специальные меры для предотвращения их выщелачивания или снижения их количества до практически безопасных пределов. Наличие в основании галечниковых, гравелистых и крупнопесчаных грунтов требует устройства понура перед плотиной или пересечения этих грунтов зубом, инъекционной завесой и т. п.

По высоте различают земляные плотины: высокие — с максимальным напором более 40 м; средние — с напором 10—40 м; низкие — с напором менее 10 м.

По способу производства работ различают насыпные и намыв-

ные земляные плотины. Земляные плотины можно строить из водонепроницаемых и водопроницаемых грунтов на водонепроницаемом и водопроницаемом основании.

Насыпные плотины бывают с искусственным уплотнением и без него: отсыпка в воду, отсыпка при помощи взрыва на выброс и др.

Уплотненность грунта, укладываемого в тело плотины, устанавливают, пользуясь следующими указаниями.

Для глинистых грунтов, при расположении плотины на мало-сжимаемом основании, уплотненность определяется по зависимости

$$\gamma_0 = \frac{\gamma_s(1-V)}{\gamma - \gamma_w W_0}, \quad (1.1)$$

где γ_s — удельный вес сухого грунта; γ_w — удельный вес частиц грунта; γ — удельный вес воды; $V = 0,04..0,06$ — объем защемленного воздуха; W_0 — оптимальная влажность, принимаемая на 2—3 % ниже границы раскатывания, но не менее максимальной молекулярной влагоемкости $W_{д.}$

Если грунты основания сильно сжимаемы, плотность их принимается на 5—8 % ниже определяемой по формуле (1.1) с учетом плотности грунта основания.

Для плотин I и II классов степень уплотнения назначается на основании опытной отсыпки и укатки грунта тела плотины.

На водонепроницаемом основании можно возводить следующие типы земляных плотин: однородные, с пластичным или жестким экраном, с ядром, с диафрагмой, из разнородных грунтов (с водонепроницаемой верховой призмой).

Однородные земляные плотины (рис. 1.1, а) строятся при наличии на месте строительства в достаточном объеме относительно водонепроницаемых грунтов: суглинков, лессов, а также тяжелых глин, насыщенных водой до нижнего предела пластичности, т. е. из всех относительно водонепроницаемых грунтов. Земляные плотины из легких и средних суглинков возводятся без защитного слоя. При возведении плотин из тяжелых суглинков и глин с содержанием глинистых частиц 20 % и более в районах с суровыми зимами целесообразно устраивать защитный слой из гравийно-песчаного или песчаного грунта по откосам и гребню плотины. Толщина защитного слоя должна быть не меньше глубины промерзания грунта. Для однородных земляных плотин допускается использовать песчаные грунты при значении фильтрационного расхода воды, допустимом по водохозяйственным расчетам. Можно также использовать суглинистые и супесчаные грунты с содержанием водорастворимых солей до 5 % включительно по массе. При надлежащем обосновании допускается использовать грунты с содержанием водорастворимых солей более 5 % по массе.

В однородных земляных плотинах рекомендуется устраивать дренажи со стороны низового откоса.

Земляные плотины с пластичным экраном (рис. 1.1, б) устраиваются в том случае, если тело плотины возводится из водопроницаемых грунтов (песков, супесей). Экран уменьшает фильтрацию воды через тело плотины. Его можно устраивать

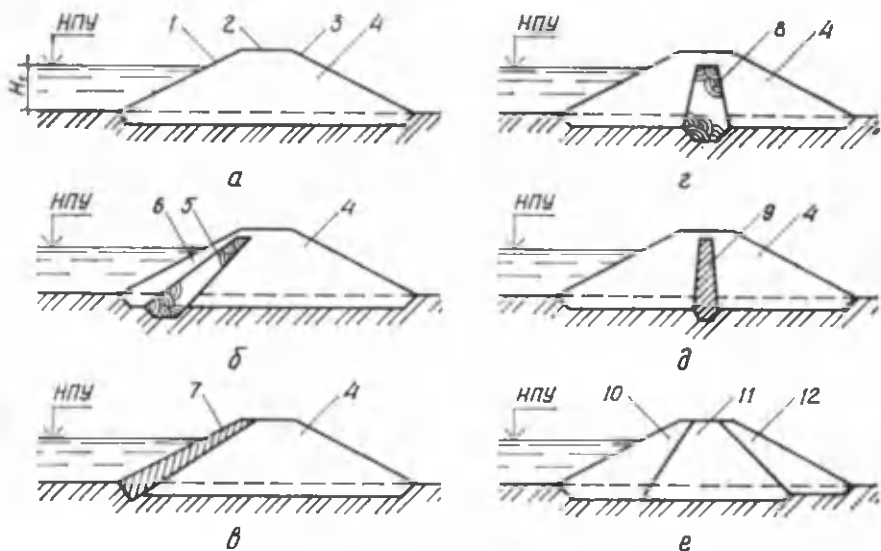


Рис. 1.1. Типы земляных плотин:

a — однородная; *б* — с пластичным экраном; *в* — с жестким экраном; *г* — с ядром; *д* — с диафрагмой; *е* — из разнородных грунтов; 1 — верховой откос; 2 — гребень плотины; 3 — низовой откос; 4 — тело плотины; 5 — пластичный экран; 6 — защитный слой; 7 — жесткий экран; 8 — ядро; 9 — диафрагма; 10 — суглинок; 11 — супесь; 12 — песок

из суглинки, смеси глины (не больше 40 %) и песка, глиобетона (смесь: глины — 24, песка — 36, гравия — 40 % по объему) и торфа.

Торфяные экраны бывают сплошные и слоистые. Слоистые торфяные экраны состоят из 2—3 слоев торфа, между которыми укладывается слой песка. Толщина каждого отдельного слоя должна быть не менее 0,5 м. Для экранов нужно брать хорошо разложившийся торф, не замороженный и не высохший до воздушно-сухого состояния, со степенью разложения не менее 50 %.

Торфяные экраны допускается применять только для низких и средних по высоте плотин.

Для защиты от промерзания с верхней стороны экран покрывается защитным слоем из гравийно-песчаного грунта, песка, супеси, гравия или щебня. Толщина защитного слоя не менее 1—1,5 м у основания плотины и не менее глубины промерзания выше максимального уровня воды в водохранилище. Толщина пластичного экрана не менее 0,8 м вверху и не менее 0,1Z (напора) внизу.

Превышения верха экрана или ядра над нормальным статическим уровнем воды *a* могут приниматься по табл. 1.1. При этом верх противифльтрационных устройств не должен быть ниже форсированного статического уровня воды с учетом ветрового нагона.

Пластичные экраны более удобны для осмотра и ремонта, чем ядро, поэтому при возведении земляных плотин из водопроницаемых грунтов их устраивают чаще.

Таблица 1.1. Превышение верха противофильтрационных устройств a , м, над нормальным подпорным статическим уровнем воды

Противофильтрационное устройство	a при классе сооружения	
	I, II	III, IV
Экран	0,7	0,5
Ядро и диафрагма	0,5	0,3

Земляные плотины с жестким экраном (рис. 1.1, в) возводят при отсутствии соответствующих грунтов для пластичного экрана. Жесткие экраны бывают бетонные или железобетонные. Такие экраны имеют сложную конструкцию и стоимость их по сравнению с пластичными большая. Кроме того, при осадке тела плотины в жестких экранах могут появляться трещины. Поэтому они применяются редко.

Земляные плотины с ядром (рис. 1.1, г), как и плотины с экраном, возводятся из водопроницаемых грунтов. Ядро уменьшает фильтрацию воды через тело плотины и устраивается из таких же материалов, как и пластичный экран. Толщина ядра принимается не менее 0,8 м вверху и не менее 0,1H, внизу. Превышение верха ядра над статическим уровнем воды принимается по табл. 1.1. Плотины с ядром, а также однородные земляные плотины рекомендуется возводить на сильно деформируемых основаниях.

Земляные плотины с диафрагмой (рис. 1.1, д), как и плотины с жестким экраном, возводятся при отсутствии соответствующих грунтов для ядра. Диафрагмы выполняются из бетона, железобетона, металла и битумных материалов. Толщина диафрагмы из бетона и железобетона должна быть не менее 0,3 м вверху. Превышение верха диафрагмы над статическим уровнем воды принимается по табл. 1.1. Диафрагмы плотины недоступны для осмотра. В них, как и в жестких экранах, из-за разности гидростатического давления на гранях могут появляться трещины, поэтому их устраивают редко.

В земляных гидротехнических сооружениях — плотинах, перемычках, шламонакопителях и др. — успешно применяются полимерные пленочные противофильтрационные устройства в виде диафрагм и экранов. Такие устройства работают в любых климатических и геологических условиях, например, пленочные экраны применены в сооружениях Якутской АССР, Магаданской и Ленинградской областей, Средней Азии, Армянской ССР и других районов страны; пленочная диафрагма применена в плотине Атбашинской гидроэлектростанции.

Для экранов применяется полиэтилен, поливинилхлорид, бутылкаучук, полиамид и т. п. толщиной 0,2 мм и выше. Экраны из тонких пленок защищаются устройством специальных подстилающих и защитных слоев, а в случае необходимости — и дополнительных



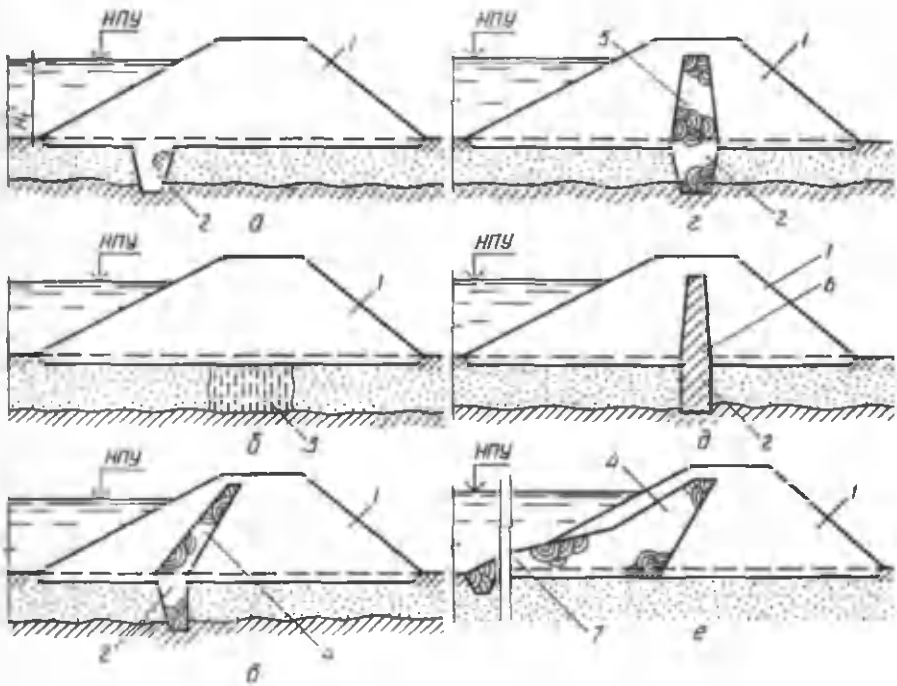


Рис. 1.2. Типы плотин и их сопряжение с основанием:

а — однородная плотина с замком; *б* — однородная с инъекционной завесой; *в* — с экраном и замком; *г* — с ядром и замком; *д* — с диафрагмой и замком; *е* — с экраном и понуром; 1 — тело плотины; 2 — замок; 3 — инъекционная завеса; 4 — экран; 5 — ядро; 6 — диафрагма; 7 — понур

прокладок, которые, не являясь водонепроницаемыми, защищают экран от среза и прокалывания.

Пленочные противофильтрационные конструкции допускается применять для плотин III и IV классов, а при соответствующем обосновании и для плотин I и II классов высотой до 60 м.

Земляные плотины из разнородных грунтов (рис. 1.1, *е*) возводятся при отсутствии однородного грунта в необходимом количестве. В таких плотинах водонепроницаемый грунт (глина или суглинок) располагается на верховой, напорной стороне плотины.

Можно строить земляные плотины и на водопроницаемых грунтах основания. Обычно водонепроницаемая часть плотины при помощи замка или зуба соединяется с водонепроницаемым грунтом основания. При значительной толщине водопроницаемого слоя устраивается инъекционная завеса (например, цементационная), доходящая до водонепроницаемого грунта, или висячая инъекционная завеса.

Однородные земляные плотины при толщине водопроницаемого слоя 2—3 м выполняются с замком из водонепроницаемого грунта (рис. 1.2, *а*). Замок врезается в водонепроницаемый грунт на глу-

бину не менее 0,5 м. Ширина нижнего основания замка 2—3 м. Коэффициент откосов замка $m_3 = 0,5 \dots 1$.

Если толщина водопроницаемого слоя 5—7 м, то однородная земляная плотина строится с инъекционной завесой, доходящей до водопроницаемого грунта (рис. 1.2, б).

Земляные плотины с экраном при толщине водопроницаемого слоя 2—3 м выполняются с замком (рис. 1.2, в), 5—7 м — с инъекционной завесой, доходящей до водопроницаемого грунта, а при большей толщине водопроницаемого слоя — с висячей инъекционной завесой. Земляные плотины с ядром на водопроницаемом основании могут быть с замком (рис. 1.2, г) или с инъекционной завесой. Земляные плотины с диафрагмой на водопроницаемом основании обычно строятся с замком (рис. 1.2, д).

Если в основании плотины толщина водопроницаемого грунта большая, устраиваются однородные плотины с понуром или с экраном и понуром (рис. 1.2, е). Понур является продолжением экрана и делается из того же материала, что и экран. Толщина его в верховом конце должна быть не менее 0,5 м, а в месте соединения с экраном — 1—2 м с таким расчетом, чтобы градиенты напора фильтрационного потока, возникающие в понуре, не превышали 12. Длина понура обычно принимается (3—5) H_1 и больше, где H_1 — максимальная глубина перед плотинной.

Максимальную длину понура можно определить по формуле

$$L_{\max} = \sqrt{0,195T_B^2 + 2\sigma\delta T_B} - 0,44T_B, \quad (1.2)$$

где T_B — толщина водопроницаемого основания, м; $\sigma = k_{oc}/k_H$ — отношение коэффициента фильтрации основания к коэффициенту фильтрации понура; δ — толщина понура, м, которой обычно задаются.

Если по местным условиям длина понура ограничена, то, задаваясь длиной, можно определить толщину понура по формуле

$$\delta_{\max} = \frac{L}{\sigma} \left(\frac{L}{2T_B} + 0,44 \right). \quad (1.3)$$

Сверху понур, как и экран, покрывается защитным слоем толщиной 1—1,2 м.

1.2. ВЫБОР ОСНОВНЫХ РАЗМЕРОВ ПРОФИЛЯ ПЛОТИН

1.2.1. Очертание откосов

Откосы земляных плотин принимаются в зависимости от типа плотины, ее высоты и рода грунта, из которого она возводится. Верховой откос, который находится под воздействием волн и льда и насыщен водой почти на всю высоту, делают более пологим, низовой откос — более крутым. Откосы плотин высотой до 15 м принимаются одинаковыми по высоте. При большей высоте следует принимать ломаное очертание верхового и низового откосов, постепенно уменьшая уклон их от гребня к основанию. В местах перелома уклона откосов, особенно на низовом откосе, часто строятся

Таблица 1.2. Коэффициенты заложения откосов m_1 для невысоких земляных плотин IV класса

Откос	m_1 при расчетной высоте плотин, м					
	до 5		5—10		10—15	
	при грунтах тела плотины					
	глинистых	песчаных	глинистых	песчаных	глинистых	песчаных
Верховой	2	2,5* 2**	2,5	3* 2,5**	3	3**
Низовой с дренажем	1,5	2	1,75	2	1,75	2
Низовой без дренажа	1,75	2	2	2,25	2,25	2,25

* — для плотин, не имеющих экрана, или с тонким экраном.

** — для плотин, верховой клян которых состоит из суглинков или супесей.

горизонтальные площадки — *бермы*. Бермы располагаются через 10 м по высоте плотин, ширина их 1,5—2 м.

На верховом откосе бермы рекомендуется устраивать в конце крепления, что создает для него необходимый упор. На низовом откосе бермы следует использовать для устройства проездов, сбора и отвода атмосферных вод.

Откосы плотин на плотных основаниях высотой до 15 м и на слабых основаниях высотой до 10 м принимаются по практическим данным без расчета. При большей высоте, задавшись предварительно коэффициентами заложения откосов m_1 (далее коэффициенты откоса или просто заложение), необходимо обязательно сделать статический расчет устойчивости откосов. При этом следует иметь в виду, что обычно коэффициенты откоса земляных плотин равны 2—4.

Для невысоких земляных плотин IV класса, если в основании грунты такие же, как в теле плотины или более прочные, коэффициенты заложения откосов принимаются по табл. 1.2.

Для предварительных расчетов плотин высотой 15—20 м коэффициент заложения верхового откоса $m_1 = 3...3,5$, низового — 2,25...2,5. Для плотин высотой 20—30 м коэффициент заложения верхового откоса $m_1 = 3...3,5$, низового — 2,25...2,75.

1.2.2. Гребень плотин

Ширина гребня проезжей части земляных плотин принимается в зависимости от категории автомобильной дороги (табл. 1.3).

Минимальная ширина гребня плотин принимается 4,5 м. Проезжая часть гребня плотин укрепляется одеждой в зависимости от категории дороги. Гребень плотин без дороги специально не укрепляется.

Для обеспечения стока атмосферной воды гребень плотин делается с поперечным уклоном в обе стороны от оси. Поперечные

Таблица 1.3. Параметры гребня проезжей части земляных плотин [2]

Параметры дороги	Значение параметров поперечного профиля проезжей части и земляного полотна для дорог категорий				
	I	II	III	IV	V
Число полос движения, шт.	≥ 4	2	2	2	1
Ширина полосы движения, м	3,75	3,75	3,5	3	—
Ширина проезжей части, м	≥ 15	7,5	7	6	4,5
Ширина обочин, м	3,75	3,75	2,5	2	1,75
Наименьшая ширина разделительной полосы между разными направлениями движения, м	5	—	—	—	—
Ширина земляного полотна, м	≥ 27,5	15	12	10	8

Примечание. Наименьшую ширину разделительной полосы между разными направлениями движения на дорогах I категории, проектируемых для пропуска значительной части высокоскоростных автомобилей (когда легковые автомобили, междугородные автобусы и другие транспортные средства с высокими динамическими характеристиками составляют 50 % и более общего транспортного потока), следует принимать 6 м, а ширину земляного полотна соответственно увеличивать на 1 м против норм, приведенных в табл. 1.3.

уклоны проезжей части, ‰, при двухскатном поперечном профиле следует принимать в зависимости от видов покрытий [2]:

цементно-бетонные и асфальтобетонные	15..20
брусчатые, мозаиковые и клинкерные мостовые	20..25
покрытия из щебеночных, гравийных и других материалов, обработанных органическими вяжущими веществами	20..25
щебеночные и гравийные	25..30
мостовые из колотого и булыжного камня, грунтовые, укрепленные местными материалами	30..40

Поперечные уклоны обочин при двухскатном поперечном профиле принимаются на 10—30 % больше поперечных уклонов проезжей части.

Значения поперечных уклонов, ‰, можно принимать в зависимости от типа укрепления обочин с учетом климатических условий [2]:

укрепление с применением вяжущих материалов	30..40
укрепление гравием, щебнем, шлаком или замощением каменными материалами и бетонными плитками	40..60
укрепление дернованием или засевом трав	50..60
укрепление дернованием для районов с небольшой продолжительностью снежного покрова и отсутствием гололедов	50..80
укрепление засевом трав при устройстве земляного полотна из крупнозернистых и среднезернистых песков, а также из тяжелых суглинистых грунтов и глин	40

Вдоль проезжей части по гребню плотины устанавливаются ограждения, например в виде надолбов высотой 0,8—1 м с расстоянием 2 м один от другого.

Возвышение гребня плотины h_T над расчетным уровнем воды определяется по двум расчетным положениям уровня воды в верхнем бьефе (рис. 1.3) [31]: a — на отметке нормального подпорного

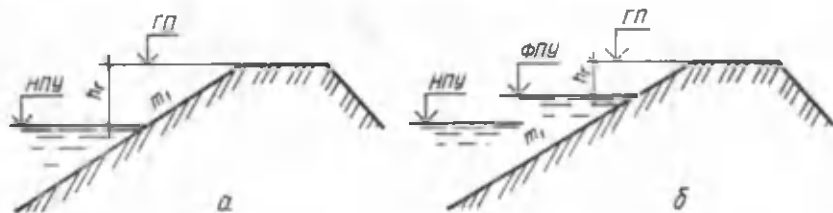


Рис. 1.3. Расчетные схемы для определения отметки гребня плотины

уровня (НПУ); б — на отметке форсированного подпорного уровня (ФПУ). Возвышение гребня определяется с учетом ветрового нагона воды Δh_{set} , высоты наката ветровых волн $h_{run} 1\%$ обеспеченностью 1 % и необходимого запаса a в высоте сооружения:

$$h_r = \Delta h_{set} + h_{run} 1\% + a. \quad (1.4)$$

Отметка гребня плотины принимается по менее благоприятному расчетному случаю, по которому она получается наибольшей.

Высота наката ветровой волны зависит от высоты бегущей волны $h_{i0\%}$, ее расчетной обеспеченности, длины λ и периода T . Указанные параметры волн определяются в соответствии с нормативными документами по проектированию гидротехнических сооружений, подверженных волновым воздействиям [25] (рис. 1.4).

Элементы ветровых волн зависят от скорости ветра. Для первого расчетного случая обеспеченность расчетного шторма принимается: для сооружений I, II классов — 2 %, III, IV классов — 4 %. Для второго расчетного случая расчетная скорость ветра для всех классов принимается обеспеченностью 50 %. Расчетная скорость ветра на высоте 10 м над уровнем воды определяется по формуле

$$v_w = k_z k_{fl} v_{wz}, \quad (1.5)$$

где v_{wz} — скорость ветра, измеренная на высоте Z , м; k_z — коэффициент приведения к высоте 10 м, принимаемый: 1,1 — при $Z = 5$ м; 1 — при $Z = 10$ м; 0,9 — при $Z = 20$ м и более; k_{fl} — коэффициент пересчета данных по скоростям ветра, измеренным по флюгеру:

v_w , м/с	20	25	30	35	40	45	50
k_{fl}	1	0,95	0,92	0,89	0,88	0,86	0,85

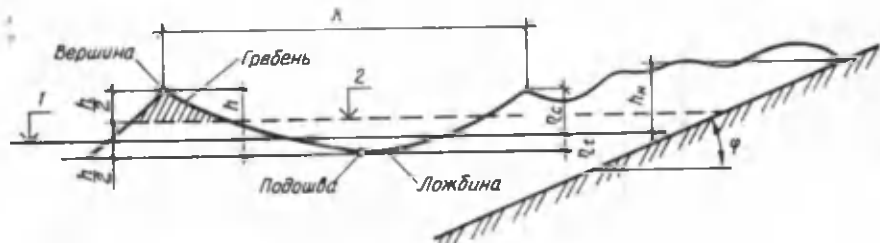


Рис. 1.4. Профиль и элементы волны:

1 — расчетный уровень; 2 — средняя волновая линия

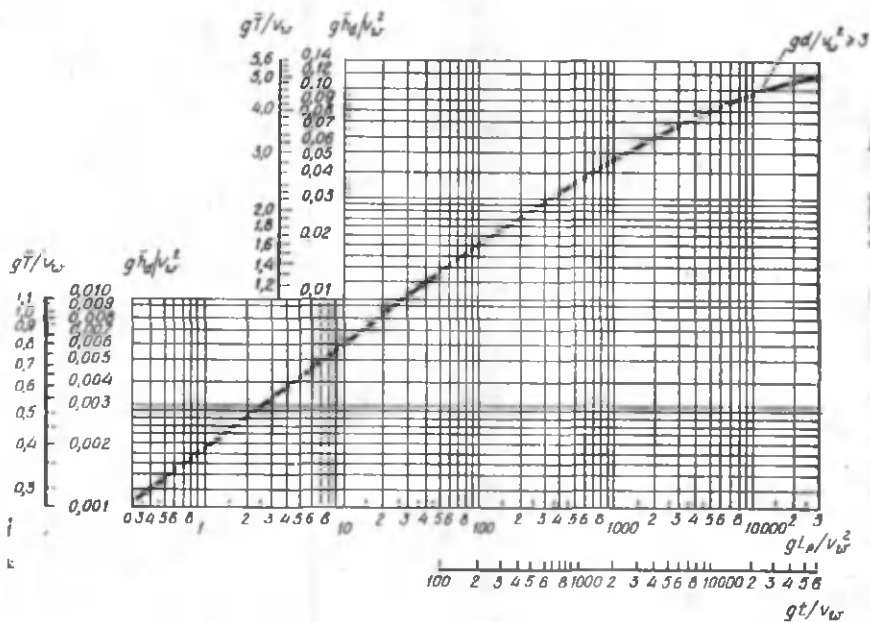


Рис. 1.5. График для определения элементов ветровых волн в глубоководной зоне

Расчетная обеспеченность волн в их системе при определении высоты наката на откос, устойчивости и прочности креплений бетонными плитами — 1 % и каменной наброской — 2 %.

При расчете элементов волн водоем по глубине подразделяется на зоны: глубоководную, где дно не влияет на основные характеристики волн; мелководную, где дно оказывает влияние на развитие волн и их основные характеристики; прибойную, в пределах которой начинается и завершается разрушение волн; приурезовую, в пределах которой поток от разрушенных волн периодически накатывается на берег.

При проектировании плотин из грунтовых материалов наиболее характерной является глубоководная зона с глубиной более половины средней длины волны ($d > 0,5\lambda_d$).

Средняя высота \bar{h}_d , м, и средний период волн \bar{T} , с, в глубоководной зоне определяются по кривой (рис. 1.5). По значениям безразмерных величин gt/v_w и gL_p/v_w^2 и по кривой определяются величины gh_d/v_w^2 и gT/v_w и по меньшим их значениям принимаются средняя высота и средний период волн.

В этих выражениях: g — ускорение свободного падения, m/s^2 ; t — непрерывная продолжительность действия ветра, с; v_w — расчетная скорость ветра, m/s ; L_p — длина разгона ветровой волны по направлению ветра, м.

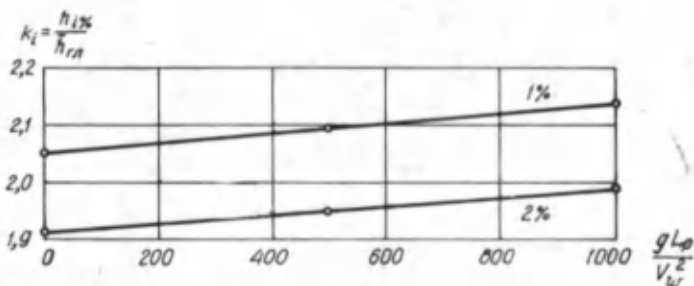


Рис. 1.6. График значений коэффициента k_i

При отсутствии сведений о продолжительности действия ветра допускается для предварительных расчетов принимать $t = 6$ ч, как для водохранилищ и озер.

Средняя длина волн $\bar{\lambda}_d$, м, при известном значении T определяется по формуле

$$\bar{\lambda}_d = gT^2 / (2\pi). \quad (1.6)$$

Элементы волн для других зон следует определять по СНиП 2.06.04-82 [25].

Высота волны обеспеченностью i , %, в системе волн определяется умножением средней высоты волн на коэффициент k_i , определяемый по графику рис. 1.6:

$$h_{d,i} = k_i \bar{h}_d. \quad (1.7)$$

Высота наката фронтально подходящих волн на откос плотины для волн обеспеченностью 1 % при глубине перед сооружением $d \geq 2h_{1\%}$ определяется по формуле

$$h_{rн 1\%} = k_r k_p k_{sp} k_{rн} k_{\phi} h_{1\%}, \quad (1.8)$$

где k_r и k_p — коэффициенты, принимаемые по табл. 1.4; k_{sp} — коэффициент, принимаемый по табл. 1.5; $k_{rн}$ — коэффициент, принимаемый по графикам на рис. 1.7; $h_{1\%}$ — высота бегущей волны обеспеченностью 1 %, м.

Таблица 1.4. Коэффициенты k_r и k_p

Конструкция крепления откоса	Относительная шероховатость $r_{ш} / h_{1\%}$	k_r	k_p
Бетонные (железобетонные) плиты	—	1	0,9
Гравийно-галечниковое, каменное или крепление бетонными (железобетонными) блоками	<0,002	1	0,9
	0,05—0,01	0,95	0,85
	0,02	0,9	0,8
	0,05	0,8	0,7
	0,1	0,75	0,6
	>0,2	0,7	0,5

Примечание. Характерный размер шероховатости $r_{ш}$, м, следует принимать равным среднему диаметру зерен материала крепления откоса или среднему размеру бетонных (железобетонных) блоков.

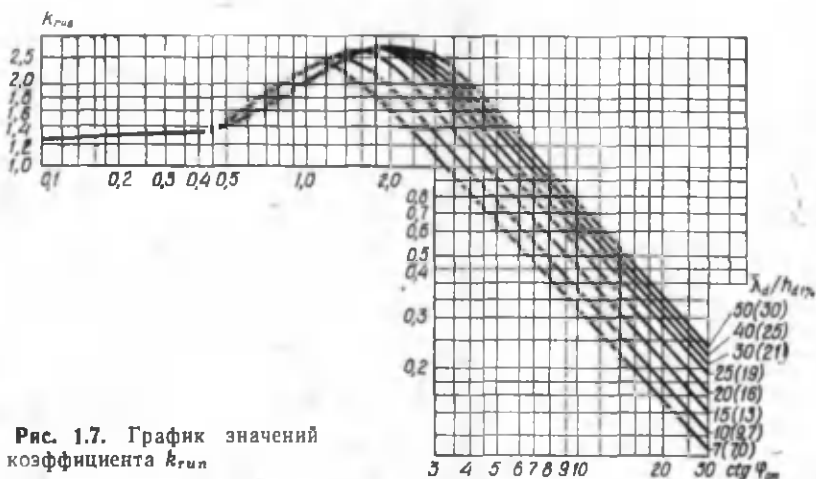


Рис. 1.7. График значений коэффициента k_{rus}

Таблица 1.5. Коэффициент k_{sp}

$m_1 = \text{ctg } \varphi_{от}$	k_{sp} при расчетной скорости ветра v_w , м/с	
	>20	<10
0,4	1,3	1,1
0,4—2	1,4	1,1
3—5	1,5	1,1
>5	1,6	1,2

Примечание. $\varphi_{от}$ — угол наклона откоса к горизонту, градусы.

При глубине перед сооружением $d < 2h_{1/0}$ коэффициент k_{rus} принимается для значений пологости волны, указанных на графике (рис. 1.7) в скобках при глубине $d = 2h_{1/0}$. При подходе фронта волны к сооружению под углом β_w со стороны открытой акватории значение наката волн на откос уменьшается умножением на коэффициент k_β :

β_w , градусы	0	10	20	30	40	50	60
k_β	1	0,98	0,96	0,92	0,87	0,82	0,76

Высота ветрового нагона Δh_{set} , м, как правило, принимается по данным натурных наблюдений, а при их отсутствии ее допускается определять методом приближений по формуле

$$\Delta h = k_w \frac{v_w^2 L_p}{g(d + \Delta h_{set})} \cos \alpha_w, \quad (1.9)$$

где α_w — угол между продольной осью водоема и направлением ветра, градусы; k_w — коэффициент, принимаемый в зависимости от скорости ветра:

$v_w, \text{ м/с}$	20	30	40	50
$k_w \cdot 10^6$	2,1	3	3,9	4,8

Для небольших водохранилищ, когда ветровой нагон незначительно изменяет глубину воды и разгон волны, высоту ветрового нагона можно определять по формуле

$$\Delta h_{\text{вет}} = k_w \frac{v_w^2 L_p}{gd} \cos \alpha_w. \quad (1.10)$$

Запас в высоте плотины a , м, назначается для всех плотин, разрушение которых может вызвать последствия катастрофического характера. Независимо от класса плотины принимается $a \geq 0,1h_{10/10}$, но не менее 0,5 м.

При устройстве на гребне плотины водонепроницаемого прочного и устойчивого парапета можно снизить отметку гребня плотины. При этом возвышение гребня парапета над расчетным уровнем воды в верхнем бьефе определяется так же, как для гребня плотины. Но во всех случаях отметка гребня плотины должна превышать отметку нормального подпорного уровня не менее чем на 0,3 м и не должна быть меньше отметки форсированного подпорного уровня. При назначении окончательной отметки гребня она увеличивается на значение ожидаемой осадки тела плотины и ее основания которая определяется в соответствии с нормативами и ориентировочно может быть принята равной 1% от высоты плотины.

Пример 1.1. Определить отметку гребня плотины в глубоководной зоне при следующих исходных данных: \downarrow НПУ = 152,6 м, \downarrow ФПУ = 153,1 м. Глубина воды перед плотинной при НПУ $d_I = 21,2$ м, при ФПУ $d_{II} = 21,7$ м; расчетная скорость ветра на высоте 10 м над уровнем воды при НПУ $v_{wI} = 19,3$ м/с, при ФПУ $v_{wII} = 10,4$ м/с; длина разгона ветровой волны по направлению ветра $L_p = 9,6$ км; непрерывная продолжительность действия ветра $t = 10$ ч; коэффициент заложения откоса $m_1 = \text{ctg } \varphi_{\text{от}} = 3,5$; угол подхода фронта волны к сооружению $\beta_w = 30^\circ$; крепление откоса — бетонными плитами.

Порядок расчета. *Первый расчетный случай.* Определяем безразмерные величины:

$$gt/v_w = 9,81 \cdot 36\,000/19,3 = 18\,298,4;$$

$$gL/v_w^2 = 9,81 \cdot 9600/19,3^2 = 252,8.$$

По графику на рис. 1.5 находим значения соответствующих величин:

$$\left(\frac{g\bar{h}_d}{v_w^2} \right)_L = 0,026 \quad \text{и} \quad \left(\frac{g\bar{h}_d}{v_w^2} \right)_t = 0,095;$$

$$\left(\frac{g\bar{T}}{v_w} \right)_L = 2 \quad \text{и} \quad \left(\frac{g\bar{T}}{v_w} \right)_t = 4,4.$$

Среднюю высоту волны \bar{h}_d определяем по меньшему значению — $\frac{g\bar{h}_d}{v_w^2} = 0,026$:

$$\bar{h}_d = 0,026 \cdot 19,3^2/9,81 = 0,99 \text{ м.}$$

Средний период волны \bar{T} определяем по меньшему значению — $g\bar{T}/v_w = 2$:

$$\bar{T} = 2 \cdot 19,3/9,81 = 3,93 \text{ с.}$$

Средняя длина волны по формуле (1.6).

$$\bar{\lambda}_d = \frac{9,81 \cdot 3,93^2}{2 \cdot 3,14} = 24,13 \text{ м.}$$

Обеспеченность высоты волны при определении высоты наката принимается равной 1%. Высоту волны при этой обеспеченности определяем умножением

средней высоты волны \bar{h}_d на коэффициент $k_{1\%}$, который в соответствии с графиком на рис. 1.6 при $gL_p/v_w^2 = 252,8$ равен 2,08. Тогда $h_{d1\%} = 2,08 \cdot 0,99 = 2,06 \text{ м.}$

Высоту наката волн обеспеченностью 1% находим по формуле (1.8), определив по табл. 1.4 и 1.5 коэффициенты $k_r = 1$, $k_p = 0,9$, $k_{sp} = 1,46$; при $\beta = 30^\circ$, $k_\beta = 0,92$. Значение коэффициента $k_{рун}$ определяем по графику на рис. 1.7 при $\text{ctg } \varphi_{от} = 3,5$ и $\lambda_d/h_{d1\%} = 11,7$: $k_{рун} = 1,4$. Тогда высота наката ветровой волны

$$h_{рун1\%} = 1 \cdot 0,9 \cdot 1,46 \cdot 1,4 \cdot 0,92 \cdot 2,06 = 3,49 \text{ м.}$$

Высота ветрового нагона по формуле (1.10) при $\alpha_w = \beta_w = 30^\circ$ и $k_w = 2,1 \cdot 10^{-6}$:

$$\Delta h_{сет} = 2 \cdot 10^{-6} \frac{19,3^2 \cdot 9600 \cdot 0,87}{9,81 \cdot 21,2} = 0,03 \text{ м.}$$

Запас в высоте плотины

$$a = 0,1 h_{1\%} = 0,1 \cdot 2,06 = 0,21 \text{ м.}$$

Так как $a < a_{\min} = 0,5 \text{ м}$, то принимаем $a = 0,5 \text{ м}$. Возвышение гребня плотины над НПУ по формуле (1.4)

$$h_r = 0,03 + 3,49 + 0,5 = 4,02 \text{ м.}$$

Отметка гребня плотины по первому расчетному случаю

$$\uparrow \text{ГП} = \downarrow \text{НПУ} + h_r = 152,6 + 4,02 = 156,62 \text{ м.}$$

Второй расчетный случай. В верхнем бьефе $\downarrow \text{ФПУ} = 153,1 \text{ м}$; расчетная скорость ветра $v_w = 10,4 \text{ м/с}$. По аналогии с первым расчетным случаем при той же длине разгона волны и продолжительности действия ветра $h_d = 0,46 \text{ м}$; $T = 2,97 \text{ с}$;

$\bar{\lambda}_d = 13,78 \text{ м}$. Высота волны 1%-й обеспеченности $h_{d1\%} = 1,06 \text{ м}$. Высота наката ветровой волны на откос плотины $h_{рун1\%} = 1,45 \text{ м}$. Высота ветрового нагона воды $\Delta h_{сет} = 0,01 \text{ м}$. Запас в высоте плотины $a = 0,5 \text{ м}$. Возвышение гребня плотины воды над ФПУ $h_r = 1,96 \text{ м}$. Отметка гребня плотины по второму расчетному случаю

$$\downarrow \text{ГП} = \downarrow \text{ФПУ} + h_r = 153,1 + 1,96 = 155,06 \text{ м.}$$

В результате сравнения отметок гребня плотины, полученных по двум расчетным случаям, принимаем наибольшую отметку гребня 156,62 м, соответствующую первому расчетному случаю.

1.2.3. Крепление откосов

Для защиты от разрушительного действия волн, льда производится крепление верхового откоса, которое разделяется на основное, располагаемое в зоне максимальных волновых воздействий в период эксплуатации, и облегченное — ниже и выше основного крепления. Основное крепление обычно производится, начиная от гребня плотины до глубины $H_k = 2h_{10\%}$, где H_k — глубина нижней

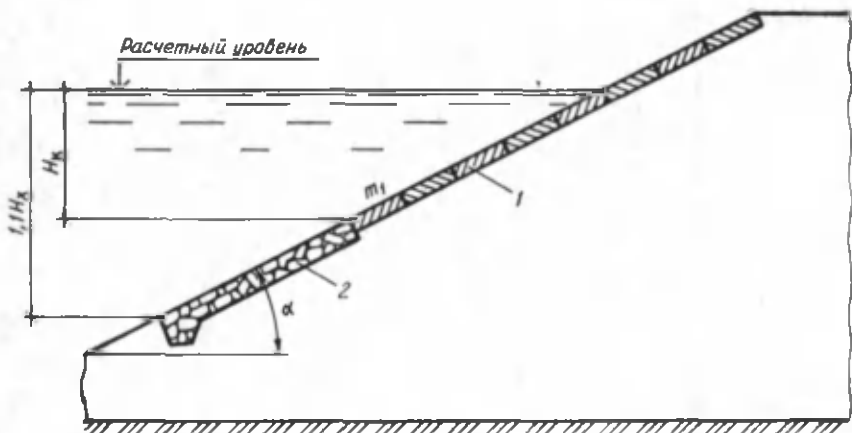


Рис. 1.8. Схема крепления верхового откоса:
1 — основное крепление; 2 — облегченное крепление

границы основного крепления, считая от минимального уровня сработки водохранилища, м; $h_{1\%}$ — высота волны 1 %-й обеспеченности, м.

При этом нижняя граница основного крепления должна быть ниже подводной кромки ледового покрова (при его расчетной толщине и минимальном уровне сработки водохранилища) на половину толщины ледового покрова (рис. 1.8).

Если гребень плотины значительно возвышается над расчетным уровнем воды, то основное крепление производится, начиная от отметки высоты наката волны, а на части откоса от этой отметки до гребня устраивается облегченное крепление.

Нижняя граница облегченного крепления определяется глубиной водохранилища, на которой волновые скорости не превышают скоростей трогания частиц грунта откоса при любых сочетаниях отметок воды и соответствующих им элементов волн.

Глубина H_x , на которой скорость волнового движения v_x равна неразрывающей скорости $v_{доп}$, определяется по формуле

$$H_x = \frac{\bar{\lambda}}{4\pi} \operatorname{arsh} \frac{\pi n^2 h_{d1\%} g}{\bar{\lambda} v_{доп}^2}, \quad (1.11)$$

где n — коэффициент, принимаемый в зависимости от пологости волны $\bar{\lambda}/h_{1\%}$:

$\bar{\lambda}/h_{1\%}$	8	10	15	20	30
n	0,6	0,7	0,75	0,8	1

Неразрывающая скорость частиц грунта определяется по графику на рис. 1.9 в зависимости от диаметра зерен, мельче которых в грунте по кривой механического состава содержится 10 % зерен (по массе).

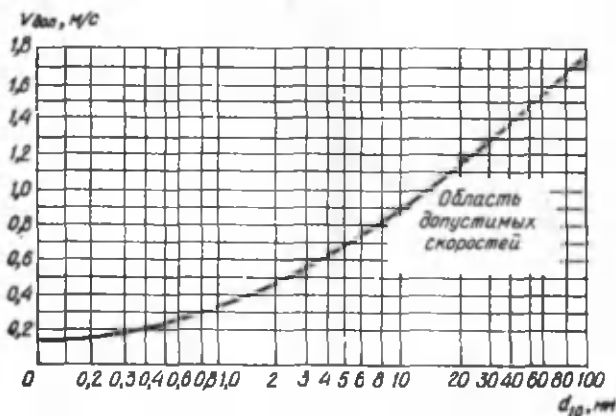


Рис. 1.9. График допустимых значений донных скоростей

Отметка нижней границы облегченного крепления.

$$\downarrow \text{НОБК} = \downarrow \text{УВ} - 1,1 \text{Н}_x, \quad (1.12)$$

где $\downarrow \text{УВ}$ — расчетный уровень воды.

Отметка нижней границы облегченного крепления определяется при форсированном, нормальном и минимальном уровнях воды в верхнем бьефе с введением в расчет элементов волн, соответствующих этим уровням воды. Из полученных значений принимается наименьшая отметка. Если она оказывается меньше отметки дна, то облегченное крепление доводится до уровня дна.

Основное крепление верхового откоса может быть из бетонных и железобетонных плит, каменной наброски, асфальтобетона, из некоторых других материалов и биологическое. Вид крепления в каждом конкретном случае устанавливается в результате технико-экономического сравнения вариантов с учетом максимальной механизации работ, использования местных материалов, характера грунта тела плотины, агрессивности вод и долговечности крепления в процессе эксплуатации.

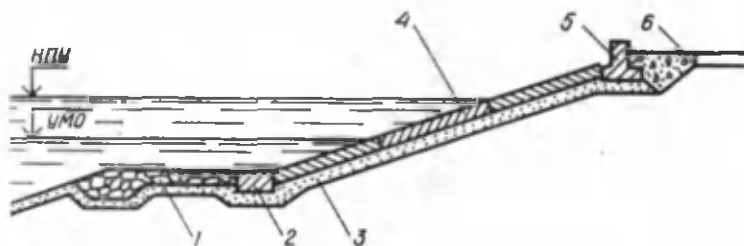


Рис. 1.10. Конструкция крепления откоса из сборных или сборных омоноличиваемых железобетонных плит:

1 — облегченное крепление; 2 — упор основного железобетонного крепления; 3 — подготовка; 4 — парапет; 5 — засыпка щебнем

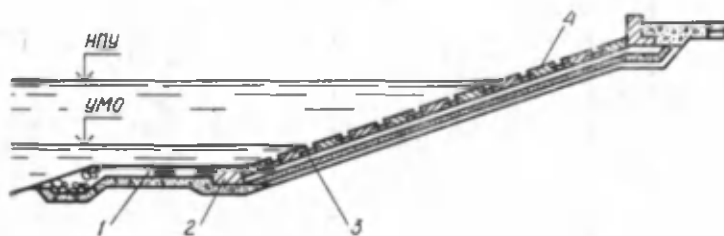


Рис. 1.11. Конструкция сборного сквозного крепления из железобетонных плит: 1 — облегченное крепление; 2 — упор основного крепления; 3 — подготовка слоистая или однослойная; 4 — основное покрытие из плит с открытыми швами

Бетонные и железобетонные крепления выполняются в виде монолитных плит, бетонируемых на месте, или сборных омоноличиваемых (рис. 1.10) и сквозных плит (рис. 1.11).

Монолитные плиты толщиной от 15 до 50 см имеют прямоугольную в плане форму с соотношением сторон от 1 до 2, причем меньшая сторона располагается перпендикулярно к урезу воды, а ее размер принимается равным 0,4λ, но не более 20 м. Швы между ними могут быть открытые или закрытые. Расстояние между температурно-осадочными швами монолитных железобетонных покрытий, как правило, следует принимать не более 45 м, а сборных омоноличиваемых — не более 30 м.

Монолитные или сборные омоноличиваемые плиты укладываются обычно на однослойную подготовку толщиной 15—20 см из рядового щебня или разнозернистого крупнообломочного грунта. Под температурно-осадочными швами устраивается ленточная подготовка трапециевидального поперечного сечения из специально подобранного материала, уложенного в два-три слоя, или из одного слоя разнозернистого материала заданного зернового состава. Толщина отдельных слоев ленточных подготовок 15—20 см (рис. 1.12).

Для предотвращения сползания покрытия по откосу и сопряжения основного крепления с облегченным на берме, дне или на откосе устраивается упор. Упоры креплений из бетонных и железобетонных плит выполняются в виде заглубленных в грунт железобетонных плит или блоков, каменных призм или ряда свай. При этом высота упора не должна быть меньше суммарной толщины плиты покрытия и подготовки (рис. 1.12). При устройстве упора в виде плиты ширина ее назначается не менее 1,5—2 м.

Толщина монолитных и сборно-омоноличиваемых железобетонных покрытий устанавливается из условия их общей устойчивости против всплывания [46]. При этом она должна быть не менее большей из определяемых по зависимостям:

$$\delta_1 = \frac{h_1^2 \frac{1}{2} \epsilon n_1 \psi \gamma [3B_1(1+k) + h_1 \frac{1}{2} \psi (1.5+k)^2]}{3(B^2 \gamma_n - (B^2 - B_1^2) \gamma) \cos \alpha},$$

$$\delta_2 = \frac{h_1^2 \frac{1}{2} \epsilon n_1 \psi \gamma [3B_2(1+k) - h_1 \frac{1}{2} \psi (1.5+k)^2]}{3(B^2 \gamma_n - B_2^2 \gamma) \cos \alpha},$$
(1.13)

Вариант оформления гребня плиты

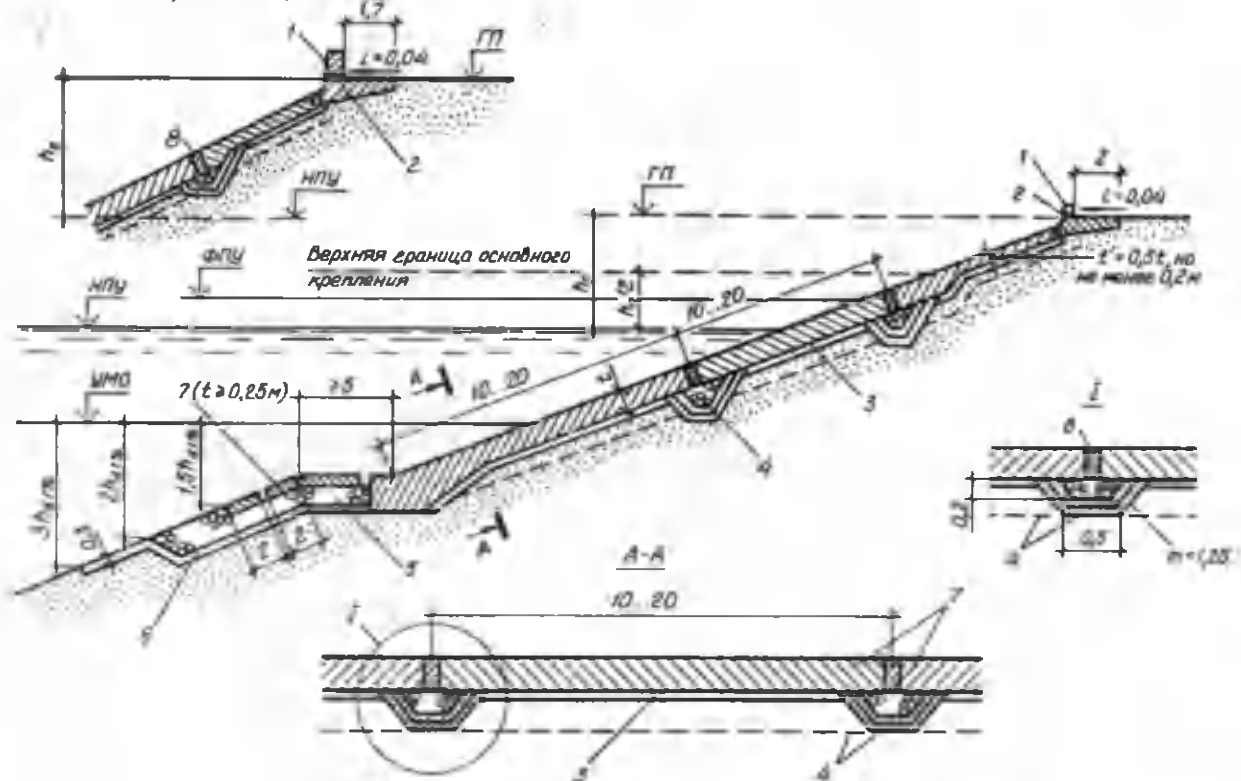


Рис. 1.12. Пример конструкции крепления откоса бетонными плитами:

1 — парапет; 2 — отверстия шириной 0,2 м через 10 м; 3 — слой утрамбованного щебня шириной 0,1 м; 4 — ленточный дренаж подо швам; 5 — мелкий камень; 6 — слой гравия щебня толщиной 0,2 м; 7 — плиты; 8 — доски (просмоленные) толщиной 2,5 см

Таблица 1.6. Параметры ξ , ψ и k

Заложение откоса	$\xi = P_p / (\gamma h_{1,0} / \rho)$	$\psi = l_1 / h_{1,0} / \rho$	$k = l_2 / l_1$
2	0,4	1,2	1,2
2,5	0,3	1,2	1,1
3	0,3	1,6	1,1
3,5	0,3	1,6	0,9
4,0—4,5	0,25	1,9	0,8

Примечания. P_p — ордината эпюры взвешивающего волнового давления; l_1 и l_2 — линейные размеры эпюры взвешивающего волнового давления по откосу.

где $h_{1,0}$ — высота расчетной волны 1 % -й обеспеченности при шторме; ξ , ψ , k — параметры, характеризующие линейные размеры эпюры взвешивающего волнового давления (табл. 1.6); $n_1 = 1,1$ — коэффициент перегрузки; B_1 — расстояние от линии уреза воды на откосе при расчетном статическом уровне до верхней границы покрытия, м; B — расстояние между верхней и нижней границами рассчитываемого крепления, м; B_2 — расстояние от линии уреза воды на откосе при расчетном статическом уровне до нижней границы покрытия, м; γ — удельный вес воды, кН/м³; γ_n — удельный вес материала плиты, кН/м³, α — угол наклона откоса к горизонту, град.

Толщина монолитного железобетонного покрытия принимается не менее $0,1h_{1,0}$ по условиям армирования плит, надежности уплотнения швов и обеспечения долговечности крепления. Прочность плиты как конструкции на упругом основании проверяется по значениям наибольшего изгибающего момента и поперечной силы.

Сквозные сборные покрытия обычно выполняются из железобетонных плит толщиной от 8 до 20 см и с плановыми размерами от $1,5 \times 1,5$ до 5×5 м, в зависимости от условий эксплуатации и имеющегося подъемного оборудования.

На месте укладки плиты шарнирно соединяются друг с другом. Варианты возможных шарнирных соединений плит показаны на рис. 1.13. При крутизне откоса 1 : 3,5 и более плиты в смежных горизонтальных рядах смещаются на 1/2 длины их ребра, чтобы открытые швы не были сквозными по всей высоте откоса.

Плиты сборных покрытий укладываются на уплотненную однослойную или многослойную подготовку.

При заложении откоса в пределах 2—5, при суммарной площади сквозных отверстий в покрытии в пределах 2,5—6 % общей площади покрытия и действия взвешивающей волновой нагрузки с учетом гидростатического взвешивания и коэффициента перегрузки $n_1 = 1,2 \dots 1,3$ толщина плит сквозного сборного железобетонного покрытия определяется по условиям ее устойчивости по формуле

$$\delta_n = 0,6 \frac{n_1 k_d^2 \sqrt{B_{отн}^3}}{B \cos \alpha} \frac{\gamma}{\gamma_n - 0,3k_n \gamma}, \quad (1.14)$$

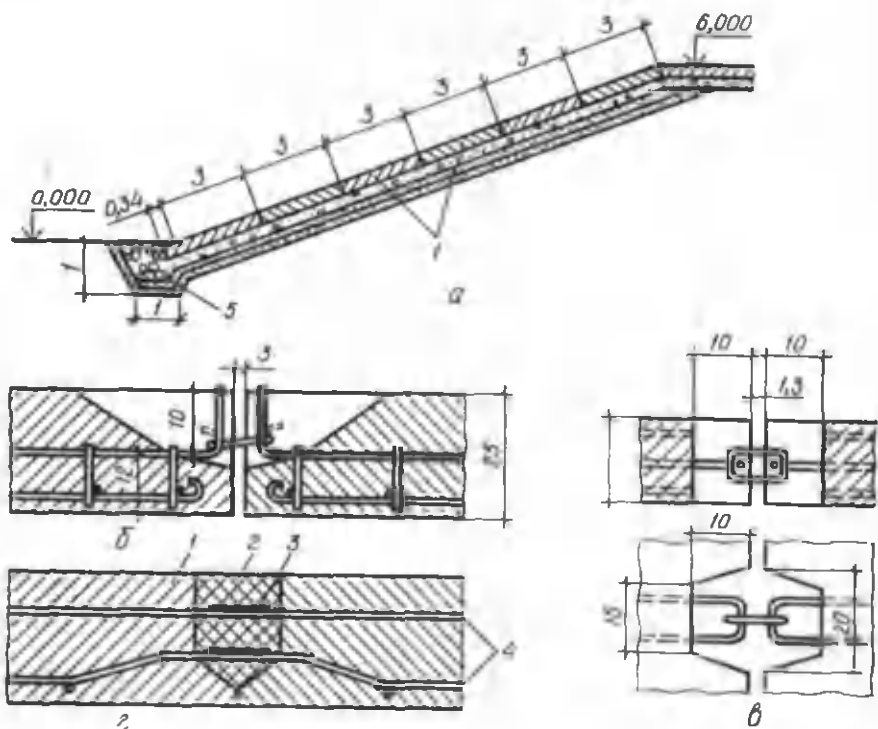


Рис. 1.13. Примеры конструкций соединения сборных железобетонных плит:
a — разрез крепления (размеры в метрах); *б* — шарнирное соединение плит; *в* — соединение плит с помощью особых стержней, служащих для захвата их стропами; *г* — замоноличенный шов; 1 — плита; 2 — заполнение шва асфальтобетоном; 3 — сварка; 4 — арматура; 5 — упорная призма

где $n_2 = 1,1$ — дополнительный коэффициент перегрузки для гидротехнических сооружений I—III классов; h_d — средняя высота волны в расчетном шторме, м; $B_{отв}$ — относительная длина ребра плиты ($B_{отв} = B/h_d$); B — длина ребра плиты, расположенного по нормали к линии уреза воды, м; k_n — коэффициент относительного погружения расчетной плиты в аэрированную водную среду при действии расчетной взвешивающей нагрузки:

$B_{отв}$	< 1	1,2...1,5	2,2...2,8	3,5...4,3	5...6	> 6
k_n	1	0,75	0,67	0,6	0,5	0,5

Крепление откосов плотин в виде каменной наброски выполняется преимущественно из несортированного камня, что связано с техническими трудностями сортировки камня, особенно при значительных его размерах. Наброска располагается на однослойной или многослойной подготовке при общей ее толщине, достигающей иногда 60 см (рис. 1.14).

Наименьший расчетный размер приведенного к шару камня D_m , м, необходимого для наброски из несортированного материала при откосах с заложением в пределах 2—5, определяется по формуле

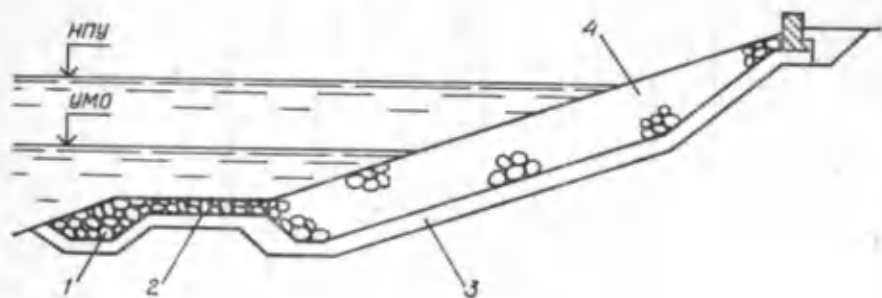


Рис. 1.14. Конструкция крепления откоса плотины каменной наброской:
1 — зуб; 2 — облегченное крепление; 3 — подготовка однослойная; 4 — основное крепление

$$D_m = 0,12c \frac{h_1 \%}{m_{h_1 \%}} (m_{h_1 \%}^2 + 10) \frac{2,8m_1 - 0,8}{1,8m_1 + 1} \frac{\gamma_a}{\gamma_k - \gamma_a}, \quad (1.15)$$

где c — гидравлический коэффициент сопротивления, принимаемый равным 0,2 при диаметре камня более 15 см и высоте волны более 0,5 м; $m_{h_1 \%} = 7$ — пологость волны 1 %-й обеспеченности для водохранилищ; $\gamma_a = 8 \text{ кН/м}^3$ — удельный вес азрированной воды в струе от разрушающейся волны на откосе; γ_k — удельный вес камня, кН/м^3 .

Наибольший расчетный размер приведенного к шару камня D_6 , м, необходимого для обеспечения общей устойчивости наброски из несортированного материала, при откосах с заложением в пределах 2—5 определяется по формуле

$$D_6 = 1,5ch_1 \% \left(\frac{\sqrt[3]{m_{h_1 \%}}}{m} + 0,5 \right) \frac{m_1 + 1,8}{1,8m_1 - 1} \frac{\gamma_a}{\gamma_k - \gamma_a}, \quad (1.16)$$

где c — гидравлический коэффициент сопротивления, принимаемый равным 0,2 при диаметре камня более 15 см и высоте волны более 1 м; $\gamma_a = 10 \text{ кН/м}^3$ — удельный вес азрированной воды, стекающей с наброски в конце отката волны.

Несортированный материал для наброски должен содержать не менее 50 % по объему камня наибольшего расчетного размера D_6 , не менее 25 % по объему камня размерами в пределах наибольшего и наименьшего расчетных диаметров и не более 25 % по объему камня размерами, выходящими за пределы расчетных.

Толщина покрытия из несортированного камня при волновом воздействии принимается $\delta_n = (2 \dots 2,1) D_6$.

Облегченные крепления обычно выполняются из одного слоя разноразмерного щебня, гравия, галечника или наброски из мелкого камня и лишь иногда из железобетонных плит. Сопряжение основного и нижнего облегченного крепления обычно осуществляется на берме. С земляным откосом нижнее облегченное крепление сопрягается зубом (рис. 1.14).

Крупность материала облегченного крепления определяется из условия его устойчивости под воздействием придонных скоростей,

возникающих при волнении на глубине $H \geq 2h_{d1\%}$. Эта скорость может быть найдена по формуле

$$v_d = \frac{n\pi\bar{h}}{\sqrt{\frac{\pi\lambda}{g} \operatorname{sh} \frac{4\pi H}{\lambda}}}, \quad (1.17)$$

где n — коэффициент, равный 0,8 при $\bar{\lambda}/\bar{h} \geq 20$ и 0,7 — при $\bar{\lambda}/\bar{h} \leq 10$; \bar{h} — высота волны 50 %-й обеспеченности при шторме с расчетной скоростью ветра; $\bar{\lambda}$ — длина волны высотой \bar{h} .

Тогда исходя из условия, чтобы эта скорость была равна или меньше допустимой, средний диаметр материала облегченного крепления можно определить по формуле [40]

$$d_m \geq \frac{\gamma v_d^2}{2,4k_m^2 g(\gamma_m - \gamma)}, \quad (1.18)$$

где $d_m = d_{50}$; d_{50} — крупность его отдельностей, мельче которых в материале содержится 50 % по массе, м; γ_m — удельный вес материала, кН/м³; γ — удельный вес воды, кН/м³; k_m — коэффициент, учитывающий влияние заложения откоса m_1 на скорость трогания отдельностей крепления:

m_1	10	5	4	3	2,5	2
k_m	0,96	0,85	0,8	0,68	0,35	0,25

Толщина облегченного крепления $d_{об} = 10d$.

Волнозащитные свойства верховых откосов земляных плотин обеспечиваются, если их устраивать пологими в виде так называемых пляжных откосов. Крепление верхового откоса в этом случае можно вообще не устраивать. Большой опыт проектирования, строительства и эксплуатации плотин с такими откосами из несвязных грунтов накоплен при возведении крупных гидроузлов и водоградительных дамб на р. Днепр [16], где они позволили получить значительный экономический эффект. Так, внедрение их только на гидроузлах Киевской и Каневской ГЭС позволило уменьшить прямые строительные затраты примерно на 4,13 млн. руб.

Опыт эксплуатации днепровских гидроузлов свидетельствует о том, что при фронтальном воздействии волн высотой до 1,5 м на прямолинейный в плане откос неразмываемость его обеспечивается при уклоне от 1 : 30 до 1 : 50. Однако для уменьшения объемов работ в нижней части откоса и выше зоны активного волнового воздействия его рекомендуется делать более крутым. В нижней части откоса воздействие волн незначительно, а выше отметки НПУ оно периодическое и переработка откоса здесь затруднена ввиду биологического крепления, обычно устраиваемого на этом участке откоса.

Заложение $m_{п.о}$ пляжных откосов (рис. 1.15) по методике Института гидромеханики АН УССР с учетом требований СНиП 2.06-82 определяется из условия обеспечения динамического равновесия частиц грунта откоса при фронтальных воздействиях волн:

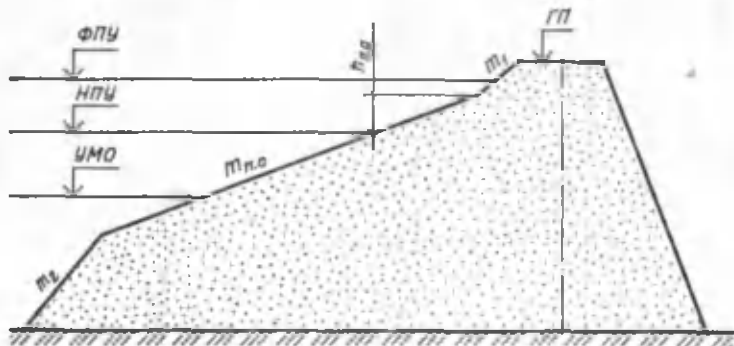


Рис. 1.15. Схема к расчету неукрепленного верхового откоса

$$m_{п.о} = m_0 + 0,37 \left(\frac{h_{d1\%}}{d_{50}} \sqrt[3]{\frac{\bar{\lambda}}{d_{d1\%}}} \right)^{1/2}, \quad (1.19)$$

где m_0 — заложение естественного откоса грунта под водой; $h_{d1\%}$ — высота волны обеспеченностью 1%; $\bar{\lambda}$ — средняя длина волны, м; d_{50} — средний диаметр частиц грунта, м.

Откос с заложением $m_{п.о}$ продолжается ниже расчетного уровня воды на глубину размывающего действия волны

$$H_p = 0,028(h_{d1\%}^2 \bar{\lambda} d_{50}^{1/2})^{2/3}. \quad (1.20)$$

Ниже этой глубины заложение откоса $m_2 = (1,5 \dots 2)m_0$. Верх пляжного откоса рекомендуется принимать выше НПУ на величину $h_{п.о} = h_{d1\%}$.

Коэффициент заложения откоса между гребнем и верхом пляжного откоса

$$m_1 = m_0 + 0,17 \left(\frac{h_{d1\%}}{d_{50}} \sqrt[3]{\frac{\bar{\lambda}}{h_{d1\%}}} \right)^{1/2}. \quad (1.21)$$

Практически при намыве этот участок откоса имеет заложение $m_1 = 10 \dots 20$.

Исходя из имеющегося опыта возведение земляных плотин с неукрепленными пляжными верховыми откосами может оказаться экономически целесообразным при их высоте до 10 м, что устанавливается технико-экономическим сравнением различных вариантов плотин. Крепление низового откоса производится сплошной одерновкой (рис. 1.16, а), одерновкой в клетку (рис. 1.16, б) или посевом трав на слое растительного грунта толщиной 0,2—0,3 м.

При сплошной одерновке для лучшего прорастания дерна по откосу сначала укладывается слой растительного грунта толщиной 0,1—0,15 м. Размеры клеток при одерновке в клетку 1×1 м. Клетки заполняются растительным грунтом, в который высеваются семена трав. К откосу дерн прикрепляется деревянными колышками-спицами длиной 0,25—0,3 м.

В том случае, если нет благоприятных условий для произрастания трав, низовой откос можно крепить слоем щебня или гравия

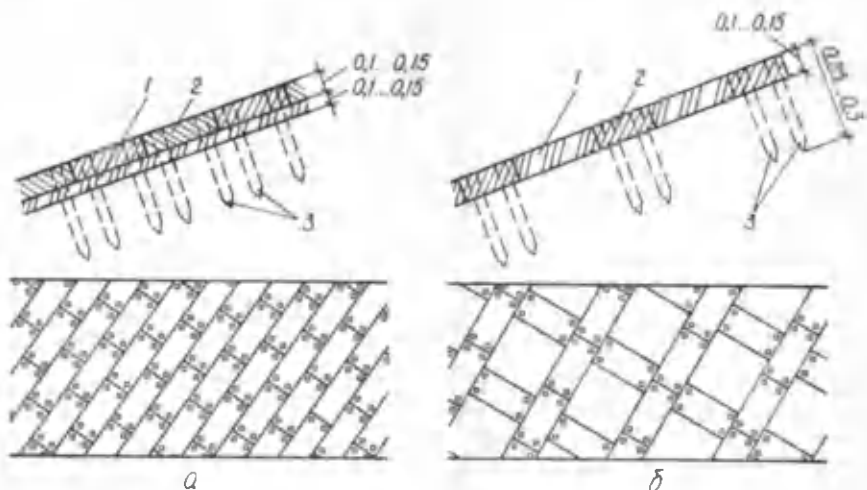


Рис. 1.16. Крепление низового откоса дерном:

a — сплошной одревнякой; *b* — одревнякой в клетку; 1 — растительный грунт; 2 — дерн; 3 — спицы для прикрепления дерна

толщиной 0,2 м. Низовой откос не крепится, когда он сложен из гравия, щебня, песчано-гравелистого грунта. При наличии воды в нижнем бьефе нижняя часть откоса крепится по типу наклонного дренажа.

Выбор типа крепления низового откоса зависит от наличия местных материалов, высоты волны, режима работы водохранилища и пр.

Пример 1.2. Определить размеры различных типов крепления верхового откоса земляной плотины при следующих исходных данных: отметка дна реки — 125,0 м, гребня плотины — 153,3 м, ФПУ — 151 м, НПУ — 150 м, уровня мертвого объема (УМО) — 144 м. Соответствующие этим уровням воды высота и длина волны: $\bar{h}'_{d1\%} = 1,6$ м; $\bar{h}' = 1,1$ м; $\bar{h}''_{d1\%} = 2,3$ м; $\bar{h}'' = 1$ м; $\bar{h}'''_{d1\%} = 1,2$ м;

$\bar{h}''' = 0,6$ м; $\bar{\lambda}' = 25$ м; $\bar{\lambda}'' = 31$ м; $\bar{\lambda}''' = 19$ м. Коэффициент откоса $K = 3$, что соответствует углу наклона $\alpha = 18^\circ 36'$. Удельный вес воды $\gamma = 9,81$ кН/м³; удельный вес бетона плит крепления $\gamma_k = 23,5$ кН/м³; удельный вес камня крепления $\gamma_k = 25,5$ кН/м³. Откос сложен мелким песком с $d_{10} = 0,1$ мм и $d_{60} = 0,35$ мм.

Порядок расчета. Верхнюю границу основного крепления принимаем на отметке гребня плотины. Заглубление нижней границы основного крепления под минимальный уровень сработки водохранилища, соответствующий УМО, определяем по отношению (1.11):

$H_k = 2\bar{h}'_{d1\%} = 2 \cdot 1,2 = 2,4$ м. Тогда отметка нижней границы основного крепления не должна превышать отметки

$$\downarrow \text{НОСК} = \downarrow \text{УМО} - H_k = 144 - 2,4 = 141,6 \text{ м.}$$

Эта отметка принимается в качестве расчетной. При необходимости она может быть скорректирована с учетом принятых расчетных размеров плит крепления.

Глубины H_x' , H_x'' , H_x''' , на которых скорость волнового движения при соответствующих статических уровнях воды равна неразмывающей скорости, найдем по формуле (1.11), определив вначале входящие в нее параметры. Коэффициенты n' , n'' и n''' при соответствующих значениях величин

$$\frac{\bar{\lambda}'}{h_{d1} \%} = \frac{25}{1,6} = 15,6; \quad \frac{\bar{\lambda}''}{h_{d1} \%} = \frac{31}{2,3} = 13,5; \quad \frac{\bar{\lambda}'''}{h_{d1} \%} = \frac{19}{1,2} = 15,8$$

будут соответственно равны: $n' = 0,76$; $n'' = 0,73$; $n''' = 0,76$. Неразмывающую скорость для частиц грунта откоса определим по графику на рис. 1.9 при $d_{10} = 0,1$ мм: $v_{\text{доп}} = 0,17$ м/с. Тогда по формуле (1.11)

$$H_x' = \frac{25}{4 \cdot 3,14} \operatorname{arsh} \frac{3,14 \cdot 0,76^2 \cdot 1,6^2 \cdot 9,81}{25 \cdot 0,17^2} = 9,61 \text{ м.}$$

Аналогично определяем $H_x'' = 12,93$ м и $H_x''' = 6,83$ м.

Отметки нижней границы облегченного крепления, соответствующие расчетным уровням воды в верхнем бьефе, по (1.12):

$$\downarrow \text{НОБК}' = \downarrow \text{ФПУ} - 1,1H_x' = 151 - 1,1 \cdot 9,61 = 140,4 \text{ м;}$$

$$\downarrow \text{НОБК}'' = \downarrow \text{НПУ} - 1,1H_x'' = 150 - 1,1 \cdot 12,93 = 135,8 \text{ м;}$$

$$\downarrow \text{НОБК}''' = \downarrow \text{УМО} - 1,1H_x''' = 144 - 1,1 \cdot 6,83 = 136,5 \text{ м.}$$

Наименьшей является отметка 135,8 м, которую и принимаем в качестве расчетной.

Толщину монолитных или сборно-омоноличенных железобетонных плит основного крепления при нормальном подпорном уровне воды найдем по формулам (1.13), определяя вначале по табл. 1.6 значения параметров $\xi = 0,3$; $\psi = 1,6$; $\kappa = 1,1$:

$$h_1 = \frac{2,3^2 \cdot 0,3 \cdot 1,1 \cdot 1,6 \cdot 9,81 [3 \cdot 10,43(1 + 1) + 2,3 \cdot 1,6(1,5 + 1,1)^2]}{3[37^2 \cdot 23,5 - (37^2 - 10,43^2)9,81]0,947} = 0,04 \text{ м;}$$

$$h_2 = \frac{2,3^2 \cdot 0,3 \cdot 1,1 \cdot 1,6 \cdot 9,81 [3 \cdot 26,67(1 + 1) - 2,3 \cdot 1,6(1,5 + 1,1)^2]}{3[37^2 \cdot 23 - 26,67^2 \cdot 9,81]0,947} = 0,05 \text{ м.}$$

Поскольку толщина покрытия из монолитных или сборно-омоноличенных железобетонных плит по условиям устойчивости против всплывания оказалась меньше $0,1h_{d1}''$, то по условиям армирования плит надежности уплотнения швов и обеспечения долговечности крепления принимаем ее равной

$$h = 0,1h_{d1}'' = 0,1 \cdot 2,3 = 0,23 \text{ м.}$$

В качестве второго варианта крепления рассмотрим сквозное сборное покрытие из железобетонных плит с размерами в плане 4×4 м. При уровне воды в верхнем бьефе, соответствующем НПУ, толщина таких плит по формуле (1.14)

$$h_n = \frac{0,6 \cdot 1,1 \cdot 1^2 \sqrt{4^2}}{4 \cdot 0,947} \frac{9,81}{23,5 - 0,3 \cdot 0,6 \cdot 9,81} = 0,22 \text{ м.}$$

При варианте крепления верхового откоса плотины в виде каменной наброски из несортированного камня наименьший расчетный размер камня, приведенного к шару, определяем по формуле (1.15)

$$D_m = 0,12 \cdot 0,2 \frac{2,3}{7} (7^2 + 10) \frac{2,8 \cdot 3 - 0,8}{1,8 \cdot 3 + 1} \frac{8}{25,5 - 8} = \frac{198,01}{784} = 0,25 \text{ м.}$$

Наибольший расчетный размер камня, приведенного к шару, по формуле (1.16)

$$D_6 = 1,5 \cdot 0,2 \cdot 2,3 \left(\frac{\sqrt[3]{7}}{3} + 0,5 \right) \frac{3 + 1,8}{1,8 \cdot 3 - 1} \frac{8}{25,5 - 8} = \frac{30,21}{77} = 0,39 \text{ м.}$$

Толщина покрытия из несортированного камня

$$\delta_{\text{н}} = (2 \dots 2,1) D_6 = (2 \dots 2,1) \cdot 0,39 = 0,78 \dots 0,82 \text{ м.}$$

Вариант обеспечения устойчивости верхового откоса плотины против волнового воздействия путем устройства пляжного откоса в данном случае не рассматриваем, так как его устройство экономически целесообразно лишь при высоте плотин до 10 м.

Оптимальный тип основного крепления устанавливается технико-экономическим сравнением рассмотренных вариантов.

Крупность материала облегченного крепления определим по формулам (1.17) и (1.18) при параметрах волн, соответствующих УМО:

$$v_d = \frac{0,8 \cdot 3,14 \cdot 0,6}{\sqrt{\frac{3,14 \cdot 19}{9,81} \operatorname{sh} \frac{4 \cdot 3,14 \cdot 2,4}{19}}} = \frac{1,55}{2,76} = 0,55 \text{ м/с;}$$

$$d_m > \frac{9,81 \cdot 0,55^2}{2,4 \cdot 0,68^2 \cdot 9,81(25,5 - 9,81)} = \frac{2,97}{170,81} = 0,02 \text{ м.}$$

Толщина облегченного крепления

$$\delta_{об} = 10d = 10 \cdot 0,02 = 0,2 \text{ м.}$$

1.2.4. Подготовка под крепление откосов

Подготовка сопрягает покрытие с грунтом откоса и служит для дренирования фильтрационных вод, гашения энергии волновых потоков, для перераспределения нагрузки на грунт откоса и защиты его от промерзания. Она может состоять из одного или нескольких слоев разнозернистого материала, в зависимости от вида грунта откоса, типа крепления, наличия и состава местного материала и результатов технико-экономического сравнения вариантов [46].

Монолитные или сборные омоноличиваемые плиты укладываются обычно на однослойную подготовку из рядового щебня или разнозернистого крупнообломочного грунта. Под температурно-осадочными швами устраивается ленточная подготовка трапециевидного поперечного сечения по типу обратного фильтра из двух-трех слоев разнозернистого материала (рис. 1.12).

Плиты сборных покрытий и крепления в виде каменной наброски из несортированного камня укладываются на однослойную или многослойную подготовку из разнозернистого материала (рис. 1.13 и 1.14).

Толщина однослойных фильтровых подготовок $\delta_{\text{ф}}$ под покрытиями из плит с открытыми швами или сквозными отверстиями принимается в пределах

$$35 \text{ см} \leq \delta_{\text{ф}} \leq 10D_{60},$$

под каменной наброской из несортированного камня — в пределах

$$20 \text{ см} < \delta_{\phi} > 7D_{50}$$

где D_{50} — диаметр частиц слоя подготовки по кривой зернового состава обеспеченностью 50 %.

Толщина однослойных подготовок под сплошными покрытиями типа монолитных и сборных железобетонных с уплотненными швами или омоноличенными плитами принимается в пределах

$$15 \text{ см} < \delta_{\phi} > 4D_{50}$$

Толщина отдельных слоев двух- или трехслойных подготовок при механизированной укладке на откос принимается не менее 20 см для крупнообломочного грунта и щебня и не менее 15 см для крупного песка.

Неоднородность материала однослойной подготовки должна находиться в пределах

$$\eta_{60/10} = D_{60}/d_{10} = 5 \dots 20,$$

где D_{60} и d_{10} — диаметры обеспеченностью 60 и 10 % по кривым зернового состава соответственно для грунта подготовки и откоса.

Размеры частиц однослойной подготовки D_{10} выбираются с учетом размеров частиц грунта откоса d_{50} по соотношению

$$D_{10}/d_{50} \leq 30.$$

Нижний слой многослойной подготовки должен иметь степень неоднородности

$$\eta_{60/10} = D_{10}/d_{10} \leq 20$$

и удовлетворять соотношению размеров своих частиц D и размеров частиц d грунта откоса:

$$D_{10}/d_{10} \leq 10$$

или

$$D_{50}/d_{50} \leq 10.$$

При этом материал последнего слоя должен удовлетворять следующим условиям:

по коэффициенту неоднородности

$$n_{60/10} = D_{60}/D_{10} \leq 2;$$

по коэффициенту междуслойности с расположенным под ним слоем подготовки

$$D_{50}/d_{50} = 3 \dots 4.$$

1.3. СОПРЯЖЕНИЕ ТЕЛА ПЛОТИНЫ С ОСНОВАНИЕМ, БЕРЕГАМИ И СООРУЖЕНИЯМИ ИЗ ДРУГИХ МАТЕРИАЛОВ

Тело плотины должно плотно примыкать к основанию и берегам. В основании тела плотины снимается и удаляется верхний растительный слой, обычно сильно фильтрующий. Глубина этого слоя бывает 0,3—0,4 м.

На нескальных грунтах для пересечения возможной фильтрации через сильно фильтрующие прослойки и ходы землероев в основании плотины, примерно под бровкой верхового откоса плотины, из того же грунта, что и тело плотины, устраивается зуб. При помощи зуба с основанием сопрягаются экраны, ядра, диафрагмы.

На скальных грунтах сопряжение с основанием выполняется при помощи зуба, а если основание трещиноватое, то под зубом делается цементационная завеса. Сопряжение тела плотины с берегами следует делать в виде наклонных плоскостей с горизонтальными или наклонными уступами (рис. 1.17, а). Сопряжение уступами с вертикальными плоскостями (рис. 1.17, б) не рекомендуется, так как при таком сопряжении в связи с резкими изменениями высоты могут возникать вертикальные трещины в теле плотины.

Экраны, ядра, диафрагмы заглубляются до водонепроницаемого грунта берега или на такое расстояние, чтобы фильтрация в берегах в обход тела плотины была неопасна.

При сопряжении тела плотины со стенками сооружений из других материалов скорости течения фильтрующей вдоль сопряжения воды должны быть безопасными, кроме того, должна быть обеспечена плотность примыкания грунта тела плотины к стенкам. Для получения безопасных скоростей течения воды, фильтрующей из верхнего бьефа в нижний, должна быть создана надлежащая длина пути фильтрации. Это достигается устройством открылков в стенках, а также бетонных, железобетонных или стальных диафрагм и шпор (рис. 1.18). Диафрагмы и шпоры соединяются с боковой стенкой сооружения при помощи шва с уплотнением. Для

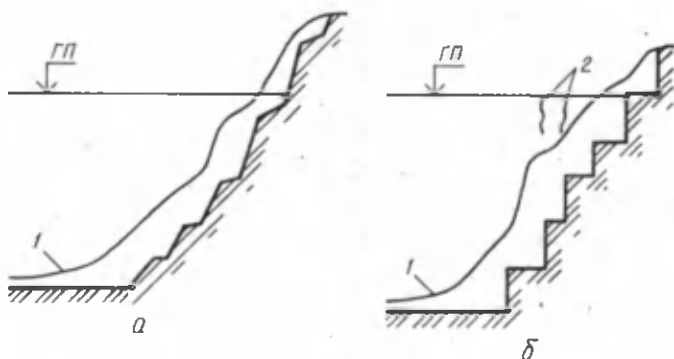


Рис. 1.17. Схемы сопряжения тела плотины с берегами:

а — в виде наклонных плоскостей с короткими горизонтальными уступами; б — уступами с вертикальными плоскостями; 1 — естественная поверхность берега; 2 — трещины

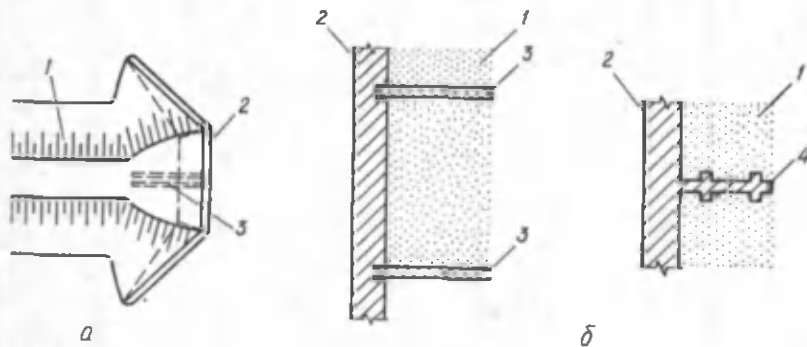


Рис. 1.18. Схемы сопряжения тела земляной плотины со стенками сооружений из других материалов:

а — план плотины; б — разрез; 1 — земляная плотина; 2 — стенка сооружения; 3 — диафрагма; 4 — камень

обеспечения плотного примыкания грунта тела земляной плотины к боковым стенкам сооружения внутренним поверхностям последних необходимо придавать небольшой наклон.

1.4. ДРЕНАЖИ И ОБРАТНЫЕ ФИЛЬТРЫ ПЛОТИН

Дренаж земляных плотин устраивается со стороны низового откоса с целью понижения положения кривой депрессии. Дренаж предупреждает размыв низового откоса, отводит фильтрационную воду, проходящую через тело и основание плотины в нижний бьеф, что уменьшает заложение низового откоса и повышает его устойчивость.

Дренаж рекомендуется устраивать во всех типах плотин и при различной их высоте. При надлежащем обосновании допускается не устраивать дренаж в следующих случаях:

в плотинах на водонепроницаемом основании и низком стоянии уровня грунтовых вод;

в невысоких однородных земляных плотинах с напором до 5 м из глинистых грунтов с числом пластичности $W_p \geq 10$ при механическом уплотнении грунта;

в плотинах, низовой клин которых устроен из каменной наброски или крупнозернистых материалов — гальки, гравия и др.

Дренаж состоит из двух основных частей: приемной — в виде обратного фильтра из одного или нескольких слоев и отводящей — для отвода воды из тела плотины в нижний бьеф.

По конструкции и расположению в теле плотины различают следующие типы дренажа (рис. 1.19):

а) дренажный банкет; б) наклонный дренаж; в) трубчатый (вертикальный или горизонтальный); г) горизонтальный (в виде сплошного слоя или дренажных лент); д) комбинированный.

Дренажный банкет из каменной наброски (рис. 1.19, а) делается при наличии на месте строительства камня. Кроме основного своего назначения он является упором низового откоса плотины.

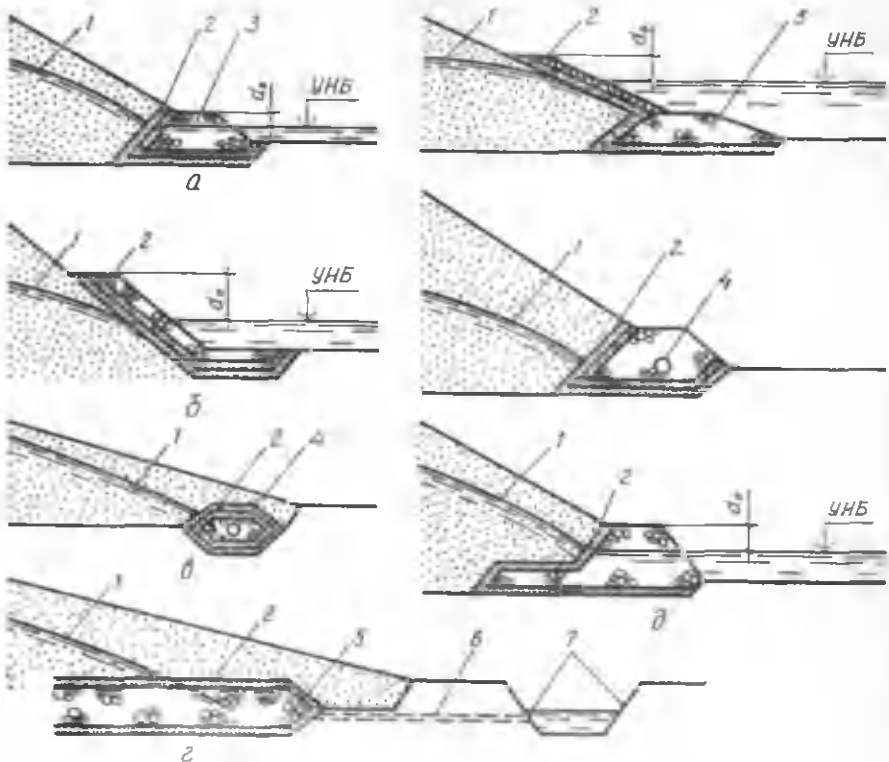


Рис. 1.19. Схемы основных типов дренажей:

а — дренажный банкет; б — наклонный дренаж; в — трубчатый; г — горизонтальный; д — комбинированный; 1 — кривая депрессии; 2 — обратный фильтр; 3 — банкет; 4 — труба; 5 — дренажная лента; 6 — отводящая труба; 7 — отводящая канава

тины. С внутренней стороны дренажного банкета, примыкающей к телу плотины, и в основании его укладывается обратный фильтр из слоев песка и гравия или щебня. В плотинах из суглинистых грунтов обратный фильтр можно устраивать из одного слоя гравия или щебня. Общая толщина обратного фильтра из одного или двух слоев принимается 0,2—0,4 м.

Верх дренажного банкета должен возвышаться над максимальным уровнем воды в нижнем бьефе на 0,5—1 м. Коэффициент внутреннего откоса дренажной призмы принимается 1—2. Ширина банкета поверху принимается по условиям производства работ, но не менее 1 м. Дренажный банкет можно устраивать без бермы. Тогда наружный откос дренажного банкета располагается заподлицо с низовым откосом плотины.

Наслонный дренаж (рис. 1.19, б) выполняется на участках плотины, перекрывающих затопленную пойму, и при отсутствии на месте достаточного количества камня. Толщина наслонного дренажа h назначается по условиям производства работ, но не менее $(2,5...3)D_{ш} + \delta_{обр. ф.}$, где $D_{ш}$ — диаметр приведенного к шару

камня (определяется как для крепления верхового откоса); $d_{обр. ф}$ — толщина обратного фильтра.

Превышение гребня наклонного дренажа d_0 над максимальным уровнем нижнего бьефа принимается как для дренажного банкета с учетом высоты выклинивания фильтрационного потока на низовый откос плотины.

При отсутствии камня или других материалов устраивается трубчатый дренаж из гончарных, бетонных или асбестоцементных труб (рис. 1.19, а). Трубы делаются перфорированными с обсыпкой обратным фильтром или с незаделанными стыками. Диаметр труб устанавливается гидравлическим расчетом исходя из условия обеспечения безнапорного движения воды в трубах, но не меньше 0,2 м. Трубы укладываются в тело плотины вдоль низового откоса на расстоянии от его подошвы не больше $1/4—1/3$ ширины плотины по основанию и не меньше глубины промерзания. Вокруг дренажной трубы укладывается сначала слой гравия или щебня, затем слой песка. Общая толщина слоев 0,4—0,6 м.

Для отвода воды из трубчатого дренажа в нижний бьеф по длине плотины устраиваются отводящие дрены (коллекторы), выходящие в кювет, который проходит параллельно подошве плотины. Расстояние между отводящими дренами устанавливается на основании гидравлического расчета с учетом расхода дренажных вод и пропускной способности отводящих дрен.

В однородных земляных плотинах на маловодопроницаемом основании можно устраивать горизонтальный дренаж из гравия или щебня с песком (рис. 1.19, б). Толщина плоского дренажа бывает в среднем 0,5 м, ширина принимается $1/4—1/3$ ширины плотины по низу.

Комбинированный дренаж (рис. 1.19, в) может быть в виде дренажной призмы и наклонного дренажа, в виде плоского горизонтального дренажа в сочетании с наклонным дренажом и др.

Дренаж в виде дренажной призмы и наклонного дренажа устраивают, если максимальный уровень воды в нижнем бьефе поднимается выше верха дренажной призмы. В этом случае верх наклонного дренажа располагается выше максимального уровня воды на 0,5—1 м. Комбинированный плоский горизонтальный дренаж в сочетании с наклонным дренажом устраивают при недостаточном количестве камня на месте строительства.

Обратные фильтры устраиваются на контакте дренажа или пригрузки и дренируемого тела плотины или ее основания. Основное назначение обратных фильтров — предотвращать опасную механическую суффозию из защищаемого мелкозернистого грунта. Гранулометрический состав обратного фильтра подбирается так, чтобы обеспечивались:

непросыпаемость частиц скелета защищаемого грунта в фильтр, а также непросыпаемость частиц скелета самого фильтра в дренаж или каменную наброску;

предотвращение опасного для прочности и устойчивости защищаемого грунта развития механической суффозии в области, прилегающей к фильтру;

некольтатируеомость фильтра мелкими частицами, выносимыми фильтрационнм потоком из защищаемого грунта;

предотвращение опасной для прочности и устойчивости фильтра механической суффозии в самом слое фильтра.

Если защищаемый грунт несуффозионный, то требования второго и третьего пунктов отпадают, а если и состав самого фильтра несуффозионный, то отпадает и требование четвертого пункта.

Основными задачами проектирования обратных фильтров являются:

выбор естественных карьерных или искусственных грунтов, пригодных для устройства обратных фильтров;

определение гранулометрического состава первого и последующих слоев обратного фильтра;

определение водопроницаемости обратного фильтра;

установление толщины и числа слоев обратного фильтра.

Для устройства обратных фильтров применяются лишь несвязные естественные или искусственные грунты твердых и плотных каменных пород, не содержащие водорастворимых солей. Допускаемый коэффициент разнoзерности фильтровых материалов $\eta_{60/10}$ [36] должен удовлетворять условиям:

если защищаемый грунт является несуффозионным сыпучим, то $\eta_{60/10} \leq 20 \dots 25$, где меньшее значение $\eta_{60/10}$ принимается для окатанных частиц песчаных и гравийных грунтов, а большее — для щебенистых;

если защищаемый грунт является суффозионным сыпучим, то $\eta_{60/10} \leq 15$;

если защищаемый грунт является глинистым с числом пластичности $W_{\text{п}} \geq 7$, то $\eta_{60/10} \leq 50$;

для фильтров, выполняемых отсыпкой в воду, $\eta_{60/10} \leq 10$. Обратные фильтры рекомендуется устраивать из несуффозионного грунта, что исключает опасность выноса мелких частиц грунта из фильтра.

Практически несуффозионным грунтом можно считать такой грунт, из которого фильтрационнм потоком может быть вынесено не более 3—5 % по массе мельчайших частиц. Такой грунт должен удовлетворять зависимости

$$d_5/d_{17} \geq N, \quad (1.22)$$

$$\text{где } N = 0,32 \sqrt{\eta_r} (1 + 0,05 \eta_r) \frac{n_r}{1 - n_r};$$

$\eta_r = d_{60}/d_{10}$ — коэффициент разнoзерности грунта; n_r — пористость грунта, доли единицы.

Если это условие не удовлетворяется, грунт является суффозионным.

При проектировании обратных фильтров для защиты несвязных и связных грунтов имеются свои особенности.

При проектировании обратного фильтра для защиты несвязного грунта наиболее частым является случай, когда и защищаемый

грунт и грунт фильтра являются несuffузионными. В этом случае порядок расчета следующий [36].

По зависимости (1.22) проверяется несuffузионность грунта плотины. Затем определяется процентное содержание сводообразующих частиц несвязного грунта по формуле

$$P_{c.r} = P_{10} \left[(5B - 5) \frac{\eta_r}{\eta_r - 1} \right]^{1/x}, \quad (1.23)$$

где $P_{10} = 10$; $B = 3 \dots 8$; $x = 1 + 1,28 \lg \eta_r$.

По кривой гранулометрического состава защищаемого грунта при $P_{c.r}$ определяется диаметр сводообразующих частиц $d_{c.r}$.

Определяется пористость грунта первого слоя фильтра

$$n_\phi = n_r - 0,11 \lg \eta_\phi, \quad (1.24)$$

где $n_r = 0,4$ для песчано-гравийно-галечниковых грунтов, $n_r = 0,45$ — для щебеночных грунтов; $\eta_\phi = d_{60}/d_{10}$ — коэффициент разнозернистости, который в плотинах из грунтовых материалов принимается: для щебеночных фильтров ≤ 25 , для песчано-гравелистых ≤ 20 .

Из условия непросыпаемости действующий диаметр частиц грунта первого слоя фильтра

$$D_{17}^I = \frac{1}{0,252 \sqrt{\eta_\phi}} \frac{1 - n_\phi}{n_\phi} d_{c.r}. \quad (1.25)$$

Минимальный диаметр частиц первого слоя фильтра

$$D_{\min}^I = \frac{D_{17}^I}{1 + (0,1P_{17})^x \frac{\eta_\phi - 1}{5\eta_\phi}}, \quad (1.26)$$

где $x = 1 + 1,28 \lg \eta_\phi$; $P_{17} = 17$.

Гранулометрический состав грунта первого слоя фильтра

$$D_i = D_{\min}^I \left[1 + (0,1P_i)^x \frac{\eta_\phi - 1}{5\eta_\phi} \right]. \quad (1.27)$$

Задаваясь различными значениями процентного содержания частиц P_i , определяются соответствующие значения D_i . По этим данным строится расчетная кривая несuffузионного грунта первого слоя фильтра.

Определяется коэффициент фильтрации фильтра

$$k_\phi = \frac{3,99 \varphi_1}{\nu} \sqrt[3]{\eta_\phi \frac{n_\phi^3}{(1 - n_\phi)^2}} D_{17}^2, \quad (1.28)$$

где ν — кинематический коэффициент вязкости воды, $\text{см}^2/\text{с}$; φ_1 — коэффициент, учитывающий форму и шероховатость фракций грунта: для песчано-гравийно-галечниковых грунтов $\varphi_1 = 1$, для щебеночных грунтов $\varphi_1 = 0,35 \dots 0,4$.

Найденный коэффициент фильтрации фильтра по условию водопроницаемости должен удовлетворять условию

$$k_{\phi} \geq k_{\phi}^{\min} = (2 + \sqrt[6]{\eta_{\phi}})k_r, \quad (1.29)$$

где k_r — коэффициент фильтрации грунта, защищаемого обратным фильтром.

Определяется допустимый междуслойный коэффициент

$$\eta_{\text{м}}^{\text{доп}} = \frac{1}{c_1} \frac{1 - n_{\phi}}{n_{\phi}}, \quad (1.30)$$

где $c_1 = 0,252\sqrt[6]{\eta_{\phi}}$.

Тогда междуслойный коэффициент для второго слоя $\eta_{\text{м}}^{\text{II}}$ должен удовлетворять условию

$$\eta_{\text{м}}^{\text{II}} = \frac{D_{\text{с.г}}^{\text{II}}}{D_{\text{с.г}}^{\text{I}}} \leq \eta_{\text{м}}^{\text{доп}}. \quad (1.31)$$

Величина $D_{\text{с.г}}^{\text{I}}$ определяется аналогично тому, как это делалось при подборе состава первого слоя фильтра, с той лишь разницей, что здесь защищаемым грунтом является первый слой фильтра. По расчетным значениям междуслойного коэффициента и размера сводобразующих частиц $D_{\text{с.г}}^{\text{I}}$ из выражения (1.31) определяется действующий диаметр частиц грунта второго слоя $D_{\text{с.г}}^{\text{II}}$. Далее определяется гранулометрический состав второго слоя аналогично тому, как это делалось для первого слоя.

Подбор состава последующих слоев фильтра выполняется по такой же методике.

Связные грунты плотины характеризуются содержанием в их составе глинистых частиц размером 0,005 мм; супеси — 3...10 %, суглинки — 10...30, глины — более 30 %; числом пластичности $W_{\text{п}}$: супеси — $1 \leq W_{\text{п}} \leq 7$, суглинки — $7 \leq W_{\text{п}} \leq 17$, глины — $W_{\text{п}} > 17$.

Гранулометрический состав первого слоя обратного фильтра, защищающего связные грунты плотины, подбирается по следующей методике [36].

Определяется градиент напора фильтрационного потока, выходящего из грунта в первый слой фильтра, $I_{\text{вых}}$ (на основании фильтрационных расчетов или методом гидродинамических аналогий — ЭГДА). При этом за расчетный градиент напора принимается

$$I_p = k_{\text{н}} I_{\text{вых}}, \quad (1.32)$$

где $k_{\text{н}}$ — коэффициент надежности для сооружений I класса — 1,25; II класса — 1,2; III — класса 1,15; IV класса — 1,1.

Для условий недопущения отслаивания агрегатов частиц связанного грунта в сооружениях I класса определяется диаметр пор первого слоя фильтра, см

$$D_0^p = \sqrt{\frac{0,34}{\eta/I_p + \cos \theta}}, \quad (1.33)$$

где $\varphi = 0,5 \dots 1$; Θ — угол между направлениями силы тяжести и скорости фильтрации.

При допущении некоторого отслаивания агрегатов частиц связанного грунта, не влияющего на его прочность, для сооружений II—IV классов и временных сооружений

$$D_0^p = \sqrt{\frac{2,25}{\varphi I_p + \cos \Theta}} \quad (1.34)$$

Для принятого коэффициента разнорзерности первого слоя фильтра η_Φ определяется его допустимая пористость n_Φ по формуле (1.24).

Расчетный размер фракции

$$D_{17} < \frac{D_0^p}{x c_2} \frac{1 - n_\Phi}{n_\Phi}, \quad (1.35)$$

где $c_2 = 0,455 \sqrt{\eta_\Phi}$; $x = 1 + 0,05 \eta_\Phi$ при $\eta_\Phi \leq 25$, $x = 0,35(3 + \sqrt{\eta_\Phi \lg \eta_\Phi})$ при $\eta_\Phi > 25$.

Действующий диаметр фракции

$$D_{10} = i D_{17}, \quad (1.36)$$

где коэффициент i находится из графика на рис. 1.20.

Контролирующий диаметр фракции

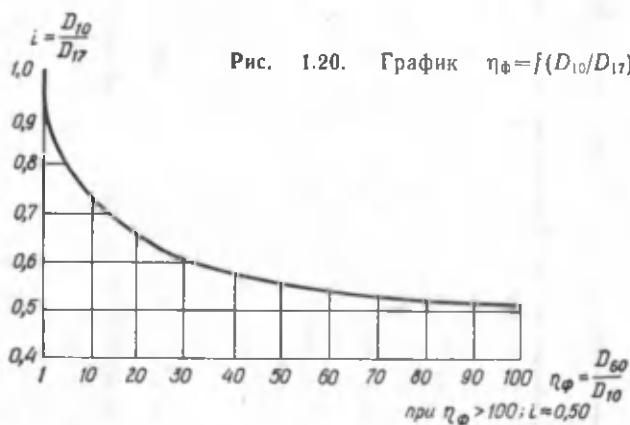
$$D_{60} = \eta_\Phi D_{10}. \quad (1.37)$$

Максимальный диаметр фракции

$$D_{\max} = D_{100} \leq D_{10} + 10^x D_{60} \frac{\eta_\Phi - 1}{5 \eta_\Phi^2}, \quad (1.38)$$

где $x = 1 + 1,28 \lg \eta_\Phi$.

По полученным расчетным значениям D_{10} , D_{17} , D_{60} и D_{100} строится расчетная кривая гранулометрического состава грунта первого слоя фильтра.



Составы последующих слоев фильтра подбираются так же, как и для защиты несвязного грунта.

Число слоев обратных фильтров для защиты несвязных и связных грунтов определяется в каждом конкретном случае путем технико-экономических обоснований, стремясь к назначению возможно меньшего числа слоев. При применении для фильтров разнозернистого грунта обычно достаточно устройства однослойного или двухслойного фильтра.

Толщина слоев обратного фильтра по фильтрационным условиям должна быть $T_{\min} \geq (5...7) D_{85}$. В среднем можно принимать $T_{\min} \geq 5D_{90}$.

По условиям производства работ толщину слоев фильтра следует принимать:

при ручной укладке (при планировке и уплотнении) — 10 см, но не менее T_{\min} , соблюдая условия $\eta_{\phi} \leq 10$;

при механизированной укладке (при планировке и уплотнении) — 20 см;

при отсыпке фильтра в текущую воду для однослойного фильтра — не менее 0,75 м, для двухслойного и более каждый последующий слой должен быть не менее 0,5 м (по нормали).

1.5. ФИЛЬТРАЦИОННЫЕ РАСЧЕТЫ ПЛОТИН

Фильтрационные расчеты земляных плотин позволяют получить характеристики фильтрационного потока, необходимые для проверки фильтрационной прочности тела плотины, расчета устойчивости ее откосов и обоснования рациональных параметров. Этими расчетами определяются положение депрессионной кривой в теле плотины, градиенты напора фильтрационного потока и фильтрационный расход воды.

При фильтрационных расчетах могут использоваться гидромеханические, гидравлические и экспериментальные методы. Гидромеханические методы расчета применяются редко ввиду их сложности. Чаще используются гидравлические методы, так как они проще и имеют точность, достаточную для практических расчетов. Гидромеханические и гидравлические методы фильтрационных расчетов относятся к аналитическим методам, в которых характеристики фильтрационного потока определяются по соответствующим формулам.

При сложном геологическом строении основания или специфической конструкции плотины характеристики фильтрационного потока определяются экспериментальными методами, среди которых наибольшее распространение получил метод гидродинамических аналогий (ЭГДА). Эти методы в обязательном порядке используются также при проектировании плотин I и II классов.

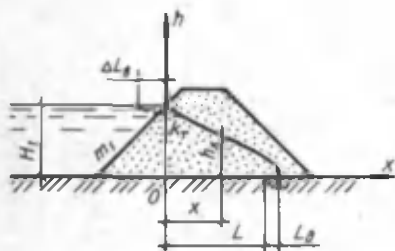
В соответствии с [31] допускается использовать любой из существующих аналитических методов фильтрационного расчета. Однако при этом следует иметь в виду, что в аналитических методах обычно принимаются следующие допущения: грунты основания изотропны, залегание водоупора горизонтальное, фильтрационный поток установившийся и соблюдаются условия плоской зада-

Таблица 1.7. Зависимости для расчета фильтрации в земляных плотинах

Расчетные схемы плотин	Расчетные зависимости
------------------------	-----------------------

Плотины однородные на водонепроницаемом основании

1. С трубчатым дренажем



$$\frac{q}{k_T} = \frac{H_1^2}{2L_T} \quad (1.39)$$

где

$$L_D = L + \Delta L_B;$$

$$\Delta L_B = \beta_B H_1;$$

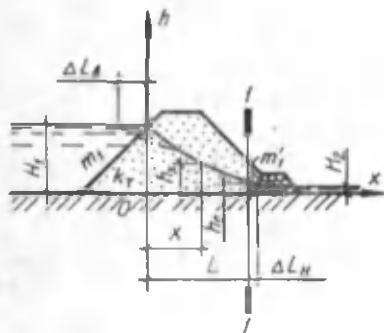
$$\beta_B = \frac{m_1}{2m_1 + 1} \quad (\text{при } m_1 \geq 2, \beta_B \approx 0,4);$$

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_B} (L-x+L_D)} \quad (1.40)$$

где $L_D = 0,5q/k_T$.

Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $h_x \geq H_1 - q/k_T$.

2. С дренажным банкетом



$$\frac{q}{k_T} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_D} \quad (1.41)$$

где

$$L_D = L + \Delta L_B + \Delta L_N;$$

$$\Delta L_B = \beta_B H_1;$$

$$\Delta L_N = m'_1 H_2/3;$$

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L-x) + h_0^2} \quad (1.42)$$

где ордината кривой депрессии h_0 в сечении 1—1:
при $H_2 > 0$

$$h_0 = \sqrt{H_1^2 - 2(L + \Delta L_B)q/k_T} - H_2;$$

$$(1.43)$$

при $H_2 = 0$

$$h_0 = f(m'_1)q/k_T; \quad (1.44)$$

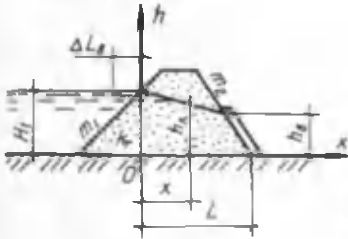
$f(m'_1)$ принимают в зависимости от m'_1 :

$$m'_1 \quad 0 \quad 0,5 \quad 1 \quad 2 \quad >2$$

$$f(m'_1) \quad 0,74 \quad 0,86 \quad 0,94 \quad 0,98 \quad 1$$

Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $h_x \geq H_1 - q/k_T$.

3. С наклонным дренажем (вода в нижнем бьефе отсутствует)



$$\frac{q}{k_T} = \frac{H_1^2}{L_p + \sqrt{L^2 - m^2 H^2}}, \quad (1.45)$$

$$L_p = L + \Delta L_D; \quad \Delta L_D = \beta_n H_1$$

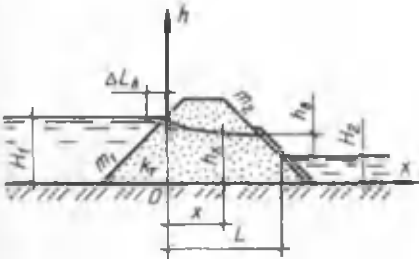
$$\text{где } L_p = L + \Delta L_D; \quad \Delta L_D = \beta_n H_1, \quad (1.46)$$

$$\text{где } f(m_2) = 0,5 + m_2 \text{ при } m_2 \geq 1; \\ f(m_2) = 0,7 + 0,8m_2 \text{ при } m_2 < 1;$$

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - x - m_2 h_n) + h^2}. \quad (1.47)$$

Кривую депрессии исправляют визу- ально в зоне, где $h_x \geq H_1 - q/k_T$

4. С наклонным дренажем (при нали- чии воды в нижнем бьефе)



$$\frac{q}{k_T} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_D}, \quad (1.48)$$

$$\text{где } L_D = L + \Delta L_D; \quad \Delta L_D = \beta_n H_1,$$

$$h_n = a + \sqrt{a^2 + \frac{m_2}{2f(m_2)} H_2 \frac{q}{k_T}}, \quad (1.49)$$

$$\text{где } a = 0,5f(m_2) \frac{q}{k_T} -$$

$$- 0,5 \left\{ 1 + \frac{m_2}{2[f(m_2)]^2} \right\} H_2;$$

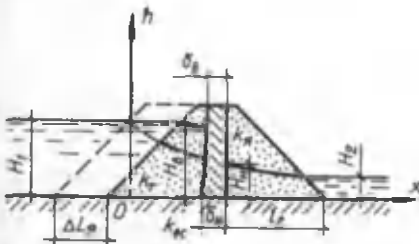
$f(m_2)$ принимают, как и в формуле (1.46);

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - x - m_2 h_n) + (H_2 + h_n)^2}. \quad (1.50)$$

Кривую депрессии исправляют визу- ально в зоне, где $h_x \geq H_1 - q/k_T$

Плотины неоднородные на малопроницаемом основании

5. С ядром



По способу виртуальных длин плоти- ну приводят к однородной, причем

$$\Delta L_n = \frac{k_T}{k'_n} \delta_{\text{ср.н}}, \quad (1.51)$$

$$\text{где } k'_n = k_n + \frac{2k_{\text{ос.н}} \delta_{\text{ср.н}}}{\pi(H_n + H_2)} \times$$

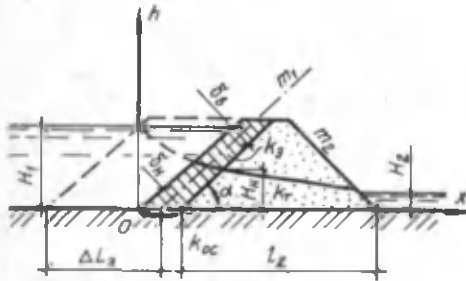
$$\times \text{arch} \left(\frac{2l_2}{\delta_n} \right);$$

Расчетные схемы плотин	Расчетные зависимости
------------------------	-----------------------

$$\delta_{ср.в} = \frac{\delta_в + \delta_н}{2}$$

В первом приближении принимают $H_в = H_1$, $H_н = H_2$, затем их уточняют расчетом

б. С экраном



По способу виртуальных длин плотину приводят к однородной, причем

$$\Delta L_2 = \delta_{ср.в} \frac{k_3}{k'} \sin \alpha. \quad (1.52)$$

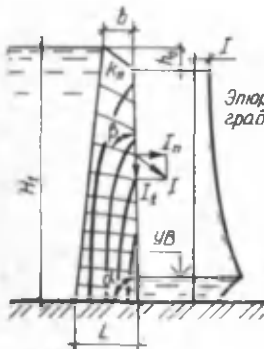
$$\text{где } k'_3 = k_3 + \frac{2k_{ос} \delta_{ср.в}}{\pi(H_1 + H_в) \sin \alpha} \times \times \operatorname{arch} \left(\frac{2l_2}{\delta_н} \sin \alpha \right);$$

$$\delta_{ср.в} = \frac{\delta_в + \delta_н}{2}$$

Плотины с высоким тонким ядром на водонепроницаемом основании

7. Противофильтрационное ядро

Понижение кривой депрессии при $L/H_1 < 0,5$:



$$h_0 = 0,65 \frac{b}{1 - \operatorname{tg}(\pi/2 - \alpha)}. \quad (1.53)$$

Градиенты фильтрационного потока при его выходе на низовую поверхность ядра:

$$I_t = \sin \alpha; \quad I_n = \sin \alpha \operatorname{tg} \beta; \\ I = \sin \alpha / \cos \beta,$$

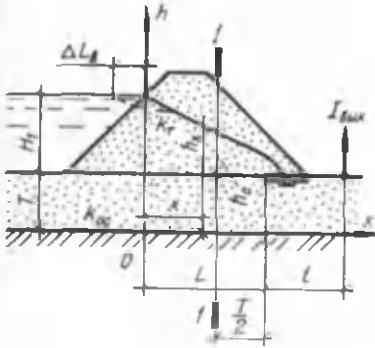
где β берут из гидродинамической сетки, построенной графическим методом; $q = k_3 \Omega$, где Ω — площадь эпюры I

Расчетные схемы плотин

Расчетные зависимости

Плотины на водопроницаемом основании конечной мощности ($k_{oc} = k_{\tau}$)

8. С трубчатым дренажем



$$\frac{q}{k_{\tau}} = \frac{H_1^2}{2L_p} + \frac{H_1 T}{L_p + 0,4T} \quad (1.54)$$

где $L_p = L + \Delta L_n$; $\Delta L_n = 0,4(H_1 + T)$.
Ординаты кривой депрессии:
между сечением 1-1 и дренажем

$$h_x = \frac{h_c^2}{T} \sqrt{\left[\left(\frac{T}{h_c}\right)^2 - 1\right]} \times$$

$$\times \left(2 \frac{L-x}{T}\right) + 1; \quad (1.55)$$

между сечением 1-1 и осью ординат

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_{\tau}} \left(L - \frac{T}{2} - x\right) +$$

$$+ \frac{(T + h_c)^2}{1} - T}; \quad (1.56)$$

$$I_{вых} = \frac{q_n}{T \sqrt{e^{\pi l (T-1)}}} \frac{q_n}{k_{oc}} \quad (1.57)$$

где $0,01 \leq \frac{l}{T} \leq +\infty$;

$$\frac{q_n}{k_{oc}} = \frac{h_c T}{T/2 + 0,4T}$$

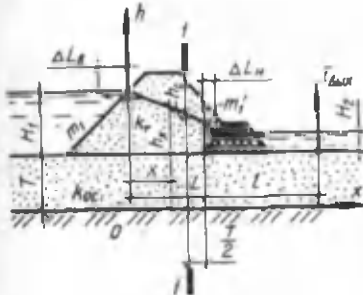
В формулах (1.55)–(1.57) h_c вычисляют по зависимости

$$h_c = \sqrt{(H_1 - T)^2 - 2 \frac{q}{k_{\tau}}} \times$$

$$\times \left(L_p - \frac{T}{2}\right) - T. \quad (1.58)$$

Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $h_x \geq (H_1 + T) - q/k_{\tau}$

9. С дренажным банкетом



$$\frac{q}{k_{\tau}} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_p + \Delta L_n} +$$

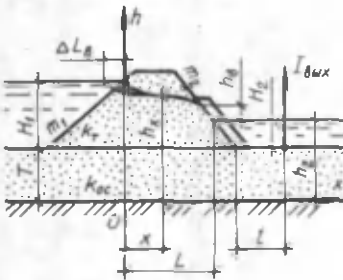
$$+ \frac{(H_1 - H_2)T}{L_p + 0,4T} \quad (1.59)$$

где $L_p = L + \Delta L_n$; $\Delta L_n = 0,4(H_1 + T)$;

$$\Delta L_n = \frac{m_1 H_2}{3}$$

Ординаты кривой депрессии:
между сечением 1-1 и дренажем

10. С наклонным дренажем



$$h_x = \sqrt{h_0^2 - (h_0^2 - H_2^2) \frac{x - L + T/2}{T/2 + \Delta L_B}}, \quad (1.60)$$

где h_0 вычисляют по формуле (1.58); между сечением 1—1 и осью ординат — см. формулу (1.56), $I_{\text{вых}}$ определяют по формуле (1.57), подставляя в нее

$$\frac{q_B}{k_{0c}} = \frac{h_0 - H_2}{T/2 + 0,4T} T, \quad (1.61)$$

где h_0 также вычисляют по формуле (1.58).

Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $h_x \geq (H_1 + T) - q/k_T$. Значения q и h_B определяют подбором из уравнений:

$$\frac{q}{k_T} = \frac{(H_1 + T)^2 - (H_2 + T + h_B)^2}{2(L_p - m_2 h_B)}; \quad (1.62)$$

$$\frac{q}{k_T} = \frac{h_B}{0,5 + m_2} \left(1 + \frac{H_2}{\alpha_m H_2 + h_B} \right) + \frac{h_B T}{(0,5 + m_2) h_B + m_2 H_2 + 0,4T}, \quad (1.63)$$

где $L_p = L + \Delta L_B$; $\alpha_m =$

$$= \frac{m_2}{2(0,5 + m_2)^2};$$

$$\Delta L_B = 0,4(H_1 + T);$$

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_T} (L - m_2 h_B - x) + (h_B + H_2 + T)^2}; \quad (1.64)$$

$I_{\text{вых}}$ определяют по формуле (1.57), подставляя в нее

$$\frac{q_B}{k_{0c}} = \frac{h_B T}{(0,5 + m_2) h_B + m_2 H_2 + 0,4T}. \quad (1.65)$$

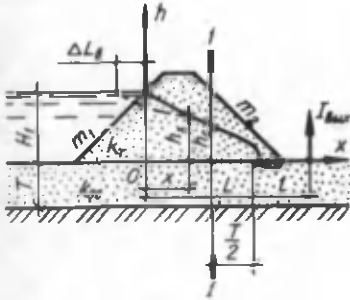
Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $h_x \geq (H_1 + T) - q/k_T$.

Расчетные схемы плитин

Расчетные зависимости

Плитины на водопроницаемом основании конечной мощности ($k_r < k_{op}$)

11. С трубчатым дренажем



$$q = k_r \frac{H_1^2}{2L_D} + k_{oc} T \frac{H_1}{L_D + 0,4T}, \quad (1.66)$$

$$\text{где } L_D = L + \Delta L_D; \quad \Delta L_D = \frac{\sigma \alpha_3 + \alpha_1 \alpha_2}{\sigma + \alpha_1};$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{k_{oc}}{k_r}}; \quad \alpha_1 = 2m_1 \frac{H_1}{T} + \frac{1,32}{m_1} - 1; \quad \alpha_2 = \frac{m_1 H_1}{2m_1 + 1};$$

$$\alpha_3 = m_1 H_1 + 0,4T.$$

Ординаты кривой депрессии:
между сечением 1—1 и дренажем

$$h_x = \frac{h_o}{T} \sqrt{\left[\left(\frac{T}{h_c} \right)^2 - 1 \right] \left(1 + \frac{L-x}{T} \right) + 1}; \quad (1.67)$$

между сечением 1—1 и осью ординат

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_r} \left(L + \frac{T}{2} - x \right) + \left(h_c + \frac{k_{oc}}{k_r} T \right)^2 - \frac{k_{oc}}{k_r} T}; \quad (1.68)$$

$I_{вых}$ вычисляют по формуле (1.57).
В формулах (1.67), (1.68) и (1.57) для данной схемы h_c вычисляют по зависимости

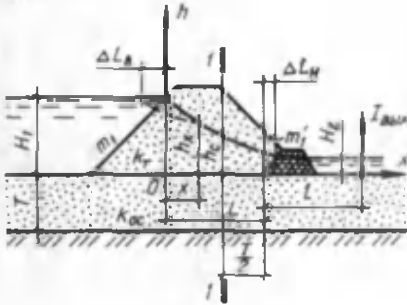
$$h_c = \sqrt{\left(H_1 + \frac{k_{oc}}{k_r} T \right)^2 - 2 \frac{q}{k_r} \left(L_D - \frac{T}{2} \right) - \frac{k_{oc}}{k_r} T}. \quad (1.69)$$

Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $h_x \geq H_1 - q/k_r$.

Расчетные схемы плотин

Расчетные зависимости

12. С дренажным банкетом



$$q = k_1 \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_p} + k_{0c} T \frac{H_1 - H_2}{L_p - \Delta L_{\text{Б}} + 0,4T} \quad (1.70)$$

где $L_p = L + \Delta L_{\text{Б}} + \Delta L_{\text{Д}}$; $\Delta L_{\text{Б}} = m' H_2 / 3$;

$$\Delta L_{\text{Д}} = \frac{\sigma \alpha_3 + \alpha_1 \alpha_2}{\sigma + \alpha_1}; \quad \sigma = \sqrt{k_{0c} / k_2};$$

$$\alpha_1 = 2m_1 \frac{H_1 - H_2}{T} + \frac{1,32}{m_1} - 1;$$

$$\alpha_2 = \frac{m_1(H_1 - H_2)}{2m_1 + 1}; \quad \alpha_3 = m_1(H_1 - H_2) + 0,4T.$$

Ординаты кривой депрессии: между сечением 1—1 и дренажем

$$h_x = \sqrt{h_c^2 - (h_c^2 - H_2^2) \frac{x - L + T/2}{T/2 + \Delta L_{\text{Б}}}} \quad (1.71)$$

между сечением 1—1 и осью ординат

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_2} (L - x) + \left(h_c + \frac{k_{0c}}{k_2} T \right)^2 - \frac{k_{0c}}{k_2} T} \quad (1.72)$$

В формулах (1.71) и (1.72) h_c вычисляют по зависимости

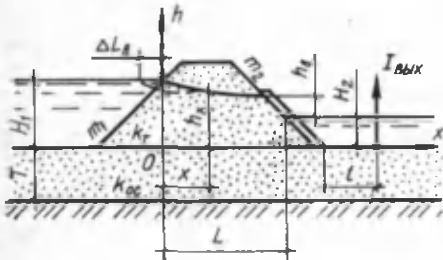
$$h_c = \sqrt{\left(H_1 + \frac{k_{0c}}{k_2} T \right)^2 - 2 \frac{q}{k_2} \left(L + \Delta L_{\text{Б}} - \frac{T}{2} \right) - \frac{k_{0c}}{k_2} T} \quad (1.73)$$

$I_{\text{вых}}$ вычисляют по формуле (1.57), подставляя в нее

$$\frac{q_{\text{в}}}{k_{0c}} = \frac{(H_1 - H_2) T}{L_p + \Delta L_{\text{Б}} + 0,4T} \quad (1.74)$$

Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $h_x \geq H_1 - q/k_1$

13. С наклонным дренажем



Значения q и h_B определяют подбором из уравнений:

$$q = k_{\tau} \frac{H_1^2 - (H_2 + h_B)^2}{2(L_p - m_2 h_B)} + k_{oc} T \frac{H_1 - (H_2 + h_B)}{L_p - (0,5 + m_2) h_B}; \quad (1.75)$$

$$q = k_{\tau} \frac{h_B}{0,5 + m_2} \left(1 + \frac{H_2}{\alpha_m H_2 + h_B} \right) + k_{oc} T \times \frac{h_B}{(0,5 + m_2) h_B + m_2 H_2 + 0,4 T}; \quad (1.76)$$

где $L_p = L + \Delta L_B$; $\alpha_m =$

$$= \frac{m_2}{2(0,5 + m_2)^2};$$

ΔL_B определяют так же, как для схемы 12;

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_{\tau}} (L - m_2 h_B - x) + \left(\frac{k_{oc}}{k_{\tau}} T + H_2 + h_B \right)^2} - \frac{k_{oc}}{k_{\tau}} T; \quad (1.77)$$

$I_{вых}$ вычисляют по формуле (1.57), подставляя в нее

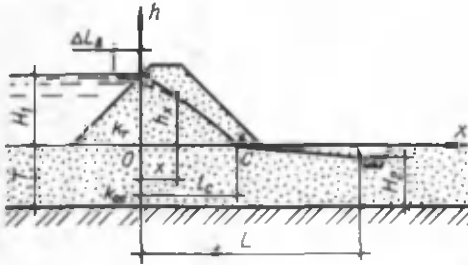
$$\frac{q_B}{k_{oc}} = \frac{h_B T}{(0,5 + m_2) h_B + H_2 m_2 + 0,4 T}; \quad (1.78)$$

Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где $\left(h_x + \frac{k_{oc}}{k_{\tau}} T \right) \gg$

$$\gg \left(H_1 + \frac{k_{oc}}{k_{\tau}} T \right) - \frac{q}{k_{\tau}}$$

Расчетные схемы плотин	Расчетные зависимости
------------------------	-----------------------

14. С дренажной канавой за плотиной (уровень грунтовых вод ниже подошвы плотины)



$$q = k_r \frac{H_1^2}{2(\Delta L_0 + l_0)} + k_{oc} T \frac{H_1}{\Delta L_0 + l_0}, \quad (1.79)$$

где $l_0 =$

$$= \frac{\frac{k_{oc}}{k_r} [2H_1 T L - (T^2 - H_2^2) \Delta L_0] + H_1^2 L}{\frac{k_{oc}}{k_r} (2H_1 T + T^2 - H_2^2) + H_1^2}$$

Ординаты кривой депрессии:

с правой стороны от точки C

$$h_x = \sqrt{T^2 - (T^2 - H_2^2) \frac{x - l_0}{L - l_0}} - T; \quad (1.80)$$

с левой стороны от точки C

$$h_x = \sqrt{2 \frac{q}{k_r} (l_0 - x) + \left(\frac{k_{oc}}{k_r} T \right)^2} - \frac{k_{oc}}{k_r} T. \quad (1.81)$$

Кривую депрессии исправляют визуально в зоне, где

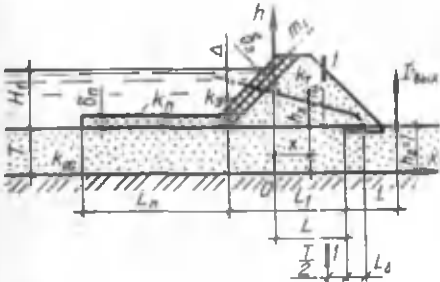
$$\left(h_x + \frac{k_{oc}}{k_r} T \right) \geq \left(H_1 + \frac{k_{oc}}{k_r} T \right) - \frac{q}{k_r}$$

Расчетные схемы платин

Расчетные зависимости

Платины с экраном и понуром на водопроницаемом основании конечной мощности ($k_{oc} = k_{\tau}$)

15. С трубчатым дренажем



$$q = \frac{k_{oc}\Delta}{\Phi} + \frac{k_a(1+m_1)\Delta(2H_1-\Delta)}{2\delta_a} \quad (1.82)$$

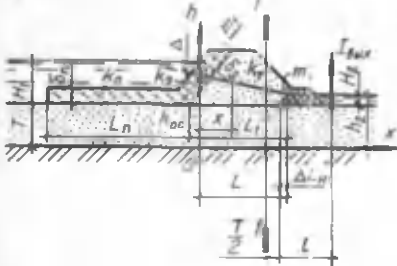
$$\text{где } \Phi = \frac{H_1(\alpha L_n)}{\alpha(T-\delta_n)}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{k_a}{k_{\tau}\delta_n(T-\delta_n)}}$$

$$\Delta = \frac{B - \sqrt{B^2 - AC}}{A}$$

$$A = \frac{1}{L_1 + \Delta L_n} + \frac{k_a(1+m_1)}{k_{oc}\delta_a}$$

16. С дренажным банкетом



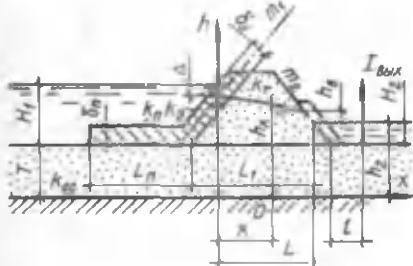
$$B = \frac{H_1 + T}{L_1 + \Delta L_n} + \frac{1}{\Phi} +$$

$$+ \frac{k_a H_1(1+m_1)}{k_{oc}\delta_a}$$

$$C = \frac{(H_1 + T)^2 - h^2}{L_1 + \Delta L_n}$$

$$\Delta L_n = 0,4h_2 \text{ (для схем 15,17);}$$

17. С наклонным дренажем



$$\Delta L_n = 0,4h_2 + 0,4 \left(h_2 - \frac{q}{k_{oc}m'} \right) -$$

для схемы 16, причем в этом случае задачу следует решать способом последовательных приближений, полагая в первом приближении $\Delta L_n = 0,4h_2$.

Депрессионные кривые строят по формулам схем 11, 12 и 13, исходя из расхода.

Выходные градиенты определяют по формуле (1.57), используя для схем 15 и 16 значения h_c , вычисленные по зависимости

Расчетные схемы плотин

Расчетные зависимости

$$h_c = \sqrt{H_2^2 + 0,3T^2 + Tq/k_T} - 0,55T, \quad (1.83)$$

а для схемы 17 — значения $q_n/k_{ос}$, вычисляемые по формуле (1.78)

чи. Значительные отклонения от указанных условий снижают точность аналитических методов. Так, в частности, они приемлемы лишь для плотин большой протяженности, в которых имеет место плоский фильтрационный поток.

Фильтрационные расчеты выполняются при характерных уровнях воды в верхнем и нижнем бьефах, при которых характеристики фильтрационного потока получаются наименее благоприятные с точки зрения прочности и устойчивости плотины, а также потерь воды на фильтрацию.

Для фильтрационного расчета земляных плотин предложено большое количество аналитических методов. Учитывая это, в табл. 1.7 приводятся лишь наиболее распространенные из них, полученные на основе гидромеханических и гидравлических исследований часто встречающихся типов плотин [46]. В таблице приняты следующие обозначения: q , q_n — удельные фильтрационные расходы воды соответственно общий (в плотине и основании) и в основании; h_x — текущая координата кривой депрессии; h_n — высота высачивания фильтрационного потока; k_T , k_n , k_a , $k_{ос}$ — коэффициенты фильтрации соответственно тела плотины, ядра, экрана и основания.

Остальные обозначения ясны из схем таблицы и пояснений к расчетным зависимостям.

Во всех случаях фильтрационных расчетов земляных плотин, кроме фильтрационного расхода на 1 м плотины, необходимо знать еще общий фильтрационный расход через тело плотины. Для этого земляная плотина разбивается по длине на ряд участков длиной l_1 , l_2 , l_3 , $l_4 \dots$, для которых средние напоры воды перед плотинной соответственно H_1 , H_2 , H_3 , $H_4 \dots$ (рис. 1.21).

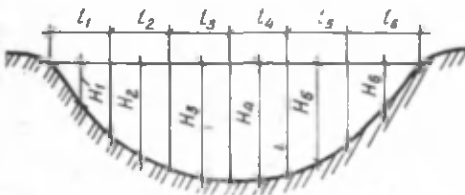


Рис. 1.21. Расчетная схема для определения общего фильтрационного расхода через тело земляной плотины

С помощью приведенных в табл. 1.7 формул вычисляются фильтрационные расходы для каждого участка отдельно в зависимости от типа плотины: q_1 , q_2 , q_3 , q_4 и т. д.

Общий фильтрационный расход через тело плотины будет равен сумме расходов отдельных участков:

$$Q = q_1 l_1 + q_2 l_2 + q_3 l_3 + q_4 l_4 + \dots, \quad (1.84)$$

где Q — общий фильтрационный расход через тело земляной плотины, м³/сут.

1.6. РАСЧЕТ ФИЛЬТРАЦИОННОЙ ПРОЧНОСТИ ПЛОТИН И ИХ ОСНОВАНИЙ

Фильтрационная прочность плотины и ее основания обеспечивается, если выполняется условие

$$I_k < \frac{1}{k_n} I_{кр}, \quad (1.85)$$

где I_k — средний градиент напора фильтрационного потока в расчетной области фильтрации, контролирующий фильтрационную прочность грунта; k_n — коэффициент надежности, определяемый по СНиП II-50-74; $I_{кр}$ — критический средний градиент напора фильтрационного потока.

В предварительных расчетах $I_{кр}$ для тела плотины и ее элементов в соответствии с существующими аналогами рекомендуется определять по табл. 1.8 [31].

Контролирующий градиент I_k может быть определен по методу Р. Р. Чугаева [52]. По этому методу вся область фильтрации условно разделяется на две части: основание (плотина считается водонепроницаемой) и тело плотины (основание считается водонепроницаемым). На рис. 1.22 условная граница раздела соответствует плоскости 0 — 0.

Для оснований расчетная поверхность водоупора определяется размером T_p , который устанавливается равным T , если $T \leq T_{ак}$, где T — действительное заглубление водоупора, и $T_p = T_{ак}$, если $T > T_{ак}$. Глубина активной зоны может быть принята $T_{ак} = 0,5L_1$, где L_1 — ширина плотины по основанию, если плотина однородная, без дренажа или с наклонным дренажем, или расстояние между подошвой верхового откоса и левой крайней точкой дренажа (рис. 1.22), если плотина однородная с дренажем (в виде банкета

Таблица 1.8. Критические средние градиенты фильтрационного потока для тела и элементов плотины

Грунт	Значение критических средних градиентов напора $I_{кр}$ для		
	повура	акрана и ядра	тела и призмы плотины
Глина, глинобетон	15	12	8—2
Суглинок	10	8	4—1,5
Супесь	3	2	2—1
Песок средний	—	—	1
» мелкий	—	—	0,75

Примечание. Большие значения $I_{кр}$ назначаются для более плотного грунта.

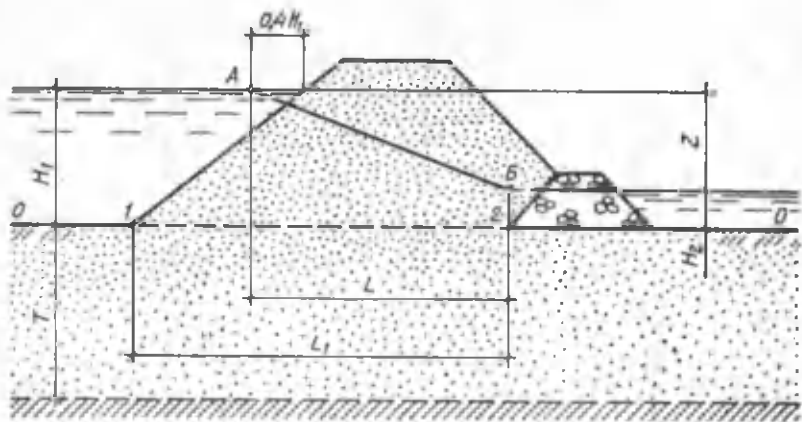


Рис. 1.22. К расчету земляных плотин по методу контролирующего градиента напора

или трубчатого). Тогда контролирующий градиент напора для однородного основания

$$I_{\kappa} = \frac{z}{L_1 + 0,88T_p}. \quad (1.86)$$

Для однородного тела плотины I_{κ} определяется построением расчетной прямой AB (рис. 1.22). При этом точка B в случае трубчатого дренажа и отсутствия воды в нижнем бьефе соответствует левой крайней точке дренажа, а при отсутствии дренажа или наслонном дренаже она располагается на урезе нижнего бьефа или на подошве низового откоса при отсутствии воды в нижнем бьефе.

В результате геометрического построения по чертежу или путем вычислений устанавливается горизонтальная проекция L линии AB и определяется контролирующий градиент

$$I_{\kappa} = z/L. \quad (1.87)$$

1.7. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ ПЛОТИН

Расчет устойчивости низового откоса плотин выполняется для случаев [31]:

1) в верхнем бьефе нормальный подпорный уровень (НПУ), дренажи работают нормально, в теле плотины установившаяся фильтрация; при наличии воды в нижнем бьефе глубина ее принимается максимально возможной, но не более $0,2H$, где H — высота откоса, при большей глубине в расчетах она принимается равной $0,2H$;

2) подпорный уровень и уровень нижнего бьефа определяются максимальным расходом, относимым к основным сочетаниям нагрузок и воздействий (случай водосбросов без затворов);

3) в верхнем бьефе форсированный подпорный уровень воды

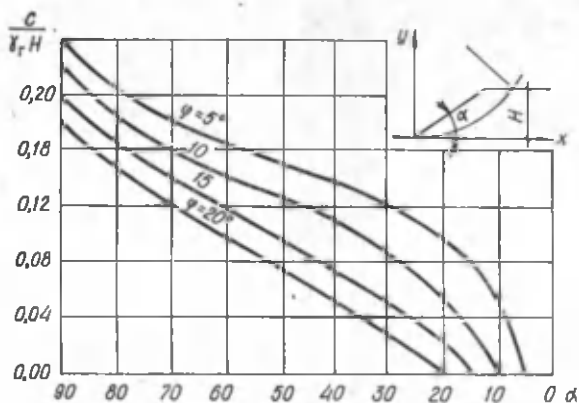


Рис. 1.23. График для расчета устойчивости откосов земляных плотин

(ФПУ), в нижнем бьефе глубина воды максимальная, соответствующая ФПУ.

Расчет устойчивости верхового откоса выполняется для случаев:

1) принимается максимально возможное снижение уровня воды в водохранилище от НПУ или от подпорного уровня, соответствующего пропуску максимального расхода, относимого к основным сочетаниям воздействий, с наибольшей возможной скоростью; при этом учитываются силы неустановившейся фильтрации;

2) уровень воды в верхнем бьефе находится на самой низкой отметке, но не ниже $0,2H$, где H — высота откоса; уровень грунтовой воды в теле плотины принимается на той же отметке, что и уровень воды в водохранилище;

3) принимается максимально возможное снижение уровня воды в верхнем бьефе с наибольшей возможной скоростью, начавшееся от ФПУ; при этом учитываются силы неустановившейся фильтрации.

Среди многих существующих методов расчета устойчивости откосов наибольшее распространение получил метод расчета по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения, в свою очередь имеющий много разновидностей. При выполнении расчетов этими методами следует иметь в виду их приближенность. Поэтому при окончательном выборе устойчивого профиля земляных плотин необходимо учитывать опыт эксплуатации построенных сооружений, конструктивные и строительные соображения.

Устойчивость откосов однородных земляных плотин приближенно можно рассчитывать по графику, предложенному институтом ВОДГЕО (рис. 1.23), принимая при этом, что оползание откоса под действием собственного веса будет происходить по круглоцилиндрической поверхности. Установив на основании полевых или лабораторных исследований удельный вес грунта γ_r , кН/м³, угол внутреннего трения грунта откоса φ° , удельное сцепление c , кПа, и зная высоту откоса H , м, по графику (рис. 1.23) находят угол

безопасного откоса α° , предварительно определив величину $c(\gamma_r H)$. Для предварительных расчетов значения φ и c можно принимать по табл. 4.

По графику (рис. 1.23) можно решать следующие задачи: предварительно задавшись уклоном откоса, проверять, будет ли откос устойчив; определять предельную высоту откоса при данном его уклоне; находить уклон откоса при данной его высоте.

Пример 1.3. Определить уклон низового откоса для плотины высотой 15 м из суглинистого грунта. Удельный вес грунта $\gamma_r = 18 \text{ кН/м}^3$, угол внутреннего трения грунта откоса $\varphi = 15^\circ$, удельное сцепление $c = 20 \text{ кПа}$.

Определяем значение величины

$$c/(\gamma_r H) = 20/(18 \cdot 15) = 0,07,$$

по которому на кривой $\varphi = 15^\circ$ графика находим угол наклона откоса к горизонту $\alpha = 37^\circ$. Коэффициент откоса

$$m = \text{ctg } \alpha = \text{ctg } 37^\circ = 1,33.$$

Принимаем с запасом $m = 1,5$.

Обычно откосы земляных плотин сложены неоднородными по составу грунтами, даже в плотинах из однородного грунта. Это объясняется тем, что в однородных плотинах грунт, лежащий ниже поверхности депрессии, имеет иной удельный вес и сцепление, чем вышележащий.

Откосы неоднородных земляных плотин (рис. 1.24) можно также рассчитывать по методу круговых поверхностей скольжения. В этом случае предполагается, что в грунте тела и основания плотины может образоваться круглоцилиндрическая опасная поверхность скольжения под действием сил веса грунта откоса, в связи с чем произойдет сползание грунта откоса и выпучивание основания. Сползанию грунта будет сопротивляться сила трения и сцепления по поверхности обрушения.

Проверка устойчивости откоса сводится к определению коэффициента устойчивости k_y , который равен (если не считать сил бокового давления) отношению момента удерживающих сил (трения и сцепления) к моменту сдвигающихся сил:

$$k_y = \sum M_{уд} / \sum M_{сдв}. \quad (1.88)$$

Расчет выполняется в условиях плоской задачи, когда рассматривается отрезок плотины длиной, равной единице. Грунт плотины выше кривой депрессии имеет естественную влажность, а ниже ее находится в насыщенном водой состоянии.

Выбрав по определенному правилу точку, из нее как из центра проводят дугу окружности радиусом R , захватывающую только тело плотины (например, в случае скального основания) или и часть основания. Выделенный массив грунта, который может сползти по дуге этой окружности, делится вертикальными плоскостями на отсеки шириной $b = R/m_0$ (обычно $m_0 = 10$ или 20).

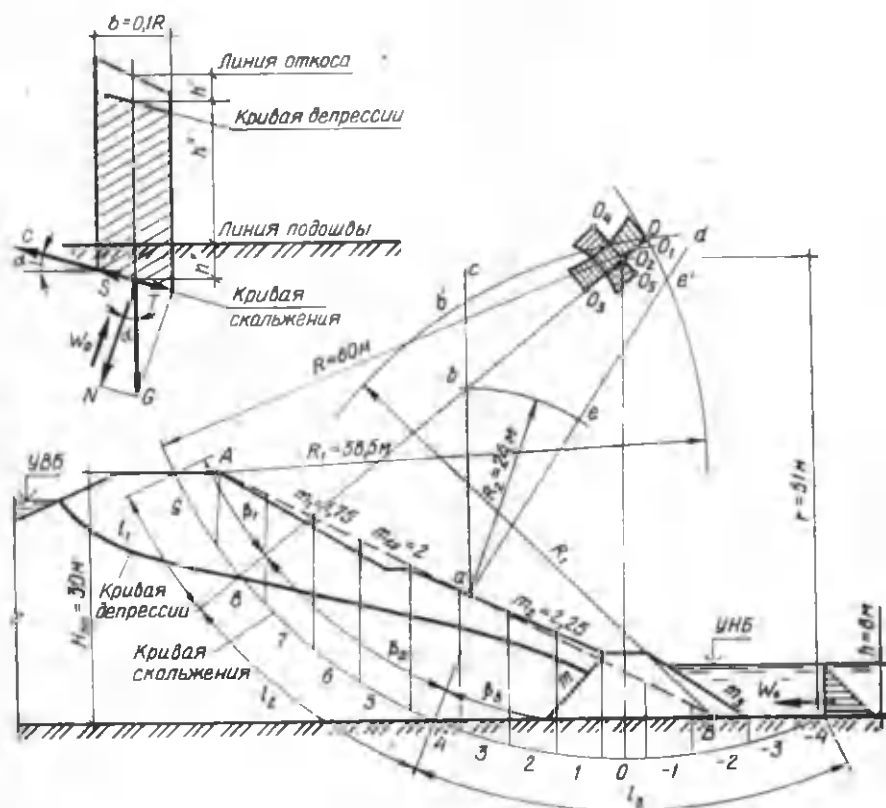


Рис. 1.24. К определению устойчивости низового откоса земляной плотины

Отсек, располагающийся симметрично относительно вертикали, проходящей через центр кривой скольжения, обозначается как нулевой. Нумерация отсеков, расположенных от нулевого отсека в сторону откоса, принимается со знаком плюс, а в направлении от откоса — со знаком минус.

В общем случае выделенный отсек грунта находится под действием собственного веса, бокового давления соседних масс грунта и давления фильтрационного потока.

Собственный вес отсека

$$G_n = (\gamma_1 h_n' + \gamma_2 h_n'' + \gamma_3 h_n''') b, \quad (1.89)$$

где γ_1 — удельный вес грунта плотины естественной влажности выше кривой депрессии, кН/м^3 ; γ_2 — удельный вес насыщенного водой грунта плотины ниже кривой депрессии, кН/м^3 ; γ_3 — удельный вес грунта основания, насыщенного водой, кН/м^3 ; h_n' , h_n'' , h_n''' — средние высоты полос грунта соответственно выше кривой депрессии, ниже кривой депрессии, в основании плотины, м; b — ширина отсека, м.

При наличии слоя воды над отсеком выше линии откоса

$$G_n^* = G_n + h_n b \gamma, \quad (1.90)$$

где h_n — средняя глубина воды над отсеком, м.

Если в откосе есть слои различного грунта, то его вес определяется с учетом удельного веса каждого грунта.

Силы бокового давления грунта, действующие на вертикальных границах отсека, после суммирования их по всему сползающему массиву дают результирующую, равную нулю, и поэтому в расчете устойчивости ими пренебрегают.

Давление фильтрационной воды, действующей на n -й отсек, учитывается как внешняя сила и приближенно определяется по формуле

$$W_{\phi n} = \gamma(h_n^* + h_n^m)b/\cos \alpha_n, \quad (1.91)$$

где γ — удельный вес воды, кН/м³; α_n — угол между вертикалью, проходящей через центр нулевого отсека, и линией, соединяющей центр кривой скольжения с точкой пересечения оси рассматриваемого отсека с кривой скольжения.

Сила веса G_n раскладывается на составляющие: нормальную $N_n = G_n \cos \alpha_n$, направленную по радиусу кривой скольжения, и касательную $T_n = G_n \sin \alpha_n$. Сила T_n вызывает сдвиг n -го отсека по кривой скольжения. Этому будет противодействовать сила трения $S_n = (N_n - W_{\phi n}) \operatorname{tg} \varphi_i$ и сила сцепления $C_n = c_i l_n$, где l_n — длина участка кривой скольжения в пределах отсека, а c_i — удельная сила сцепления.

Кроме указанных сил на рассматриваемый массив грунта действует давление воды со стороны нижнего бьефа

$$W_0 = 0,5\gamma h^2, \quad (1.92)$$

где h — глубина воды в нижнем бьефе, м. Тогда для всего рассматриваемого массива в соответствии с формулой (1.88) силы и моменты, действующие на отдельные отсеки, суммируются и коэффициент устойчивости откоса может быть найден по формуле

$$k_y = \frac{\sum S_n R + \sum C_n R + W_0 r}{\sum T_n R} = \frac{\sum S_n + \sum C_n + W_0 r/R}{\sum T_n} = \\ = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - W_{\phi n}) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum c_i l_i + W_0 r/R}{\sum G_n \sin \alpha_n}, \quad (1.93)$$

где $\sin \alpha_n = n_0 b/R = n_0/m_0$; $\cos \alpha_n = \sqrt{1 - (n_0/m_0)^2}$.

Для неполных отсеков синус угла α_n принимается равным его доле от полной ширины отсека, пропорциональной фактической ширине отсека. Тогда

$$k_y = \frac{\sum [G_n \sqrt{1 - (n_0/m_0)^2} - W_{\phi n}] \operatorname{tg} \varphi_i + \sum c_i l_i + W_0 r/R}{\sum G_n n_0/m_0}, \quad (1.94)$$

где n_0 — порядковый номер отсека грунта; m_0 — число, равное 10 при $b = 0,1R$ и 20 при $b = 0,05R$; r — радиус действия силы W_0 относительно центра кривой скольжения.

Удельный вес грунта плотности ниже кривой депрессии

$$\gamma_2 = \gamma_c + n_r \gamma, \quad (1.95)$$

где n_r — пористость грунта; γ_c — удельный вес грунта в сухом состоянии, кН/м³.

Для сокращения расчетов силу сцепления $C = \sum c_i l'_i$ определяют не по отсекам, а по участкам с одинаковым удельным сцеплением, где l'_i — длина участка кривой скольжения с постоянным значением удельного сцепления:

$$l'_i = \pi R \beta_i / 180, \quad (1.96)$$

где β_i — угол, образованный радиусами, проведенными из центра кривой скольжения до пересечения с границами ее участков, имеющих постоянное значение удельного сцепления.

Аналогичный расчет выполняется по целому ряду кривых скольжения, чтобы найти положение кривой скольжения, для которой k_y будет минимальным.

Существует много способов определения поверхности скольжения, которой соответствует минимальный коэффициент запаса устойчивости. По рекомендации В. В. Аристовского центр такой поверхности находится следующим образом.

От середины откоса (точка a на рис. 1.24) или осредненного откоса, если откос ломаный, проводим вертикаль ac . Затем из той же точки a под углом 85° к откосу (или осредненному откосу) проводим линию ad . Из точек A и B , как из центров, проводим кривые радиусом R_1 . Площадь, ограниченная этими кривыми, будет площадью центров кривых скольжения.

Радиус

$$R_1 = (R_n + R_v) / 2, \quad (1.97)$$

где R_n , R_v — нижнее и верхнее значения радиуса поверхности скольжения, м.

Ориентировочные значения R_n и R_v в долях от высоты плотины (высоты откоса) H в зависимости от коэффициента заложения откоса $m_{от}$:

$m_{от}$	1	2	3	4	5	6
R_n	1,1	1,4	1,9	2,5	3,3	4,3
R_v	2,2	2,5	3,2	4,7	5,8	6,7

Кривые, проведенные радиусом R_1 , пересекаются в точке O (рис. 1.24). Из точки a , как из центра, проводим дугу be радиусом $R_2 = aO/2$. Многоугольник $bb'Oe'eb$ является зоной пробных центров кривых скольжения. В пределах этой зоны будет расположен критический центр заданного радиуса кривой скольжения. При малых значениях сил сцепления C критический центр располагается вблизи или в самой вершине O зоны пробных центров. С увеличением значения C критический центр удаляется от вершины.

В. В. Аристовский установил, что обычно пробные центры наиболее опасных кривых скольжения располагаются вблизи линии bO . Эту линию следует принимать как линию пробных центров.

Задаваясь на линии пробных центров несколькими точками (2—3), например O , O_1 , O_2 , O_3 и т. д., проводим из этих точек, как из

центров, кривые скольжения радиусами R, R', R'', R''' и т. д. и соответственно определяем коэффициент устойчивости по формуле (1.94). Для уточнения расчета через точку с минимальным значением k_y можно провести линию, перпендикулярную bO , на которой также наметить ряд центров и определить для них свои значения k_y . Из всех найденных значений k_y определяется $k_{y \min}$.

При подобных расчетах кроме $R_1 = (R_H + R_B)/2$ рекомендуется принимать еще два-три промежуточных радиуса кривых скольжения R_1 в пределах

$$\left. \begin{aligned} \frac{R_H + R_B}{2} < R_1 < R_B, \\ R_H < R_1 < \frac{R_H + R_B}{2}. \end{aligned} \right\} \quad (1.98)$$

Для каждого значения R_1 проводим линию пробных центров и, как указано выше, определяем значения коэффициента устойчивости. Из всех полученных значений его принимаем значение $k_{y \min \cdot \min}$, которое должно быть в допустимых пределах.

В этих расчетах следует иметь в виду, что для откосов из несвязных грунтов центр наиболее опасной кривой скольжения расположен вблизи точки O , а для откосов из связных грунтов он удаляется от нее. Наиболее опасная кривая скольжения в отсеках из песчаного грунта на песчаном основании проходит через подошву откоса, а если в основании залегает глинистый грунт, она захватывает и часть основания на глубину, обычно не превышающую высоты плотины, и при этом не выходит за пределы двух высот плотины во внешнюю сторону от подошвы откоса плотины по поверхности основания.

В соответствии со СНиП 2.06.05-84 устойчивость откосов обеспечивается, если удовлетворяется условие

$$k_y > k_n n / m, \quad (1.99)$$

где k_n — коэффициент надежности; n — коэффициент сочетания нагрузок; m — коэффициент условий работы.

Значения коэффициента k_n зависят от класса сооружения:

Класс сооружения	I	II	III	IV
k_n	1,25	1,2	1,15	1,1

Значения коэффициента n зависят от сочетания нагрузок: при основном сочетании $n = 1$, при особом — 0,9, для строительного периода — 0,95.

Значения коэффициента m зависят от метода расчета: при методе, удовлетворяющем условиям равновесия, $m = 1$, при упрощенном методе $m = 0,95$.

Наименьшее значение коэффициента устойчивости откоса k_y при соответствующем сочетании нагрузок не должно превышать величины $k_n n / m$ более чем на 10 %, если это не обусловлено особенностями сооружения. В том случае, если указанные условия не

удовлетворяются, необходимо внести соответствующие изменения в конструкцию или размеры сооружения.

Для низконапорных земляных плотин IV класса высотой менее 5 м расчет устойчивости откосов не производят. Принятые по табл. 1.2 коэффициенты откосов обеспечивают устойчивость плотины.

В земляных плотинах из несвязного грунта без дренажа опасным в смысле нарушения устойчивости грунта является участок низового откоса, в пределах которого происходит выход (высачивание) фильтрационной воды. Сползания грунта не будет (с некоторым запасом) в том случае, если (рис. 1.25) $\operatorname{tg} \alpha \leq \operatorname{tg} \varphi/2$, где α — угол наклона откоса к основанию плотины; φ — угол внутреннего трения грунта.

Если это условие не выдержано, необходимо предусмотреть дренаж или принять более пологий откос.

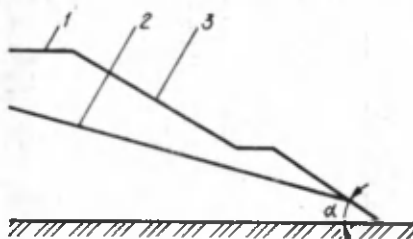


Рис. 1.25. К определению устойчивости низового откоса в зоне высачивания:

1 — гребень плотины; 2 — кривая депрессии; 3 — низовой откос

участок низового откоса, в пределах которого происходит выход (высачивание) фильтрационной воды. Сползания грунта не будет (с некоторым запасом) в том случае, если (рис. 1.25) $\operatorname{tg} \alpha \leq \operatorname{tg} \varphi/2$, где α — угол наклона откоса к основанию плотины; φ — угол внутреннего трения грунта.

Если это условие не выдержано, необходимо предусмотреть дренаж или принять более пологий откос.

Пример 1.4. Проверить устойчивость низового откоса земляной плотины из суглинистого грунта на суглинистом основании с дренажным банкетом (рис. 1.24), $H_{пл} = 30$ м. Коэффициент заложения откоса на участке от гребня плотины до бермы $m_1 = 1,75$, а от бермы до дренажа $m_2 = 2,25$, ширина бермы 4 м. Заложение внешнего откоса банкета $m_3 = 1,5$, внутреннего — $m_4 = 1,25$. Глубина воды в НБ $h = 6$ м.

Грунт тела плотины и основания имеет следующие физико-механические характеристики. Выше кривой депрессии $\gamma' = 15$ кН/м³, $\operatorname{tg} \varphi' = 0,58$, $C' = 28$ кПа. В теле плотины ниже кривой депрессии $\gamma'' = 17$ кН/м³, $\operatorname{tg} \varphi'' = 0,56$, $C'' = 25$ кПа. В основании $\gamma''' = 16$ кН/м³; $\operatorname{tg} \varphi''' = 0,45$, $C''' = 20$ кПа. Класс капитальности плотины III. Сочетание нагрузок особое. Кривая депрессии построена по данным фильтрационного расчета. Отличие физико-механических свойств материала дренажного банкета от грунта тела плотины не учитываем.

Порядок расчета. В неискаженном масштабе вычерчиваем поперечный профиль низового откоса плотины и определяем его среднее заложение, которое принимается $m_{ср} = 2$. На профиль наносим депрессионную кривую фильтрационного потока.

Из середины осредненного откоса проводим вертикаль ac и из той же точки откоса проводим линию ad под углом 85° к откосу. Из точек A и B , как из центров, проводим кривые радиусом R_1 , определяемым по формуле (1.97),

$$R_1 = \frac{R_A + R_B}{2} = \frac{42 + 75}{2} = 58,5 \text{ м.}$$

Из точки a , как из центра, проводим дугу be радиусом $R_2 = a O/2 = 48/2 = 24$ м. На линии bo намечаем пробные откосы наиболее опасных кривых скольжения, для которых затем определяем коэффициенты устойчивости и их минимальное значение. В данном примере определяем коэффициенты устойчивости лишь для одной кривой скольжения, проведенной радиусом $R = 60$ м из точки O_2 . Кривая проходит через середину гребня плотины и захватывает часть основания.

Массив грунта, ограниченный кривой скольжения и низовым откосом плотины, делим на вертикальные отсеки шириной $b = 0,1 R = 6$ м. Вертикаль, проведенная через центр кривой скольжения, является осью нулевого отсека. Влево от нулевого отсека нумерация отсеков положительная, а вправо — отрицательная.

Таблица 1.9. Определение действующих сил

№ отсека	$\sin \alpha_n$	$\cos \alpha_n$	Q_n	$Q \frac{n_0}{m_n}$	$Q \sqrt{1 - \left(\frac{n_0}{m_n}\right)^2}$
9	0,9	0,44	432	388,8	190,1
8	0,8	0,60	864	691,2	518,4
7	0,7	0,71	1218	852,6	864,8
6	0,6	0,80	1664,4	998,6	1331,5
5	0,5	0,87	1693,2	846,6	1473,1
4	0,4	0,92	1827	730,8	1680,8
3	0,3	0,95	1535,7	460,7	1458,9
2	0,2	0,98	1423	284,6	1394,5
1	0,1	0,99	1256,4	125,6	1243,8
0	0	1	1072,8	0	1072,8
-1	-0,1	0,99	766,1	-76,6	758,4
-2	-0,2	0,98	345,6	-69,1	338,7
-3	-0,3	0,95	288	-86,4	273,6
-4	-0,4	0,92	115,2	-46,1	105,4
$\Sigma 5101,3$					

$W_{\phi n}$	$\operatorname{tg} \varphi_i$	$\left[\sigma \sqrt{1 - \left(\frac{n_0}{m_0} \right)^2} - W_{\phi n} \right] \operatorname{tg} \varphi_i$	c_i	l_i	$c_i l_i$
—	0,58	225,5	28	17,2	481,5
—	0,57	295,5			
545,5	0,56	178,8			
615	0,56	401,2	25	32,3	807,5
731	0,56	415,6			
880,4	0,56	448,2			
745,3	0,50	356,8			
759,2	0,45	285,8			
763,6	0,45	216,1			
648	0,45	191,2	20	50	1000
472,7	0,45	128,6			
220	0,45	53,4			
183,7	0,45	40,5			
78,2	0,45	12,2			
		$\Sigma 3249,5$			$\Sigma 2289$

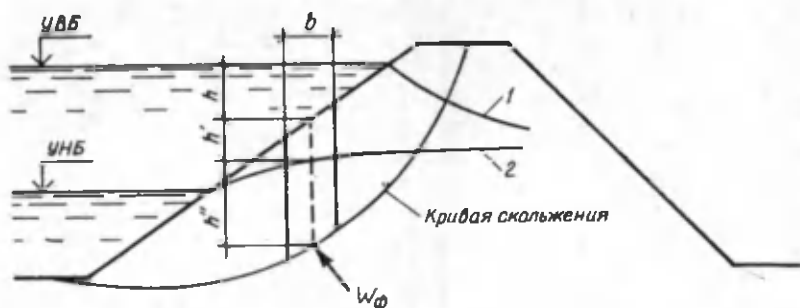


Рис. 1.26. Схема к учету сил при расчете устойчивости верхнего откоса плотины: 1, 2 — депрессионные кривые соответственно до и после сработки водохранилища

Горизонтальное гидростатическое давление воды на рассматриваемый массив грунта определяем по формуле (1.92)

$$W_0 = 0,5 \cdot 9,81 \cdot 6^2 = 176,6 \text{ кН.}$$

Определение остальных сил, необходимых для расчета коэффициента устойчивости откоса, сводим в табл. 1.9.

Подставляя в формулу (1.94) вычисленные значения действующих сил, получим

$$k_y = \frac{3249,5 + 2289 + \frac{51}{60} \cdot 176,6}{5101,3} = 1,12.$$

Проверяем устойчивость откоса по формуле (1.99) и соответствующим значениям коэффициентов k_n , n и m :

$$1,12 > \frac{1,15 \cdot 0,9}{1} = 1,03.$$

Следовательно, устойчивость откоса при этой кривой скольжения обеспечивается. Совершенно аналогично определяем коэффициенты устойчивости для других кривых скольжения и после сравнения их минимальных значений с допускаемыми по формуле (1.99) делаем окончательное заключение об устойчивости откоса плотины.

Устойчивость верхнего откоса рассчитывается при быстрой сработке водохранилища (со скоростью более 0,3—0,5 м/сут). Расчет выполняется по той же методике, что и для низового откоса, если известно положение кривой депрессии после понижения горизонта воды в верхнем бьефе (рис. 1.26). Если же положение кривой депрессии в этом случае неизвестно, то с запасом ориентировочно считают, что она занимает то же положение, что и до понижения уровня верхнего бьефа, и вес грунта в отсеках принимается с учетом его полного насыщения водой. Вес столба воды h над отсеками при этом не учитывается [26].

1.8. ВЛИЯНИЕ НА УСТОЙЧИВОСТЬ ОТКОСОВ ПОРОВОГО ДАВЛЕНИЯ И СЕЙСМИЧЕСКИХ СИЛ

При уплотнении тела и основания земляных плотин под воздействием внешних сил и собственного веса в порах глинистого грунта может возникнуть давление (поровое давление консолидации), уменьшающее устойчивость откосов плотин.

В СНиП 2.06.05-84 указаны условия, при которых необходимо учитывать поровое давление в расчетах устойчивости откосов земляных плотин, требующие для их оценки соответствующих исходных данных. При их отсутствии ориентировочно можно считать, что поровое давление в глинистых грунтах достигает существенных значений в случаях, когда коэффициент фильтрации грунтов $k_f < < (5 \dots 10) \cdot 10^{-8}$ см/с и степень влажности $G_{вл} > 0,85$.

Коэффициент устойчивости откосов земляных плотин с учетом порового давления определяется по формуле

$$k_y = \frac{\sum [G_n V \sqrt{1 - (n_0/m_0)^2} - (W_\phi + P_k)] \operatorname{tg} \varphi_i + \sum c_i l_i + W_0 r/R}{\sum G_n n_0/m_0}, \quad (1.100)$$

где P_k — сила порового давления, кН.

Поровое давление в ответственных случаях определяется с использованием фильтрационной теории консолидации грунтов [12, 46]. Для приближенных расчетов можно воспользоваться [26] формулой

$$P_k = h' \frac{b}{\cos \alpha_n} \gamma_1 \alpha'_1, \quad (1.101)$$

где h' — толщина слоя грунта выше кривой депрессии или уровня грунтовых вод, м; γ_1 — удельный вес грунта, кН/м³; α'_1 — коэффициент порового давления; его можно определить по графикам на рис. 1,27, полученным В. М. Павилонским, в зависимости от числа пластичности W_p , влажности на границе текучести W_L и удельного веса скелета грунта $\gamma_{ск}$ [12].

Для учета сейсмических воздействий как статических нагрузок при расчете устойчивости откосов земляных плотин разработана линейно-спектральная теория сейсмостойкости [47]. В этом случае в сползающем массиве грунта и прилегающей к нему массе воды верхнего или нижнего бьефа учитываются дополнительные инерционные силы. Эти силы направлены горизонтально в сторону возможного сползания грунта.

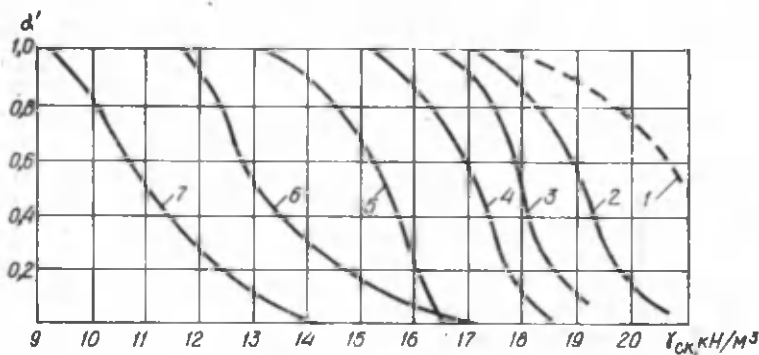


Рис. 1.27. Зависимость коэффициента порового давления α от показателей консистенции и удельного веса скелета грунта $\gamma_{ск}$:

1 — $W_L=20\%$ и $W_p=7\%$; 2 — соответственно 20 и 9; 3 — 28 и 8; 4 — 29 и 10; 5 — 40 и 13; 6 — 40 и 17; 7 — 71% и 26%

Сейсмическая инерционная сила в сползающем массиве грунта приближенно определяется по формуле

$$S = \alpha_c k_c G, \quad (1.102)$$

где $\alpha_c = 1,5$ — коэффициент; k_c — коэффициент сейсмичности: для землетрясений в 7 баллов — 0,025, в 8 баллов — 0,05 и в 9 баллов — 0,1; G — вес сползающего массива грунта, в котором грунт ниже кривой депрессии полностью насыщен водой.

Сейсмическая инерционная сила в массе воды, прилегающей к сооружению, определяется по формуле

$$W_c = 0,5 k_c \gamma H^2, \quad (1.103)$$

где H — глубина воды у плотины, м.

Инерционная сила S прикладывается в центре тяжести сползающего массива, а инерционная сила W_c — на высоте $H/3$ от дна водохранилища.

Коэффициент устойчивости откосов земляных плотин с учетом сейсмических сил определяется по формуле

$$k_y = \frac{\sum [G_n \sqrt{1 - (n_0/m_0)^2} - W_\phi] \operatorname{tg} \varphi_i + \sum c_i l_i + W_0 r/R}{\sum G_n n_0/m_2 + S r/R + W_c r_c/R}, \quad (1.104)$$

где r и r_c — плечи сил соответственно S и W_c относительно центра поверхности скольжения.

1.9. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ЗАЩИТНОГО СЛОЯ И ЭКРАНА ПЛОТИН

При значительной толщине защитного слоя и экрана их устойчивость может быть проверена по методу круглоцилиндрических поверхностей скольжения, располагая их внутри защитного слоя и экрана. При небольшой толщине защитного слоя и экрана с этой целью может быть использован метод плоских поверхностей. По этому методу предполагается, что устойчивость защитного слоя и экрана может быть нарушена в результате оползания грунтового защитного слоя по экрану и самого экрана вместе с защитным слоем.

Расчет выполняется для одного метра длины плотины при двух расчетных случаях:

1) в верхнем бьефе имеет место нормальный подпорный уровень воды; 2) произошло быстрое снижение уровня воды в водохранилище.

При расчете устойчивости защитного слоя (рис. 1.28) определяется коэффициент его устойчивости

$$k_y = E_n/E_a, \quad (1.105)$$

где E_n — сила пассивного давления, действующая на сечение AB слева, кН; E_a — сила активного давления, действующая на сечение AB справа, кН.

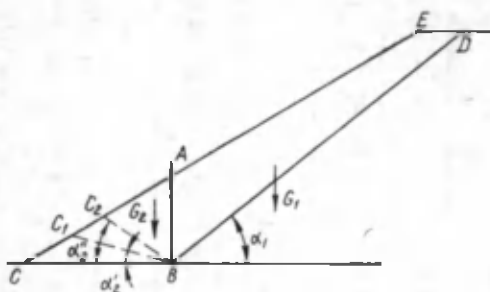


Рис. 1.28. Расчетная схема устойчивости экрана и защитного слоя

Пассивное давление определяется по формуле К. П. Тоустоеша

$$E_n = G_1 \cos^2 \alpha_1 \operatorname{tg} \varphi + G_2 \operatorname{tg} (\varphi + \alpha_2) + c(L_1 \cos \alpha_1 + L_2 \cos \alpha_2). \quad (1.106)$$

где G_1 — вес защитного слоя, кН; α_1 — угол наклона защитного слоя к горизонту, градусы; φ — угол внутреннего трения грунта защитного слоя, градусы; G_2 — вес части защитного слоя в пределах треугольника ABC при расчетном значении угла α_2 , кН;

α_2 — угол наклона к горизонту поверхности возможного сдвига грунта в пределах треугольника ABC , градусы; c — сцепление грунта на границе защитного слоя и экрана, кПа; L_1 — длина поверхности скольжения BD , м; L_2 — длина стороны BC треугольника ABC , м, при расчетном значении угла α_2 .

Вес защитного слоя

$$G_1 = F(ABDE)\gamma_1, \quad (1.107)$$

где $F(ABDE)$ — площадь четырехугольника $ABDE$; γ_1 — удельный вес грунта, кН/м³.

Удельный вес грунта для первого расчетного случая (в верхнем бьефе НПУ) принимается с учетом взвешивания в воде, для второго (быстрое снижение уровня воды в водохранилище) — выше уровня воды в водохранилище в водонасыщенном состоянии, а ниже его — во взвешенном.

Значение члена $G_2 \operatorname{tg} (\varphi + \alpha_2)$ определяется подбором, задаваясь значениями угла α_2 с интервалом не менее 5° , например $\alpha_2' = 5^\circ$, $\alpha_2'' = 10^\circ$ и т. д., и получая соответственно:

$$G_2 \operatorname{tg} (\varphi + \alpha_2') = F(ABC_1)\gamma_1 \operatorname{tg} (\varphi + 5^\circ);$$

$$G_2 \operatorname{tg} (\varphi + \alpha_2'') = F(ABC_2)\gamma_1 \operatorname{tg} (\varphi + 10^\circ) \text{ и т. д.}$$

Полученное минимальное значение $G_2 \operatorname{tg} (\varphi + \alpha_2)$ подставляется в формулу (1.106).

Активное давление определяется по формуле

$$E_a = G_1 \cos \alpha_1 \sin \alpha_1. \quad (1.108)$$

В соответствии со СНиП 2.06.05.-84 [31] устойчивость защитного слоя обеспечивается, если удовлетворяется условие, выраженное формулой (1.99).

Расчет устойчивости экрана вместе с защитным слоем выполняется аналогично, но в качестве возможной плоскости сползания рассматривается нижняя поверхность экрана. При этом угол внутреннего трения грунта φ принимается наименьший для двух смежных грунтов экрана и защитного слоя, а при определении весов грунта G_1 и G_2 учитывается суммарный вес соответствующих частей экрана и защитного слоя.

Глава вторая

ВОДОПРОПУСКНЫЕ СООРУЖЕНИЯ ПРИ ГЛУХИХ ПЛОТИНАХ

2.1. КЛАССИФИКАЦИЯ И ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

В речных гидроузлах с глухими плотинами обычно предусматриваются водопропускные сооружения, которые строятся до возведения плотины или одновременно с ней.

По назначению водопропускные сооружения разделяются на водосбросы и водоспуски. Первые предназначены для пропуска излишних паводковых вод, вторые — для выпуска воды из водохранилища с целью полного или частичного его опорожнения или для полезных хозяйственных попусков из водохранилища. Некоторые типы водопропускных сооружений могут быть одновременно и водосбросными и водоспускными.

По расположению в гидроузле водопропускные сооружения разделяют на береговые, расположенные на берегу вне тела плотины, и располагаемые в теле плотины.

По расположению входного отверстия различают поверхностные, глубинные и донные водопропускные сооружения.

По конструктивным особенностям поперечного сечения водопропускные сооружения подразделяются на открытые, закрытые и комбинированные.

По наличию затворов различают водопропускные сооружения регулируемые (с затворами) и нерегулируемые (автоматические).

По режиму движения воды различают водопропускные сооружения напорные, безнапорные, со смешанным режимом движения воды.

Количество и размеры отверстий водосбросных сооружений устанавливаются, исходя из условия пропуска расчетного максимального расхода воды при полном открытии всех водосбросных и водоспускных отверстий, пропуске воды через все турбины гидроэлектростанции и другие специальные гидротехнические сооружения (водозаборы оросительных систем, судоходные шлюзы и пр.).

Расчетные расходы воды для водосбросных сооружений принимаются в зависимости от их класса и капитальности (см. табл. 3).

Расчетные расходы воды для водоспускных сооружений устанавливаются в соответствии с графиками подачи воды потребителям или временем опорожнения заданной емкости водохранилища.

При определении размеров отверстий водопропускных сооружений необходимо учитывать возможность форсирования уровня верхнего бьефа над нормальным подпорным уровнем.

Размеры прямоугольных отверстий водопропускных сооружений, перекрываемых затворами, принимаются в соответствии с требованиями СНиП II-50-74: пролет * (ширина) 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; высота ** 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.

В водопропускных сооружениях необходимо предусматривать основные и ремонтные затворы, а для глубинных отверстий — аварийно-ремонтные.

2.2. ОТКРЫТЫЕ БЕРЕГОВЫЕ ВОДОСБРОСЫ

2.2.1. Состав сооружений

Открытые береговые водосбросы в общем случае состоят из пяти частей (рис. 2.1): 1) подводящего канала (I); 2) водослива с устройством для гашения энергии за ним (II); 3) соединительного канала (III); 4) сопрягающего сооружения (IV); 5) отводящего канала (V).

При определенных топографических условиях соединительный и отводящий каналы могут отсутствовать. В этом случае за водосливом вода будет поступать непосредственно в сопрягающее сооружение, а за ним — в реку.

Водослив может располагаться фронтально по отношению к оси сбросного тракта или параллельно ей. В последнем случае водосброс называется траншейным и подводящий канал в нем может отсутствовать.

В качестве сопрягающих сооружений применяются быстротоки и перепасы.

2.2.2. Выбор оси водосбросного тракта

Ось водосбросного тракта выбирается с учетом особенностей рельефа и геологического строения местности путем технико-экономического сравнения вариантов.

Как правило, ось водосбросного тракта имеет криволинейное очертание в плане и очерчивается дугами окружности (рис. 2.1). При этом необходимо, чтобы минимальный радиус закругления оси канала $r_{\min} > 5b_k$, где b_k — ширина канала по дну, м. Сопрягающие сооружения желательно выполнять прямолинейными, но с учетом местных условий их иногда также приходится делать криволинейными.

Радиус закругления r и угол поворота оси водосбросного тракта α , а также начало (НК) и конец (КК) кривых должны указываться на соответствующих чертежах проекта.

* За пролет прямоугольного отверстия принимается размер в свету между ограничивающими отверстие боковыми вертикальными гранями сооружения.

** За высоту отверстий принимается: для поверхностных отверстий — размер от порога до нормального подпорного уровня воды, для глубинных отверстий — от порога до верхней грани отверстия.

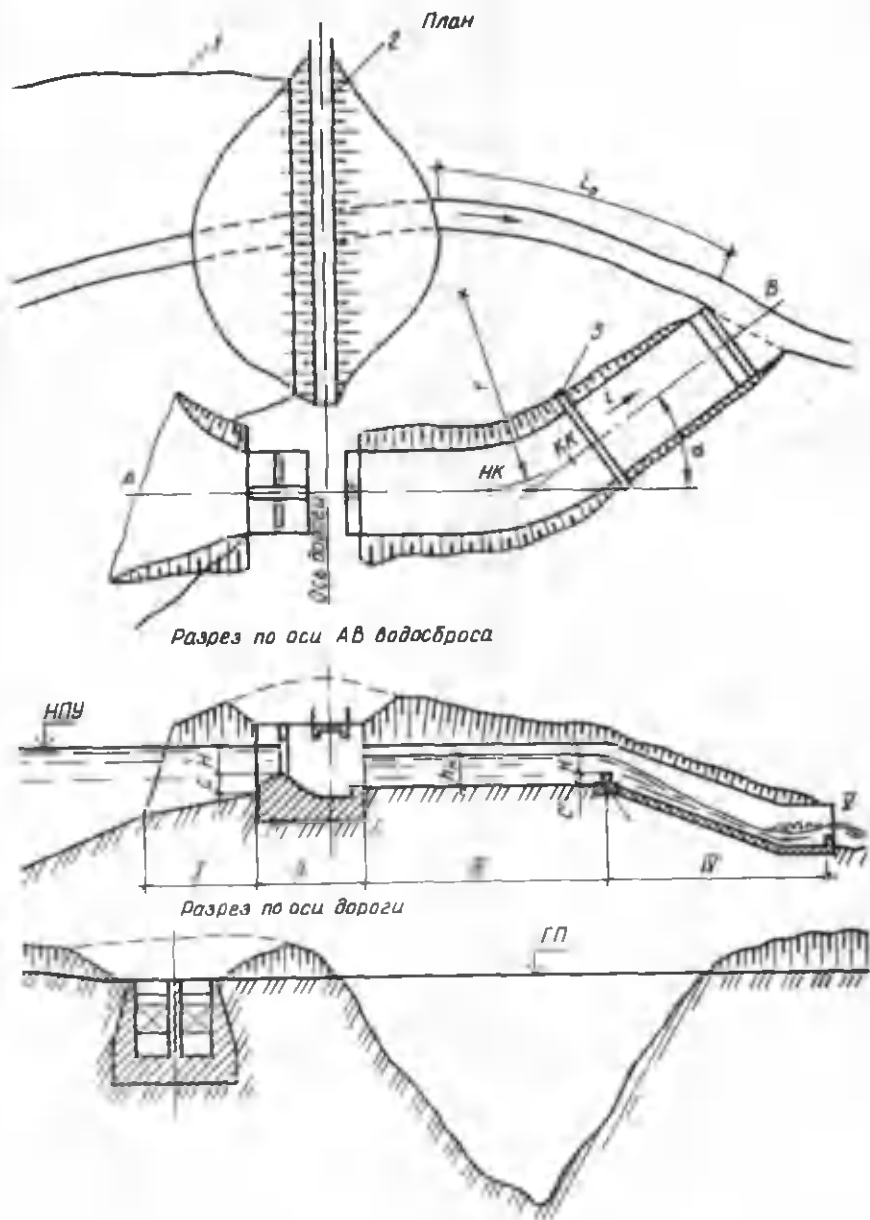


Рис. 2.1. Схема открытого берегового водосброса:

1 — урез воды; 2 — дорога; 3 — порог

Перед водосливом и за ним подводящий и соединительный каналы должны иметь прямолинейные участки длиной не менее $1,5 b_k$.
 Входную часть подводящего канала во избежание вдольбереговых течений следует удалять от плотины не менее чем на 20—40 м.

Ось фронтального водослива по условиям производства работ должна располагаться не ближе 15—20 м от места сопряжения плотины с берегом. Выходная часть отводящего канала должна быть удалена от плотины не менее чем на $L_0 = 50 \dots 100$ м, чтобы при пропуске паводка не возникала опасность подмыва низового откоса плотины.

2.2.3. Подводящий, соединительный и отводящий каналы

Поперечные сечения каналов назначаются с таким расчетом, чтобы при пропуске максимальных расходов воды скорость в них не превышала допускаемой, а в подводящем канале имел место плавный вход. С этой целью его делают расширяющимся в плане вверх по течению и с обратным уклоном дна (рис. 2.1). При этом скорости течения оказываются настолько малыми, что потерями напора в подводящем канале пренебрегают и считают, что свободная поверхность в нем горизонтальная и соответствует расчетному уровню воды в верхнем бьефе.

Ширина соединительного и отводящего каналов постоянная, а уклон дна положительный. В нескальных грунтах поперечное сечение каналов обычно трапецидальное. Заложение их откосов может быть принято таким же, как и для обычных водопроводящих каналов.

Глубина воды в подводящем канале равна напору воды на водосливе H , если его гребень устраивается на уровне дна подводящего канала, и сумме напора на водосливе и высоты его порога C , если он возвышается над дном подводящего канала.

Размеры поперечных сечений соединительного и отводящего каналов определяются в соответствии с правилами проектирования водопроводящих каналов при равномерном движении воды [44, 45].

Уровень воды в соединительном канале назначают так, чтобы обеспечить неподтопленный режим работы водослива и создать благоприятные условия для сопряжения бьефов за ним. Исходя из этого, рекомендуется назначать [52] следующие перепады Z на пороге водослива (рис. 2.2): для водослива с широким порогом $Z =$

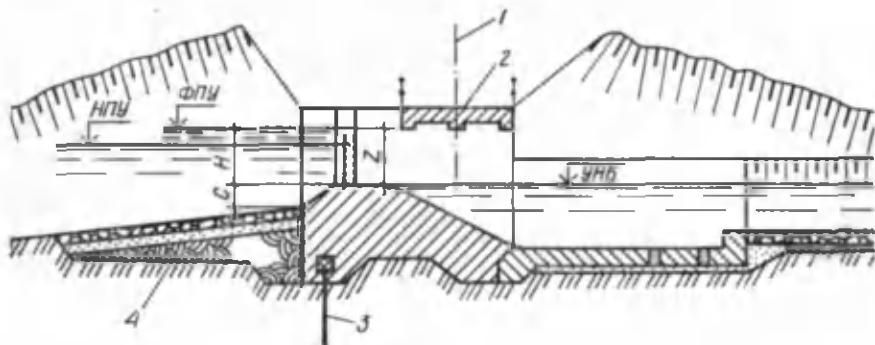


Рис. 2.2. Схема водослива берегового водосбора:

1 — ось плотины; 2 — мост; 3 — шпунт; 4 — поперук

$= 0,4H$; для водослива практического профиля $Z = H$, где H — известный напор на пороге водослива.

При больших расходах воды в соединительном канале может образоваться кривая спада, увеличивающая скорость течения, что может вызвать размыв канала. Для ликвидации кривой спада в конце соединительного канала в некоторых случаях устраивают порог, высота которого

$$C' = h_n - H', \quad (2.1)$$

где h_n — глубина, соответствующая равномерному режиму потока (нормальная глубина), м; H' — напор на пороге, работающем как неподтопленный водослив практического профиля, м.

Нормальная глубина канала h_n определяется при гидравлическом расчете канала, а напор на пороге в случае трапецидального сечения канала по формуле пропускной способности трапецидального водослива практического профиля

$$Q = m(b_0 + 0,8m_k H') \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (2.2)$$

где $m = 0,43$ — коэффициент расхода для предварительных расчетов; b_0 — ширина порога по нормали к оси канала, м; m_k — заложение откосов канала;

$$H_0 = H' + v_k^2 / (2g); \quad (2.3)$$

v_k — известная скорость течения в соединительном канале.

В формуле (2.2) два неизвестных члена; H' и b_0 . Поэтому H' определяется подбором в такой последовательности: задаются высотой C' ; определяют $H' = h_n - C'$; определяют $b_0 = b_k + m_k C'$, где b_k — ширина канала по дну, м; по формуле (2.2) определяют Q .

Высота порога варьируется до тех пор, пока найденный расход не будет равен расчетному максимальному расходу.

При прямоугольном сечении канала высота порога определяется однозначно без подбора по соответствующей формуле прямоугольного водослива. Однако такое сечение канала возможно либо в скальных грунтах, либо при устройстве канала в виде бетонного лотка, когда опасность размыва канала в результате образования кривой спада невелика и от устройства порога можно отказаться.

2.2.4. Фронтальный водослив

Фронтальный водослив, расположенный нормально к оси водосбросного тракта, устраивают на прямолинейном его участке. По конструкции (рис. 2.2) и условиям работы он представляет собой водосливную плотину с затворами на гребне или без них. В первом случае гребень водослива располагается несколько ниже НПУ, а во втором — на отметке НПУ.

Водослив с затворами на гребне позволяет понизить уровень воды при прохождении паводка, в результате чего высота глухой

плотины получается несколько меньше, уменьшается и площадь затопления земель в верхнем бьефе. Преимуществом водослива без затвора является автоматичность его работы при превышении уровня воды в верхнем бьефе над НПУ в период пропуска паводка. При этом и в том и в другом случае водослив должен работать как неподтопленный.

При проектировании водослива необходимо руководствоваться правилами проектирования водосливных плотин (см. гл. 3 и 4).

Конструкция небольших водосливов с входным порогом на уровне дна подводящего канала аналогична конструкции открытых водоспусков, которые иногда выполняют и роль береговых водосбросов. Соответственно и методы их проектирования одинаковы (см. 2.4).

2.2.5. Траншейный водосброс

Траншейный водосброс состоит из водослива с широким порогом или водослива практического профиля, на гребне которого установлены затворы, водосбросной траншеи и отводящего канала (рис. 2.3).

При отсутствии затворов верх водосливного порога устраивают на отметке нормального подпорного уровня воды в водохранилище, при наличии их — ниже этой отметки на 4—6 м. Водосливной порог располагают вдоль берега водохранилища нормально к плотине, на расстоянии не ближе 20—40 м от нее. Напор на пороге при отсутствии затворов обычно принимается 0,75—1 м.

Через траншейные водосбросы, которые устраиваются как в скальных, так и в нескальных грунтах, можно пропускать большие расходы воды (больше 100 м³/с.). Гидравлический расчет траншейного водосброса сводится к определению длины водосливного по-

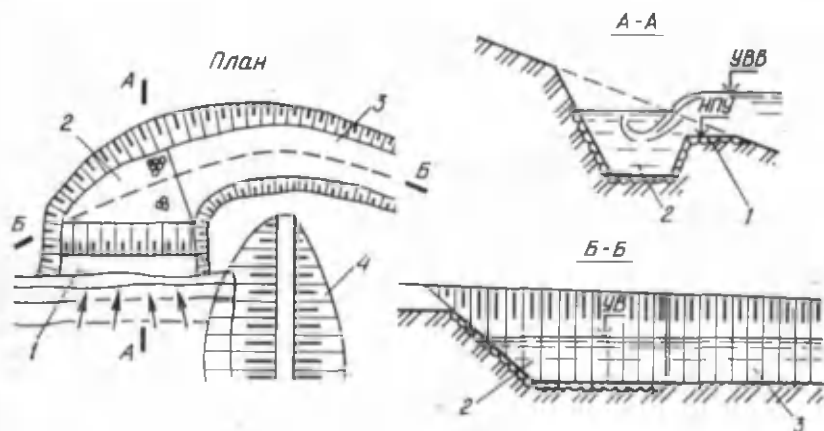


Рис. 2.3. Траншейный водосброс:

1 — водослив с широким порогом; 2 — водосбросная траншея; 3 — отводящий или соединительный канал; 4 — плотина

рога L и построению кривой свободной поверхности воды по приближенному методу, предложенному Е. А. Замариным. Расчет следует производить при пропуске расходов через траншею Q и $0,5Q$ или $0,25Q$.

Длина водосливного порога определяется по формулам неподтопленного или подтопленного водослива с широким порогом. Если уровень воды за порогом не влияет на расход и характер перелива воды через порог, то водослив рассчитывается как неподтопленный; если же уровень воды за порогом влияет на расход и характер перелива воды через порог, то водослив рассчитывается как подтопленный. Какой будет водослив — подтопленный или неподтопленный — определяют по формуле (2.83).

При неподтопленном водосливе длина водосливного порога

$$L = \frac{Q}{m_0 \sqrt{2g} H^{3/2}}, \quad (2.4)$$

где Q — паводковый расход, сбрасываемый через траншею, $\text{м}^3/\text{с}$; $m_0 \approx 0,36$ — коэффициент расхода; H — напор на пороге водослива, м .

При подтопленном водосливе длина водосливного порога

$$L = \frac{Q}{\varphi h \sqrt{2gZ}}, \quad (2.5)$$

где φ — коэффициент скорости; h — глубина воды на пороге водослива в конце входного участка (глубина подтопления), м ; Z — разность уровней воды перед порогом и на пороге водослива, м .

Глубина воды на пороге водослива h в конце входного участка в первом приближении может быть принята равной напору на пороге водослива H минус разность уровней воды перед порогом и на пороге водослива Z . Более точно глубина воды на пороге водослива может быть определена с учетом перепада восстановления кинетической энергии.

Наполнения и средние уклоны в отдельных створах траншеи определяют, задаваясь шириной траншеи по дну, живым сечением и средней скоростью течения воды.

Пример 2.1. Рассчитать водосбросную траншею прямоугольного поперечного сечения в скальном грунте: $Q = 140 \text{ м}^3/\text{с}$, $H = 1 \text{ м}$. Отметка водосливного порога — 20 м (рис. 2.4).

Порядок расчета. По табл. 2 приложений принимаем допускаемую скорость $v = 6 \text{ м/с}$, по табл. 7 приложений — коэффициент шероховатости для траншеи $n = 0,02$; $m_0 = 0,36$.

По формуле (2.4) определяем длину водосливного порога

$$L = \frac{140}{0,36 \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 1^{3/2}} = 88 \text{ м.}$$

Принимаем ее равной 85 м вдоль траншеи и 3 м в ее торце. Разбиваем траншею на 5 створов и находим необходимые величины, значения которых приведены в табл. 2.1.

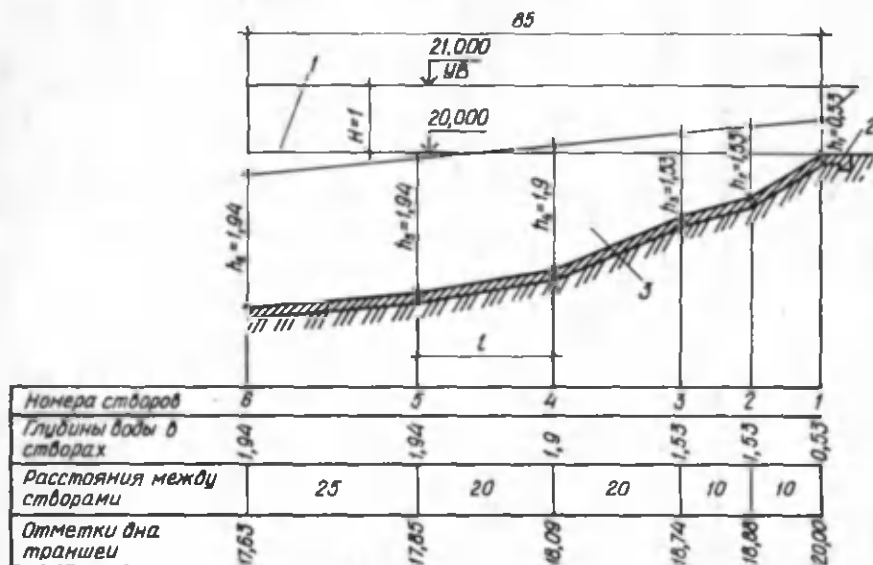


Рис. 2.4. Расчетная схема водосборной траншеи:

1 — водосливной порог; 2 — торцевая часть водосборной траншеи; 3 — водосборная траншея

Таблица 2.1. Определение величин при расчете водосборной траншеи

№ створа	x	Q_x	v	b	h	i	i_{cp}	h_w
6	85	140	6	12	1,94	0,0083	0,009	0,22
5	60	100,4	6	8,6	1,94	0,010	0,010	0,20
4	40	68,6	6	6	1,90	0,011	0,014	0,28
3	20	36,7	6	4	1,53	0,017	0,014	0,14
2	10	20,7	4,5	3	1,53	0,011	0,012	0,12
1	0	4,8	3	3	0,53	0,013		

В табл. 2.1 расстояние x считаем от торца траншеи до соответствующих створов (рис. 2.4) при свободном истечении через водослив. Расход через соответствующий створ, m^3/c , определяем по формуле

$$Q_x = m_0 x \sqrt{2gH}^{3/2} \quad (2.6)$$

В створах 1—2 принимаем скорости 3—4,5 м/с, а ширину траншеи — 3 м, в створах 3—6 — скорость 6 м/с, а ширину траншеи, линейно изменяющуюся, — от 4 до 12 м.

Средние глубины воды в каждом створе

$$h = Q/(bv), \quad (2.7)$$

где b — ширина траншеи в створах, м; v — скорость течения в створах, м/с. Уклон уровня воды в каждом створе вычисляем по формуле (5.26), предварительно определив гидравлический радиус и коэффициент Шези C по табл. 5 приложения. Полученные значения записываем в табл. 2.1. Средний уклон между створами i_{cp} определяем как среднее арифметическое. Потери напора между створами

$$h_w = li_{cp}, \quad (2.8)$$

где l — расстояние между створами, м.

Принимаем отметку дна траншеи в первом створе, т. е. в начале траншеи, на отметке водосливного порога — 20 м. Начальная отметка воды в траншее

$$20 + h_1 = 20 + 0,53 = 20,53 \text{ м,}$$

где h_1 — глубина воды в первом створе, м.

Перед водосливным порогом отметка уровня воды (УВ)

$$20 + H = 20 + 1 = 21 \text{ м,}$$

т. е. подтопления водослива не будет (рис. 2.4), так как согласно формуле (2.83)

$$h_1 = 0,53 \text{ м} < 0,8H = 0,8 \cdot 1 = 0,8 \text{ м.}$$

Таблица 2.2. Результаты расчетов

№ створа	Отметка, м	
	уровня воды	дна траншеи
1	21,00	20,00
2	20,41	18,88
3	20,27	18,74
4	19,99	18,09
5	19,79	17,85
6	19,57	17,63

Траншея плавно соединяется с соединительным каналом.

Во втором створе отметка УВ будет меньше на величину потерь, т. е.

$$20,53 - 0,12 = 20,41 \text{ м.}$$

Отметка для траншеи во втором створе равна отметке уровня воды минус глубина воды во втором створе, т. е.

$$20,41 - 1,53 = 18,88 \text{ м.}$$

Выполнив вычисления для 3—6 створов, сведем результаты в табл. 2.2.

2.2.6. Быстротоки

Быстротоки представляют собой сопрягающие сооружения в местах сосредоточенного падения местности, в которых вода проходит с большими скоростями. Быстротоки бывают деревянные, каменные, бетонные, железобетонные и из других материалов. По расположению в плане различают прямолинейные и криволинейные быстротоки, по виду поперечного сечения — прямоугольные и трапецеидальные с коэффициентом откоса не менее $m = 1$. В зависимости от длины различают быстротоки длинные и короткие. В длинных глубина воды в конце весьма близка к нормальной глубине в лотке. В коротких быстротоках глубина воды в конце больше нормальной.

Быстроток состоит из подводящего канала, входной части (порога), лотка, успокоителя, отводящего канала (рис. 2.5). Сопряжение соединительного канала с порогом и успокоителя с отводящим каналом осуществляется в виде раструба.

При удельном расходе воды $q = 2 \text{ м}^2/\text{с}$ длина входной понурной части $l_{\text{п}} = 2H$, при $q \geq 2 \text{ м}^2/\text{с}$ $l_{\text{п}} = 3H$, где H — глубина воды перед входной частью быстротока, м. Длина предпонуриного крепления $l_{\text{пл}} = (2 \dots 3)H$, толщина плит понура 0,1—0,2 м. По длине бетонного лотка быстротока через 5—20 м устраиваются швы. Толщина бетонной облицовки лотка быстротока трапецеидального поперечного сечения принимается 0,15—0,4 м. При прямоугольном поперечном сечении быстротока боковые стенки устраиваются в виде подпорных стенок, поперечные размеры которых определяются на основании статического расчета. Толщина дна лотка быстротока принимается 0,2—0,5 м.

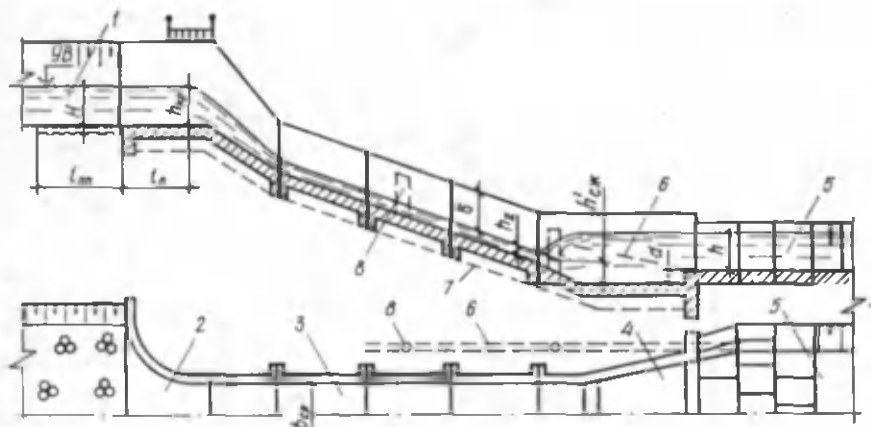


Рис. 2.5. Быстроток с застенным дренажем:

1 — подводящий канал; 2 — входная часть — порог; 3 — лоток; 4 — успокоитель; 5 — отводящий канал; 6 — дренаж; 7 — подошва стен; 8 — смотровой колодец

Превышение боковых стенок лотка быстротока над расчетным уровнем воды δ , определенном с учетом аэрации потока, принимается [42]:

q , м ³ /с	<1	1...10	11...30	31...50	51...100
δ , м	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6

В быстротоках трапецидального поперечного сечения при коэффициенте откосов $m > 1,5$ превышение верха их над расчетным уровнем воды увеличивается на 15 % по сравнению с этими данными.

Для понижения депрессионной поверхности воды, фильтрующейся из верхнего бьефа в нижний, вдоль быстротока, т. е. уменьшения фильтрационного давления, в нижней части быстротока устраивается застенный дренаж. Последний состоит из двух дрен, уложенных вдоль продольных стен быстротока. Нижняя концевая часть дрен выводится ко дну отводящего канала (рис. 2.5). Застенный дренаж устраивается на протяжении 0,5—0,6 длины быстротока. Для контроля за работой дрен строятся смотровые колодцы. При несимметричном потоке грунтовых вод продольные дрены соединяются между собой в местах расположения смотровых колодцев поперечными, или соединительными, дренами. Дрены устраиваются из перфорированных труб с укладкой вокруг них песчано-гравелистого слоя. Можно устраивать гравелисто-щебеночные дрены в каналах с укладкой вокруг них песчаного слоя.

Расчет прямолинейного в плане быстротока постоянной ширины заключается в выполнении гидравлических и статических расчетов. При гидравлических расчетах быстротоков с большими скоростями течения учитывается насыщение движущейся воды воздухом — аэрация. На основании этих расчетов устанавливается ширина быстротока, строится кривая спада и определяются условия затоп-

ления струи. Построение кривой спада дает возможность определить глубину воды в конце быстротока.

Ширина входной части при прямоугольном поперечном сечении определяется из формулы неподтопленного водослива с широким порогом

$$Q = mb\sqrt{2g}H_0^{3/2}, \quad (2.9)$$

где $m = 0,35$ — коэффициент расхода водослива для предварительных расчетов; b — ширина входной части быстротока, м; H_0 — напор с учетом скорости подхода, м.

Из формулы (2.9)

$$b = \frac{Q}{m\sqrt{2g}H_0^{3/2}}. \quad (2.10)$$

При трапецидальном поперечном сечении ширина входной части определяется из формулы (2.2) при коэффициенте расхода $m = 0,35$.

Нормальная глубина h_n , м, в лотке быстротока для трапецидального поперечного сечения определяется из формулы

$$Q = h_n(b + m_\lambda h_n)C\sqrt{Ri}, \quad (2.11)$$

а для прямоугольного поперечного сечения — из формулы

$$Q = h_n b C \sqrt{Ri}, \quad (2.12)$$

где b — ширина быстротока (в случае трапецидального сечения — ширина по низу), м; m_λ — заложение откосов лотка быстротока, м; C — коэффициент Шези, $m^{1/2}/c$, определяемый по табл. 5 приложений. По формулам (2.11) или (2.12) подбором находится нормальная глубина h_n .

Критическая глубина в начале быстротока прямоугольного поперечного сечения определяется по формуле

$$h_{кр} = \sqrt[3]{q^2/g} = h_1, \quad (2.13)$$

где q — удельный расход (на 1 м ширины быстротока), равный Q/b , m^2/c . Приняв глубину в конце быстротока $h_2 = h_n$ и считая, что она будет незначительно отличаться от нормальной глубины, найдем среднюю глубину

$$h_{ср} = (h_1 + h_2)/2. \quad (2.14)$$

Для построения кривой спада необходимо найти: $K_{ср}$ — среднюю расходную характеристику, или средний модуль расхода, m^3/c :

$$K_{ср} = \omega_{ср} C_{ср} \sqrt{R_{ср}}; \quad (2.15)$$

расходную характеристику, или модуль расхода, при нормальной глубине, m^3/c

$$K_n = \omega_n C_n \sqrt{R_n}; \quad (2.16)$$

член, учитывающий изменение живой силы вдоль потока,

$$I_{\text{ср}} = \frac{\alpha C_{\text{ср}}^2 i_0}{g} \frac{b_{\text{ср}}}{\chi_{\text{ср}}}. \quad (2.17)$$

В формулах (2.15) — (2.17):

$\omega_{\text{ср}}, \omega_{\text{н}}$ — площади — средняя и при нормальной глубине, м²;
 $C_{\text{ср}}, C_{\text{н}}$ — коэффициенты Шези, определяемые по табл. 5 приложений соответственно при средней и нормальной глубине;

$R_{\text{ср}}, R_{\text{н}}$ — гидравлические радиусы — средний и при нормальной глубине, м;

$\alpha = 1 \dots 1,1$ — коэффициент кинетической энергии;

i_0 — уклон дна лотка быстроготока;

$b_{\text{ср}}$ — средняя ширина лотка быстроготока, м;

$\chi_{\text{ср}}$ — средний смоченный периметр, м.

Кривая свободной поверхности воды в быстроготоке строится по уравнению

$$\frac{i_0 L}{h_{\text{н}}} = \eta_2 - \eta_1 - (1 - I_{\text{ср}})[\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)], \quad (2.18)$$

где L — длина лотка быстроготока, м;

$$\eta_1 = h_1/h_{\text{н}}; \quad (2.19)$$

$$\eta_2 = h_2/h_{\text{н}}; \quad (2.20)$$

$\varphi(\eta_1)$ и $\varphi(\eta_2)$ — функции, определяемые по таблицам в зависимости от гидравлического показателя [45]

$$x = 2 \frac{\lg K_{\text{ср}} - \lg K_{\text{н}}}{\lg h_{\text{ср}} - \lg h_{\text{н}}}. \quad (2.21)$$

Глубина воды в конце быстроготока прямоугольного сечения h_2 и сопряженная с ней глубина h'_2 определяются по формуле

$$h'_2 = \frac{h_2}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^3}{gh_2^3}} - 1 \right], \quad (2.22)$$

где α — коэффициент кинетической энергии; q — удельный расход быстроготока, м²/с.

Если $h'_2 > h$ — бытовой глубины воды за водобойным колодцем, то прыжок будет отогнанный и для его затопления необходимо устройство водобойного колодца.

Задается глубина водобойного колодца d и проверяется, какой будет прыжок — затопленный или отогнанный. Если прыжок получится затопленный, значит глубина задана удачно. В противном случае необходимо повторить расчет, пока не будет получен затопленный прыжок.

Путем подбора определяется глубина в сжатом сечении (рис. 2.5) по формуле

$$q = \varphi h'_{\text{сж}} \sqrt{2g(h_2 + d + \frac{v^2}{2g} - h'_{\text{сж}})}, \quad (2.23)$$

где φ — коэффициент скорости, при высоте падения струи от 1 до 5 м принимается равным соответственно от 0,97 до 0,85; $v^2/(2g)$ — скоростной напор в сечении с глубиной h_2 , м. Затем по формуле (2.22) определяется h'_2 как сопряженная с $h'_{сж}$. Если $h + d > h'_2$, то глубиной колодца задались удачно.

Длину водобойного колодца можно вычислять по формулам: при наличии стенки падения (рис. 2.6, а)

$$L = l_1 + \beta l_{пр}; \quad (2.24)$$

при отсутствии стенки падения (рис. 2.6, б)

$$L = \beta l_{пр}, \quad (2.25)$$

где l_1 — дальность полета струи, м; $\beta = 0,8$ — коэффициент; $l_{пр}$ — длина прыжка, м.

Дальность полета струи и длина прыжка определяются по формулам:

$$l_1 = \sqrt{\left(h_2 + \frac{v^2}{2g}\right)(2d + h_2)}; \quad (2.26)$$

$$l_{пр} = 2,5(1,9h'_2 - h'_{сж}). \quad (2.27)$$

Пример 2.2. Произвести гидравлический расчет прямоугольного бетонного быстротока с постоянной шириной 9 м и длиной 50 м (рис. 2.5). Быстроток должен пропускать расход $Q = 40$ м³/с. Уклон лотка быстротока $i = 0,15$. Глубина воды в подводящем канале с учетом скорости подхода $H_0 = 2,02$ м, глубина воды в отводящем канале $h = 1,8$ м, коэффициент шероховатости n принимаем по табл. 7 приложений равным 0,017.

Порядок расчета. По формуле (2.10) вычисляем ширину входной части быстротока

$$b = \frac{40}{0,35 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 2,02^{3/2}}} = 9 \text{ м.}$$

По формуле (2.11) подбором определяем нормальную глубину в лотке быстротока. Значения расчетных величин сводим в табл. 2.3.

Таблица 2.3. Определение нормальной глубины в лотке быстротока

h_n	b	$\omega = bh_n$	χ	$R = \frac{\omega}{\chi}$	\sqrt{R}	t_0	γ_{t_0}	n	c	$v = c\sqrt{Ri_0}$	$Q = v\omega$
0,40	9	3,6	9,8	0,36	0,6	0,15	0,39	0,017	48,6	11,4	41,0
0,38	9	3,4	9,76	0,35	0,59	0,15	0,39	0,017	48,6	11,18	38,0
0,39	9	3,5	9,78	0,358	0,595	0,15	0,39	0,017	48,6	11,28	39,6

Как видно из табл. 2.3, при $h_n = 0,39$ м полученный расход $Q = 39,6$ м³/с почти совпадает с заданным. Поэтому принимаем $h_n = 0,39$ м. Скорость в быстротоке $v = 11,28$ м/с, что меньше допускаемой (см. табл. 3 приложения). Расход на 1 м ширины быстротока

$$q = 40/9 = 4,44 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Критическая глубина по формуле (2.13)

$$h_{кр} = h_1 = \sqrt[3]{4,44^2/9,81} = 1,26 \text{ м},$$

средняя глубина по формуле (2.14)

$$h_{ср} = (1,26 + 0,39)/2 = 0,82.$$

Средние значения площади, смоченного периметра и гидравлического радиуса:

$$\omega_{ср} = 9 \cdot 0,82 = 7,4 \text{ м}^2;$$

$$\chi = 9 + 2 \cdot 0,82 = 10,6;$$

$$R_{ср} = 7,4/10,6 = 0,72 \text{ м}; \quad \sqrt{R_{ср}} = \sqrt{0,72} = 0,85.$$

По табл. 5 приложения при $n = 0,017$ и $R_{ср} = 0,72$ определяем $C_{ср} = 55,5$.

Средняя расходная характеристика по формуле (2.15).

$$K_{ср} = 7,4 \cdot 55,5 \cdot 0,85 = 349 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Расходная характеристика при нормальной глубине по формуле (2.16)

$$K_n = 3,5 \cdot 48,6 \cdot 0,595 = 101 \text{ м}^3/\text{с}.$$

По формуле (2.17)

$$f_{ср} = \frac{0,15 \cdot 55,5^2 \cdot 9}{9,81 \cdot 10,6} = 44,4.$$

Гидравлический показатель по формуле (2.21)

$$x = 2 \frac{\lg 349 - \lg 101}{\lg 0,82 - \lg 0,39} = 2 \frac{2,543 - 2,004}{1,914 - 1,591} = 3,3.$$

Далее по формуле (2.19) находим

$$\eta_1 = 1,26/0,39 = 3,23,$$

по табл. 8 приложений

$$\varphi(\eta_1) = 0,03.$$

Подставляя значения этих величин в уравнение (2.18), получим

$$26,58 = \eta_2 + 43,4\varphi(\eta_2).$$

С использованием табл. 6 приложений при $x = 3,3$ полученное уравнение решаем подбором. Задавая значениями η_2 и соответственно принимая $\varphi(\eta_2)$, подставляем их в правую часть уравнения до получения тождества, откуда

$$\eta_2 = 1,09 \text{ и } \varphi(\eta_2) = 0,596.$$

Тогда из формулы (2.20)

$$h_2 = \eta_2 h_n = 1,09 \cdot 0,39 = 0,42 \text{ м}.$$

Следовательно, сделанное в начале расчета предположение о том, что глубина воды в конце лотка быстротока близка к нормальной, подтвердилось. Она лишь на 3 см больше. В том случае, если бы разница оказалась большей, весь расчет следовало бы повторить при найденной глубине в качестве второго приближения, добиваясь близкого совпадения принимаемой глубины и получаемой по расчету.

Аналогично можно определить и промежуточные глубины по длине лотка быстротока, что может дать возможность уточнить высоту его стенок.

По формуле (2.22) определяем глубину h'_2 , сопряженную с глубиной $h_2 = 0,42$ м:

$$h'_2 = \frac{0,42}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8 \cdot 1,1 \cdot 4,4^3}{9,81 \cdot 0,42^3}} - 1 \right] = 3,02 \text{ м.}$$

Так как $h_2 = 3,02 \text{ м} > h = 1,8 \text{ м}$, то прыжок будет отогнанный, и для его затопления предусматриваем водобойный колодец. Приняв глубину водобойного колодца $d = 1,4$ м, проверяем, будет ли прыжок затоплен. При глубине колодца $d = 1,4$ м определяем сжатую глубину $h'_{сж}$ подбором по формуле (2.23). Коэффициент скорости принимаем $\varphi = 0,96$.

Близкое совпадение удельных расходов в уравнении (2.23) получим при $h'_{сж} = 0,39$ м:

$$4,4 - 0,96 \cdot 0,39 \sqrt{2 \cdot 9,81 \left(0,42 + 1,4 + \frac{10,6^2}{2 \cdot 9,81} - 0,39 \right)} = 4,43.$$

Скорость в конце быстрогока

$$v = \frac{Q}{bh_2} = \frac{40}{9 \cdot 0,42} = 10,6 \text{ м/с.}$$

Глубину h'_2 , сопряженную с глубиной $h'_{сж} = 0,39$, вычисляем по формуле (2.22)

$$h'_2 = \frac{0,39}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8 \cdot 1,1 \cdot 4,4^3}{9,81 \cdot 0,39^3}} - 1 \right] = 3,16 \text{ м.}$$

Тогда $h'_2 = 3,16 \text{ м} < h + d = 1,8 + 1,4 = 3,2 \text{ м}$, т. е. прыжок будет затоплен. Желательно, чтобы запас в затоплении составлял 5—10%. Длина прыжка по формуле (2.27)

$$l_{пр} = 2,5(1,9 \cdot 3,16 - 0,39) = 14,02 \text{ м.}$$

Длина водобойного колодца по формуле (2.25)

$$L = 0,8 \cdot 14,02 = 11,25 \text{ м.}$$

2.2.7. Быстротоки с искусственной шероховатостью

Искусственная шероховатость позволяет уменьшить скорости течения, длину быстротоков, улучшить условия сопряжения струи с нижним бьефом и дает возможность перевести бурное движение потока в быстротоках в спокойное. Искусственная шероховатость может иметь вид: двойного зигзага (рис. 2.7, а), одинарного зигзага (рис. 2.7, б), нормальных и округленных брусков (рис. 2.7, в), ступеней по течению (рис. 2.7, г), бортовой шероховатости в виде нормальных брусков (рис. 2.7, д), комбинированной шероховатости (рис. 2.7, е).

Для установления характеристик различных видов шероховатости введено понятие удельной шероховатости, которая определяется по формуле

$$K = 1/C. \quad (2.28)$$

Подставляя в эту формулу значение коэффициента Шези C (см. табл. 5 приложения), получим

$$K = n/R^y = \sqrt{Ri}/v_{доп}. \quad (2.29)$$

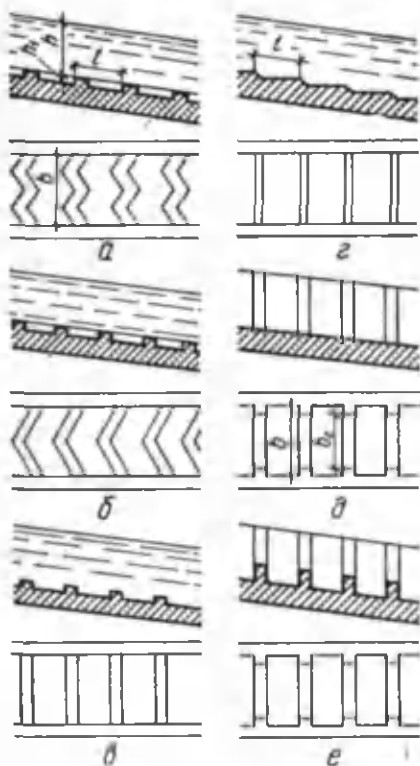


Рис. 2.7. Виды искусственной шероховатости

Для других уклонов лотка быстротока удельная шероховатость K_i принимается в зависимости от удельной шероховатости при уклоне $i = 0,15$:

i	0,04	0,07	0,10	0,15
K_i/K	0,75	0,85	0,93	1

Например, чтобы определить удельную шероховатость при $i = 0,04$, надо значение K , полученное по формуле (2.32), умножить на отношение $K_i/K = 0,75$.

Для одиночного зигзага при уклоне $i = 0,15$, $l = 8h_1$, $8 \geq k_1 \geq 3,5$, $6 \geq k_2 > 1$ удельная шероховатость

$$1000K = 85,8 - 3,9k_1 - 0,8k_2. \quad (2.33)$$

При других уклонах лотка быстротока удельную шероховатость определяют так же, как для двойного зигзага.

Для нормальных брусьев при $8 \geq k_1 \geq 3$ удельная шероховатость

$$1000K = 47,5 - 1,2k_1 + 0,1k_2,$$

для округленных брусьев при $8 \geq k_1 \geq 3$

$$1000K = 50,5 - 3,3k_1 + 0,2k_2,$$

Отношение глубины воды над зубцами шероховатости h к высоте зубцов h_1 (рис. 2.7, а) определяется по формуле

$$k_1 = h/h_1, \quad (2.30)$$

а отношение ширины прямоугольного лотка быстротока b к глубине воды над зубцами h — по формуле

$$k_2 = b/h. \quad (2.31)$$

Для определения удельной шероховатости (различных ее видов) установлены формулы и пределы применения этих формул в зависимости от k_1 и k_2 .

При искусственной шероховатости в виде двойного зигзага удельная шероховатость

$$1000K = 115,1 - 6,1k_1 - 1,2k_2. \quad (2.32)$$

Эту формулу рекомендуется применять при уклоне лотка быстротока $i = 0,15$, оптимальном расстоянии между зубцами шероховатости $l = 8h_1$, $12 \geq k_1 \geq 5$ и $k_2 = 1 \dots 12$.

Для других уклонов лотка удельная шероховатость K_i при-

нимается в зависимости от удельной шероховатости при уклоне $i =$

$= 0,15$:

для ступеней по течению при $i = 0,06 \dots 0,2$

$$1000K = 3,3 + 3,2\sqrt[4]{i} + 10\sqrt[9]{k_2} - 0,67k_1.$$

Для бортовой шероховатости, по данным Е. А. Замарина, при $l = (10 \dots 12)h_1$ и $i = 0,06$

$$1000K = 35,5\sqrt{k_3} + 121(k_4 - 1),$$

при $i = 0,10$

$$1000K = 39,5\sqrt{k_3} + 126(k_4 - 1),$$

при $i = 0,15$

$$1000K = 59,5\sqrt{k_3} + 131(k_4 - 1),$$

где $k_3 = h/b_c$ — отношение глубины воды в лотке к ширине лотка между зубцами ($k_3 = 0,12 \dots 0,5$); $k_4 = b/b_c$ — отношение полной ширины лотка к ширине лотка между зубцами ($k_4 = 1,08 \dots 1,2$). Для комбинированной шероховатости при $l = 8h_1$, $k_1 = 1,08 \dots 1,2$ и $i = 0,06$

$$1000K = 147k_4 - 86 - 18,8\sqrt[3]{k_1},$$

при $i = 0,10$

$$1000K = 155k_4 - 73 - 28,2\sqrt[3]{k_1},$$

при $i = 0,15$

$$1000K = 251k_4 - 165 - 32\sqrt[3]{k_1}.$$

Пример 2.3. Определить размеры зубцов и расстояние между зубцами искусственной шероховатости в виде одиночного зигзага в прямоугольном бетонном лотке быстротока. Расход воды, проходящей по быстротоку, $Q = 20 \text{ м}^3/\text{с}$, скорость $v_{\text{дон}} = 5 \text{ м/с}$. Ширина лотка быстротока $b = 6 \text{ м}$, уклон дна $i = 0,15$.

Порядок расчета. Определяем расход на 1 м ширины лотка быстротока:

$$g = Q/b = 20/6 = 3,3 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Глубина воды над зубцами искусственной шероховатости

$$h = g/v_{\text{дон}} = 3,3/5 = 0,66 \text{ м}.$$

Площадь живого сечения

$$\omega = bh = 6 \cdot 0,66 = 3,96 \text{ м}^2.$$

Смоченный периметр

$$\chi = b + 2h = 6 + 2 \cdot 0,66 = 7,32 \text{ м}.$$

Гидравлический радиус

$$R = \omega/\chi = 3,96/7,32 = 0,54 \text{ м}.$$

Удельная шероховатость по формуле (2.29)

$$K = \sqrt{0,54 \cdot 0,15/5} = 0,058.$$

По формуле (2.31)

$$k_2 = 6/0,66 = 9,1.$$

Из формулы (2.33), подставляя в нее значения K и k_2 , находим

$$k_1 = 20,5/3,9 = 5,3.$$

Высоту зубцов определяем из формулы (2.30)

$$h_1 = h/k_1 = 0,66/5,3 = 0,12 \text{ м.}$$

Расстояние между зубцами принимаем

$$l = 8h_1 = 8 \cdot 0,12 = 0,96 \text{ м.}$$

Зубцы устраиваем в нижней части лотка быстротока, где скорость в гладком лотке без искусственной шероховатости больше допускаемой $v_{\text{дон}} = 5 \text{ м/с}$.

2.2.8. Перепады

Как и быстротоки, перепады устраиваются для сброса воды в местах сосредоточенного падения местности. Они бывают деревянные, каменные, бетонные, железобетонные и из местных материалов. Рациональность применения быстротока или перепада устанавливается на основании экономического сравнения вариантов.

Наиболее распространены многоступенчатые перепады (рис. 2.8). Как и быстротоки, в начальной части они имеют соединительный канал и входную часть, а в конечной части — выходную часть и отводящий канал. При автоматическом сбросе воды входной порог перепада устраивается на уровне дна соединительного канала. Размеры входной части можно принимать такими же, как и для быстротока.

Поперечное сечение перепадов может быть прямоугольное и трапециевидальное. Вдоль продольных стенок перепадов устраиваются застенные дренажи. Длина ступеней перепадов может быть до 20 м. В конце каждой ступени для успокоения падающей воды устраивается водосливная стенка, в связи с чем они имеют вид водобойных колодцев. В водосливных стенках для выпуска воды из водобойных колодцев, когда перепад не работает, делаются отверстия от 10×10 до 20×20 см.

Высота и длина ступеней должна быть такой, чтобы можно было избежать глубокой выемки, так как это удорожает строитель-

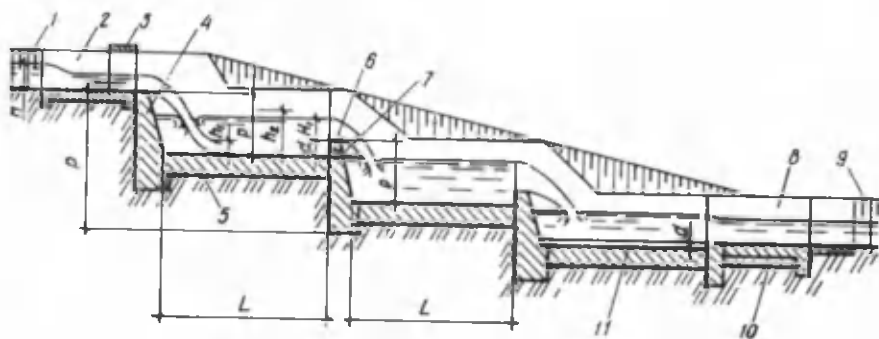


Рис. 2.8. Многоступенчатый перепад:

1 — подводящий канал; 2 — входная часть; 3 — служебный мостик; 4 — стенка падения; 5 — ступень перепада; 6 — водосливная стенка; 7 — отверстия для выпуска воды; 8 — выходная часть; 9 — отводящий канал; 10 — обратный фильтр; 11 — водобойный колодец

ство. Толщину днища водобойных колодцев каменных и бетонных перепадов можно принимать: 0,35—0,4 м — при удельном расходе $q < 2 \text{ м}^2/\text{с}$; 0,5 м — при $q = 2 \text{ м}^2/\text{с}$ и высоте стенки падения $p < 2 \text{ м}$; 0,6—0,7 м — при $p = 2,5 \text{ м}$; 0,8—1 м — при $q > 5 \text{ м}^2/\text{с}$ и $p = 3,5 \text{ м}$. В железобетонных перепадах толщина плит днища принимается: 0,12—0,15 м — при $q < 2 \text{ м}^2/\text{с}$ и $p = 1,5 \text{ м}$, 0,15—0,3 м — при больших q и p .

Гидравлический расчет перепада производится для установления основных размеров его частей и условий движения воды. Ширина входной части перепада определяется из формулы (2.9). Затем рассчитывается ступень перепада на пропуск максимального расхода. По продольному профилю находится общая высота падения и разбивается на отдельные, равные между собой ступени. В среднем высота каждой ступени

$$p = P/n + d, \quad (2.34)$$

где P — общая высота падения, м; n — число ступеней; d — глубина водобойного колодца, которая приближенно может быть принята равной $P/3$, м.

Глубина в сжатом сечении h_1 (рис. 2.8) определяется подбором по формуле

$$Q = \varphi h_1 b \sqrt{2g(H_0 + p - h_1)}, \quad (2.35)$$

полный напор — по формуле

$$H_0 = H + \alpha v_0^2 / (2g), \quad (2.36)$$

где H — глубина воды над порогом водослива перед перепадом, м; $\alpha = 1 \dots 1,1$ — коэффициент кинетической энергии; v_0 — средняя скорость подхода в сечении перед перепадом, м/с.

Глубину в сжатом сечении h_1 можно также определить путем подбора из формулы для вычисления скорости в месте падения струи:

$$v_1 = \hat{\varphi} \sqrt{2g(H_0 + p - h_1)}. \quad (2.37)$$

Коэффициент скорости φ принимается в зависимости от высоты стенки падения p :

$p, \text{ м}$	1	2	3	4	5
φ	0,97...0,96	0,95...0,91	0,91...0,88	0,88...0,86	0,86...0,85

Сопряженную с h_1 глубину h_2 находят по формуле (2.22), заменяя соответственно индексы. Глубина воды над порогом водослива в начале второй ступени H_1 определяется из формулы (2.9). Рекомендуется принимать $d + H_1 > h_2$. При расчете нижней ступени перепада $d + H_1 \geq (1,10 \dots 1,15) h_2$.

Вторую и последующие ступени перепада рассчитывают аналогично, принимая ширину перепада, которая была определена при расчете первой ступени, постоянной.

Длина ступени перепада (водобойного колодца)

$$L = l_1 + l_{\text{пр}}, \quad (2.38)$$

где дальность полета струи

$$l_1 = \varphi \sqrt{H_0(2p + H)}, \quad (2.39)$$

а длина прыжка при наличии водосливной стенки

$$l_{\text{пр}} = 3,2h_2. \quad (2.40)$$

Если ступень перепада расширяется от начала к концу, то глубина в сжатом сечении h_1 вычисляется из формулы (2.35) или (2.37). Сопряженная с ней глубина h_2 определяется из уравнения

$$\frac{Q^3}{g\omega_1^3} + \frac{\omega_1 h_1}{2} = \frac{Q^3}{g\omega_2^3} + \frac{\omega_2 h_2}{2}. \quad (2.41)$$

Площади живого сечения:

$$\omega_1 = bh_1; \quad \omega_2 = Bh_2, \quad (2.42)$$

где b и B — соответственно ширина ступени перепада в начале и в конце, м.

Длина расширяющейся к концу ступени перепада вычисляется по формуле (2.38).

Расширяющаяся ступень перепада устраивается при сопряжении перепада с отводящим каналом. Если ширина отводящего канала большая, то кроме расширяющейся ступени за ней делается раструб, сопрягающийся с каналом.

2.2.9. Консольные перепады

Консольные перепады представляют собой быстротоки, нижняя часть которых опирается на глубоко опущенные опоры, образуя за ними горизонтальную консоль (рис. 2.9). При постоянном или близком к постоянному расходе воды можно устраивать консоль с обратным (отрицательным) уклоном. Обратный уклон создает условия для большего отлета струи от опор, в связи с чем от них

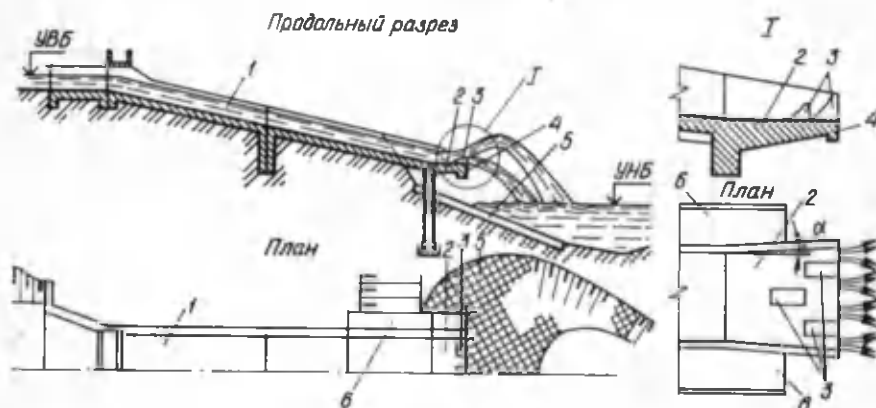


Рис. 2.9. Консольный железобетонный перепад:

1 — лоток быстротока; 2 — консоль; 3 — трамплины; 4 — слив; 5 — крепление; 6 — служебный мостик

удаляется воронка размыва. Если расходы консоли непостоянны, то устраивать обратный уклон не рекомендуется, так как при малых расходах может происходить подмыв опор.

Вода с консоли сбрасывается непосредственно на грунт. Под действием падающей воды грунт размывается и образуется так называемая воронка размыва. Под консолью и по бокам воронка размыва укрепляется фашинами или габионами, а при небольших расходах — каменной наброской.

Для уменьшения глубины и ширины воронки размыва и боковых водоворотов за ней в конце консоли устраиваются зубчатые трамплины, которые расщепляют струю на нижние и верхние струи. Верхние струи, насыщаясь воздухом, имеют меньшую размывающую способность. Чтобы вода не затекала под дно лотка, в конце его устраивается слив. Лоток быстотока в той части, где он опирается на опоры, делается из дерева или железобетона.

Несущими элементами (балками) являются боковые стенки лотка консоли. В небольших лотках для получения более жесткой конструкции сверху через каждые 1,5—3 м укладываются поперечные балки, на которых устраивается служебный мостик. В больших лотках кроме двух боковых балок (стенок) под дном лотка укладываются еще дополнительные, соединяющиеся между собой поперечными балками. Служебный мостик в этом случае делается на боковых стенках. Дополнительные балки иногда размещаются над дном лотка консоли: в этом случае они образуют многоструйную консоль.

При легкоразмываемых (илистых и мелкопесчаных) грунтах устраивать консольные перепады не рекомендуется, так как в этом случае образуется воронка размыва большой ширины и глубины.

Гидравлический расчет консольных перепадов аналогичен расчету обычных быстотоков. Следует только иметь в виду, что при небольшой ширине лотка быстотока будут большие удельные расходы, что способствует образованию глубокой воронки размыва.

Для уменьшения удельных расходов рекомендуется концевую часть консоли несколько уширить или устраивать зубчатые трамплины. Угол расширения консоли α может быть примерно определен из зависимости $\operatorname{tg} \alpha = 1/v$, где v — скорость в конце быстотока, м/с. При наличии зубчатых трамплинов струя расщепляется и глубина воронки размыва уменьшается до 50 %.

Гидравлический расчет воронки размыва сводится к определению глубины и ширины размыва за консолью (рис. 2.10).

Дальность полета струи при горизонтальной консоли

$$l_1 = 0,45\varphi v \sqrt{p + h}, \quad (2.43)$$

где φ — коэффициент скорости, зависящий от высоты падения струи p (см. формулу (2.37)); h — глубина воды в конце консоли, м.

Величины v и h определяются по формулам гидравлики при расчете лотка консоли.

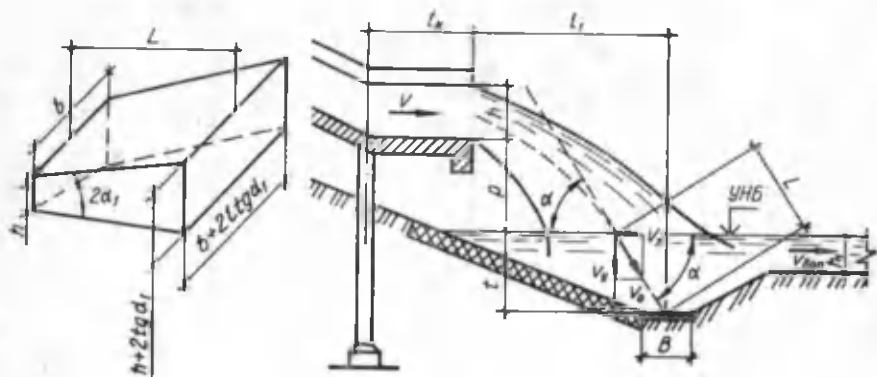


Рис. 2.10. Схема для гидравлического расчета воронки размыва за консольным перепадом

Если консоль имеет обратный уклон, дальность полета струи

$$l_1 = \varphi \frac{v^2 \sin \beta \cos \beta + v \cos \beta \sqrt{v^2 \sin^2 \beta + 2g(p+h)}}{g} \quad (2.44)$$

где β — угол наклона консоли к горизонту.

Скорость входа падающей струи в воду воронки размыва

$$v_0 = \sqrt{v_x^2 + v_y^2} \quad (2.45)$$

где v_x , v_y — горизонтальная и вертикальная составляющие скорости входа в воронку размыва, м/с.

Горизонтальная составляющая определяется по формуле

$$v_x = \varphi v \quad (2.46)$$

а вертикальная — по формуле

$$v_y = \varphi \sqrt{2g(p+h)} \quad (2.47)$$

Угол наклона струи, входящей в воронку размыва, к горизонту

$$\operatorname{tg} \alpha = v_y / v_x = \frac{\sqrt{2g(p+h)}}{v} \quad (2.48)$$

Длина растекания падающей струи в воронке размыва

$$L = 1,4q \operatorname{lg} \frac{v_0}{kv_{\text{доп}}} \quad (2.49)$$

где q — удельный расход в месте падения струи в воду воронки размыва, м²/с; $v_{\text{доп}}$ — допускаемая скорость для грунта в воронке размыва, м/с; $k = 0,7 \dots 0,8$ — коэффициент уменьшения допускаемой скорости.

Если угол наклона струи, входящей в воронку размыва, к горизонту $\alpha \leq 10^\circ$, то наибольшая глубина воды в воронке размыва

$$t = h + 2L \operatorname{tg} \alpha_1 \quad (2.50)$$

Таблица 2.4. Коэффициент аэрации A

h , м	Значения A при v , м/с				
	5	10	15	20	25
0,2	0,70	0,64	0,62	0,61	0,60
0,5	0,88	0,71	0,66	0,63	0,52
0,7	1	0,90	0,70	0,66	0,64

Таблица 2.5. Коэффициент размыва K_p

Род грунта	Значения K_p при α°					
	0	12	25	40	60	90
Очень слабые грунты (пльвуны)	1,4	1,8	2,4	2,8	3,3	4,5
Прочие грунты и скала (после длительного размыва)	1,4	1,7	2,0	2,4	2,7	3,3

где $2\alpha_1$ — средний центральный угол растекания струи (см. рис. 2.10).

При $\alpha > 10^\circ$

$$t = L \sin \alpha. \quad (2.51)$$

Наибольшая глубина воды в воронке размыва может быть определена по формуле М. С. Вызго:

$$t = AK_p \sqrt{g \sqrt{\rho + v^2/(2g)}}, \quad (2.52)$$

где A — коэффициент аэрации; K_p — коэффициент размыва.

Коэффициент аэрации в зависимости от глубины воды h и скорости v в конце консоли принимается по табл. 2.4.

Коэффициент размыва в зависимости от рода грунта и угла наклона струи, входящей в воронку размыва, принимается по табл. 2.5.

Глубина воронки размыва (от дна отводящего канала)

$$t_1 = t - h_1, \quad (2.53)$$

где h_1 — глубина воды в отводящем канале, м.

Пример 2.4. Определить глубину воронки размыва консольного бетонного перепада прямоугольного поперечного сечения. Расчетный расход консоли $Q = 30$ м³/с, ширина консоли $b = 8$ м, длина консоли $l_k = 4$ м, скорость в конце консоли $v = 12$ м/с, глубина воды в конце консоли $h = 0,3$ м, высота падения струи $p = 5$ м. Грунт в месте расположения консоли — суглинок. Глубина воды в отводящем канале $h_1 = 2$ м (рис. 2.10).

Порядок расчета. Принимаем в отводящем канале скорость $u_{\text{дон}} = 0,95$ м/с. Расход на 1 м ширины консоли

$$q = Q/b = 30/8 = 3,75 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Угол наклона струи, входящей в воронку размыва, к горизонту находим по формуле (2.48)

$$\operatorname{tg} \alpha = \sqrt{2 \cdot 9,81(5 \cdot 0,3)} / 12 = 0,85,$$

откуда $\alpha = 40^{\circ}30'$.

Наибольшую глубину воды в воронке размыва определяем по формуле (2.52). Для этого по табл. 2.4 принимаем коэффициент аэрации $A = 0,65$, а по табл. 2.5 — коэффициент размыва $K_p = 2,4$. Тогда

$$t = 0,65 \cdot 2,4 \sqrt{3,75 \sqrt{5 + 12^2 / (2 \cdot 9,81)}} = 5,65 \text{ м.}$$

Глубина воронки размыва, если считать от дна отводящего канала, по формуле (2.53)

$$t_1 = 5,65 - 2 = 3,65 \text{ м.}$$

2.3. ЗАКРЫТЫЕ ВОДОСБРОСЫ

2.3.1. Шахтные водосбросы

Шахтные водосбросы устраиваются в одном из берегов водохранилища вне плотины (обычно в узких горных долинах при крутых и скальных склонах берегов) для пропуска больших расходов и при больших напорах и состоят из водосливной воронки (кольцевого водослива), вертикальной шахты и отводящего туннеля (рис. 2.11). Туннель шахтных водосбросов можно использовать для пропуска строительных расходов при возведении узла сооружений.

После окончания строительства верхняя начальная часть туннеля закрывается бетонной пробкой, а нижний конец шахты сопрягается с туннелем.

Водосливная воронка имеет кольцевую форму. Если верх водосливной воронки находится на уровне нормального подпорного уровня воды, то это водосброс автоматического действия и сброс паводкового расхода происходит при повышенном уровне. При пропуске больших паводковых расходов, чтобы избежать значительного повышения уровня воды, на водосливной воронке устанавливаются затворы, и тогда верх воронки устраивают ниже нормального подпорного уровня воды.

Водосливная воронка (рис. 2.12) может быть с коническим участком и без него.

Водосливная воронка с коническим участком (рис. 2.12, а) начинается в верхней части горизонтальной плоскостью,

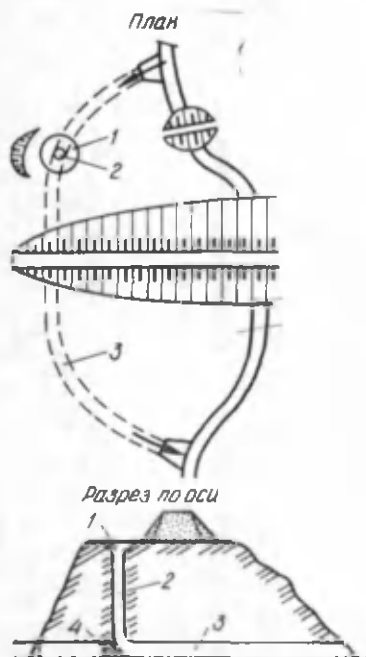


Рис. 2.11. Шахтный водосброс:

1 — водосливная воронка; 2 — вертикальная шахта; 3 — отводящий туннель; 4 — бетонная пробка

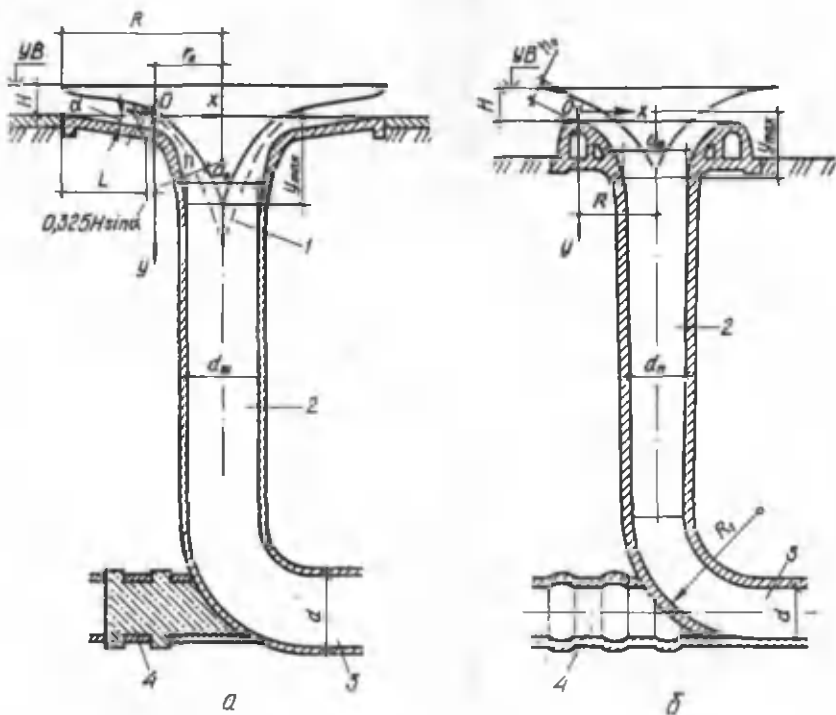


Рис. 2.12. Водосливные воронки шахтного водоброса:

a — с коническим участком; *b* — без него; 1 — ось струи; 2 — вертикальная шахта; 3 — отводящий туннель; 4 — бетонная пробка

которая переходит в коническую поверхность. Уклон поверхности конического участка $i = 0,10 \dots 0,15$ или $\alpha = 6 \dots 9^\circ$. За конической поверхностью начинается участок, очерченный параболической кривой, плавно сопрягающийся с шахтой; при этом падение центральной струи условно рассматривается как свободно падающая точка.

Координаты точек по оси струи для параболического участка водосливной воронки определяются по уравнению параболы

$$y = -\frac{g}{2} \left(\frac{x}{v_0 \cos \alpha} \right)^2 + x \operatorname{tg} \alpha, \quad (2.54)$$

где x и y — переменные абсцисса и ордината для построения параболы; m ; v_0 — средняя скорость в конце конической части, м/с.

Начало координат принимается в центре тяжести сечения струи в конце конической части (точки O на рис. 2.12). Значения x изменяются от O до r_0 — радиуса в конце конической части, отнесенного к центру тяжести сечения струи в конце гребня:

$$r_0 = R - L - 0,325H \sin \alpha, \quad (2.55)$$

где R — радиус водосливной воронки, м; L — длина конической

части, м; H — напор на гребне воронки, м; α — угол между образующей конической поверхности воронки и горизонтом.

Средняя скорость в конце конической части

$$v_0 = \frac{Q}{2\pi r_0 h_0}, \quad (2.56)$$

где Q — расчетный расход, м³/с; $h_0 = 0,65 H$ — глубина воды в конце конической части, м. Длина конической части

$$L = (0,4 \dots 0,5)R. \quad (2.57)$$

Среднюю скорость для точек по оси струи до места слияния струй приближенно можно определить по зависимости

$$v = \varphi \sqrt{2gy + v_0^2}, \quad (2.58)$$

где y — переменная ордината, м; $\varphi = 0,97$ — коэффициент скорости.

Толщина струи на параболическом участке

$$h = \frac{Q}{2\pi(r_0 - x)v}. \quad (2.59)$$

Построив по уравнению (2.54) ось струи, определяем значения v и h по формулам (2.58) и (2.59) при различных значениях y . Затем, откладывая по нормали к оси струи в обе стороны по $0,5 h$, получаем очертание внешней и внутренней границ струи. Внешняя граница струи и принимается за очертание параболического участка водосливной воронки, радиус которой

$$R = \frac{Q}{m2\pi \sqrt{2g} H^{3/2}}, \quad (2.60)$$

где $m = 0,36$ — коэффициент расхода.

Если на гребне воронки установлены бычки для затворов, то радиус воронки

$$R = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{Q}{\varepsilon m \sqrt{2g} H^{3/2}} + nB \right), \quad (2.61)$$

где $\varepsilon = 0,9$ — коэффициент сжатия; n — число бычков; B — ширина бычка в верхней входной части, м.

Обычно радиус водосливной воронки принимается не менее $6 H$.

Водосливная воронка без конического участка (рис. 2.12, б) в поперечном разрезе имеет вид безвакуумного водослива практического профиля. Координаты точек по оси струи для параболического участка водосливной воронки определяют по уравнению

$$y = gx^2 / (2v_0^2). \quad (2.62)$$

Средняя скорость на гребне водосливной воронки

$$v_0 = \frac{Q}{2\pi R h_0}. \quad (2.63)$$

Глубина воды в конической части принимается $h_0 = 0,75 H$, коэффициент расхода $m = 0,46$ и $\alpha = 0$. Радиус водосливной воронки R определяется по формуле (2.60) или (2.61) и принимается в пределах $2H < R \leq 5H$.

На оси воронки в месте пересечения поверхностей потока расположена точка схода струй, координата которой y_{\max} .

Диаметр воронки при y_{\max}

$$d_0 = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_y}}, \quad (2.64)$$

а скорость

$$v_y = \varphi \sqrt{2gy_{\max}}. \quad (2.65)$$

Если $d_0 \leq d$, где d — диаметр туннеля, то начиная от водосливной воронки и до низа устраивается цилиндрическая шахта с диаметром $d_{\text{ш}}$, если $d_0 > d$, то строится плавный переходной участок переменного сечения. Диаметр переходного участка в любом сечении

$$d_n = \sqrt{4Q_i / (\pi v_n)}, \quad (2.66)$$

а скорость

$$v_n = 0,98 \sqrt{2gy_n}, \quad (2.67)$$

где y_n — координата точки в любом сечении переходного участка, м.

В месте, где $d_n = d$, переходной участок заканчивается и устраивается цилиндрическая шахта с постоянным диаметром d . В отдельных случаях переходной участок может соединяться непосредственно с туннелем.

Сопряжение шахты с отводящим туннелем производится при помощи криволинейной вставки, описываемой радиусом не меньше $R_1 \leq (2,5 \dots 4)d$. Диаметр отводящего туннеля d определяется из условия пропуска расчетного строительного паводочного расхода и проверяется на пропуск максимального паводочного расхода в период эксплуатации, когда туннель работает как часть шахтного водосброса.

В шахтных водосбросах, имеющих постоянный диаметр шахты, в большинстве случаев возникает вакуум. В шахтах с плавным переходным участком вакуум значительно меньше или вообще отсутствует. Для борьбы с вакуумом в область его по трубам подводится воздух. Площадь воздухопроводящих отверстий в цилиндрических шахтах составляет примерно 10—15% площади сечения шахты.

Пример 2.5. Рассчитать шахтный водосброс с коническим участком (рис. 2.13). Расход $Q = 80 \text{ м}^3/\text{с}$, угол наклона конической поверхности к горизонту $\alpha = 8^\circ$, глубина воды на пороге водосброса $H = 1 \text{ м}$. Коэффициент расхода $m = 0,36$.

Порядок расчета. Определяем радиус воронки по формуле (2.60)

$$R = \frac{80}{0,36 \cdot 2 \cdot 3,14 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1^{3/2}}} = 8 \text{ м.}$$

Глубина воды в конце конической части

$$h_0 = 0,65 \cdot 1 = 0,65 \text{ м.}$$

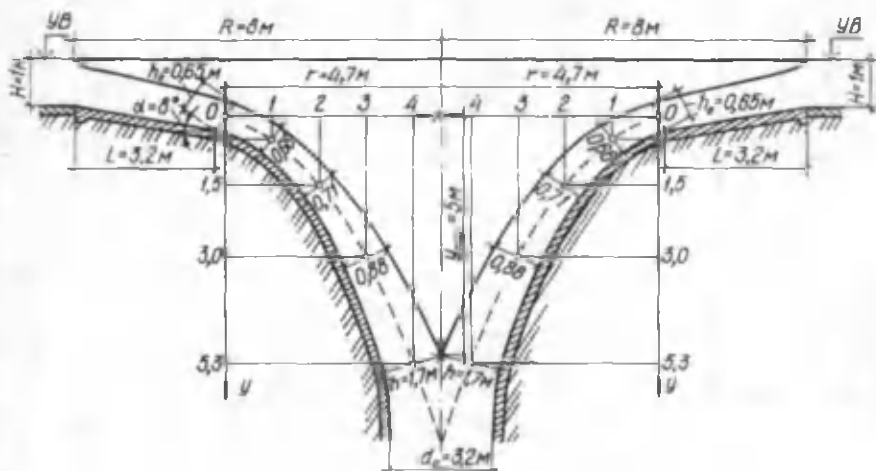


Рис. 2.13. Расчетная схема шахтного водосброса

Длина конической части по формуле (2.57)

$$L = 0,4 \cdot 8 = 3,2 \text{ м.}$$

Радиус в конце конической части по формуле (2.55)

$$r_0 = 8 - 3,2 - 0,325 \cdot 1 \cdot 0,14 = 4,7 \text{ м.}$$

Скорость в конце конической части по формуле (2.63)

$$v_0 = \frac{80}{2 \cdot 3,14 \cdot 4,7 \cdot 0,65} = 4,2 \text{ м/с.}$$

По уравнению (2.54) определяем координаты точек по оси струи, по формуле (2.58) — среднюю скорость в этих точках и по формуле (2.59) — толщину струи. Получаем:

x , м	0	1	2	3	4
y , м	0	0,43	1,5	3	5
v , м/с	—	4,9	6,6	8,5	10,7
h , м	—	0,66	0,71	0,88	1,7

Начало координат принимаем в точке 0 (рис. 2.13), на половине глубины воды в конце конической части. Затем по найденным координатам x и y наносим ось струи. В точках с известными координатами проводим нормали к оси струи, на которых откладываем в каждую сторону от оси по $0,5 h$. Соединяя точки плавной кривой, получаем внешнюю и внутреннюю границы струи. Внешнюю границу струи принимаем за очертание параболического участка водосливной воронки. Пересечение внутренних границ струй на оси воронки даст нам точку схода струй, для которой ордината $y_{\max} = 5$ м. Скорость при y_{\max} по формуле (2.65)

$$v_y = 0,971 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 5} = 9,6 \text{ м/с.}$$

Диаметр воронки при y_{\max} по формуле (2.64)

$$d_0 = \sqrt{4 \cdot 80 \cdot (3,14 \cdot 9,6)} = 3,2 \text{ м.}$$

Приняв диаметр туннеля без расчета $d = 3,2$ м, устраиваем цилиндрическую шахту с диаметром $d_{\text{ш}} = 3,2$ м. Более точно диаметр туннеля следует определять расчетом.

2.3.2. Сифонные водосбросы

Обычно сифоны устраиваются железобетонные, прямоугольного сечения, реже — металлические круглого сечения, имеющие вид изогнутой трубы. Гребень сифона располагается на отметке нормального подпорного уровня воды, верхняя входная кромка сифона (kozyрек) опущена ниже уровня воды на 0,7—1 м (рис. 2.14). Входная часть сифона должна быть уширенной. В козырьке на уровне гребня делаются воздушные отверстия, площадь которых составляет 2—10 % площади поперечного сечения сифона в верхней части. Чтобы в сифон не попадали плавающие тела, входное отверстие перекрывается грубой решеткой. Когда уровень воды поднимается выше гребня сифона, вода начинает проходить по сифону и заполняет водобойный колодец в конце его. Благодаря этому в нижнюю часть сифона наружный воздух не попадает. В верхнем бьефе при повышении уровня воды закрываются воздушные отверстия, и сифон начинает работать. При повышении уровня воды в верхнем бьефе на 0,1—0,2 м сифон работает полным сечением. Если уровень воды в верхнем бьефе понижается так, что воздушные отверстия находятся выше уровня воды, работа сифона прекращается или, как говорят, происходит разрядка сифона.

Таким образом, сифонный водосброс относится к водосбросам автоматического действия.

Для пропуска больших расходов ставятся несколько сифонов сравнительно небольшого размера (батарея сифонов), у которых отметки гребней отличаются одна от другой на 5—10 см, в связи с чем сифоны включаются в работу последовательно. В этом случае воздушные отверстия можно делать в разделительных стенках между трубами сифонов.

Гидравлический расчет сифонного водосброса производится в следующем порядке.

1. При заданном расходе выбирается тип сифона, определяются поперечные размеры его трубы, скорость и вакуум в сифоне.

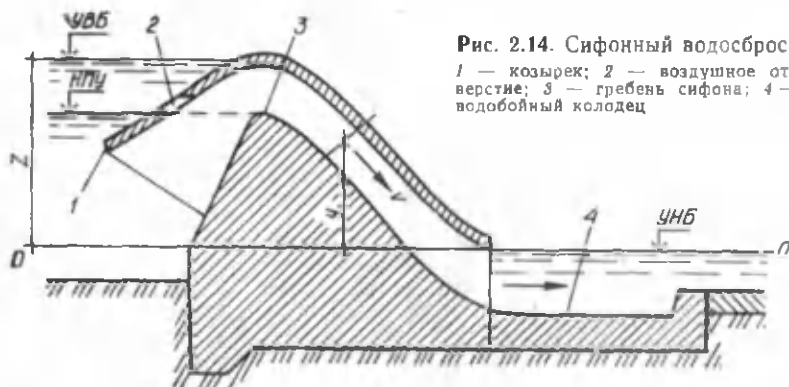


Рис. 2.14. Сифонный водосброс:
1 — козырек; 2 — воздушное отверстие; 3 — гребень сифона; 4 — водобойный колодец

2. При принятом типе сифона, количестве труб в батарее и поперечных размерах труб определяются расход, скорость и вакуум в сифоне.

3. Производится расчет сопряжения струи, выходящей из сифона, с нижним бьефом.

Расход сифона определяется по формуле

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gZ_0}, \quad (2.68)$$

где μ — коэффициент расхода; ω — площадь выходного сечения, м^2 ; Z_0 — полный напор с учетом скорости подхода, определяемый по формуле (2.36), м (Z — напор, равный разности уровней воды перед входом и выходом из сифона, м). Скорость в выходном сечении при выпуске воды в атмосферу

$$v = \sqrt{2gZ_0 / (1 + \sum \xi)}, \quad (2.69)$$

где $\sum \xi$ — сумма коэффициентов местных сопротивлений и на трение по длине сифонной трубы.

Коэффициент расхода при выпуске воды под уровень

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{k_m^2 + \sum \xi k_n^2}} \quad (2.70)$$

а при выпуске воды в атмосферу

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi k_n^2}} \quad (2.71)$$

где $k_m = \omega/\omega_m$, $k_n = \omega/\omega_n$ — отношение площади выходного сечения к площади соответственно живого сечения нижнего бьефа и рассматриваемого сечения.

Сумма коэффициентов сопротивления состоит из коэффициентов сопротивления: во входном сечении, при изменении площади поперечного сечения сифона, на закруглениях, в выходном сечении (учитываются только при выходе струи воды из сифона под уровень нижнего бьефа) и других, определяемых по формулам гидравлики.

После вычисления расхода и скорости определяется вакуум в сифоне V_{ac} , который допускается не больше 8,5 м водяного столба. Вакуум в сифоне, отнесенный к его оси (рис. 2.14), на основании уравнения Бернулли в каком-либо сечении относительно плоскости сравнения 0—0

$$V_{ac} = \frac{p_a}{\gamma} - \frac{p}{\gamma} = y + \frac{v^2}{2g} (1 + \sum \xi) - Z, \quad (2.72)$$

где p_a , p — давления атмосферное и в рассматриваемом сечении, кПа; y — расстояние от плоскости сравнения до центра рассматриваемого сечения, м; v — скорость в рассматриваемом сечении, м/с.

Если вакуум по формуле (2.72) получается больше допустимого, то для его уменьшения необходимо уменьшить местные потери в зоне вакуума. Для уменьшения местных потерь можно уменьшить скорость и придать более плавное очертание поворотам сифона.

Потери напора учитываются на участке от рассматриваемого сечения до выходного.

Более сложные конструкции сифонных водосбросов и методы их расчета описаны в [41].

2.3.3. Трубчато-ковшовые водосбросы

Трубчато-ковшовые водосбросы состоят из входной части, напорных труб и устройств для гашения энергии потока в нижнем бьефе в виде водобойных колодцев или водобойных стенок.

Входная часть водосброса представляет собой неподтопленный водослив практического профиля большой ширины с подходом воды с торца и с боков (рис. 2.15). Если верх водослива находится

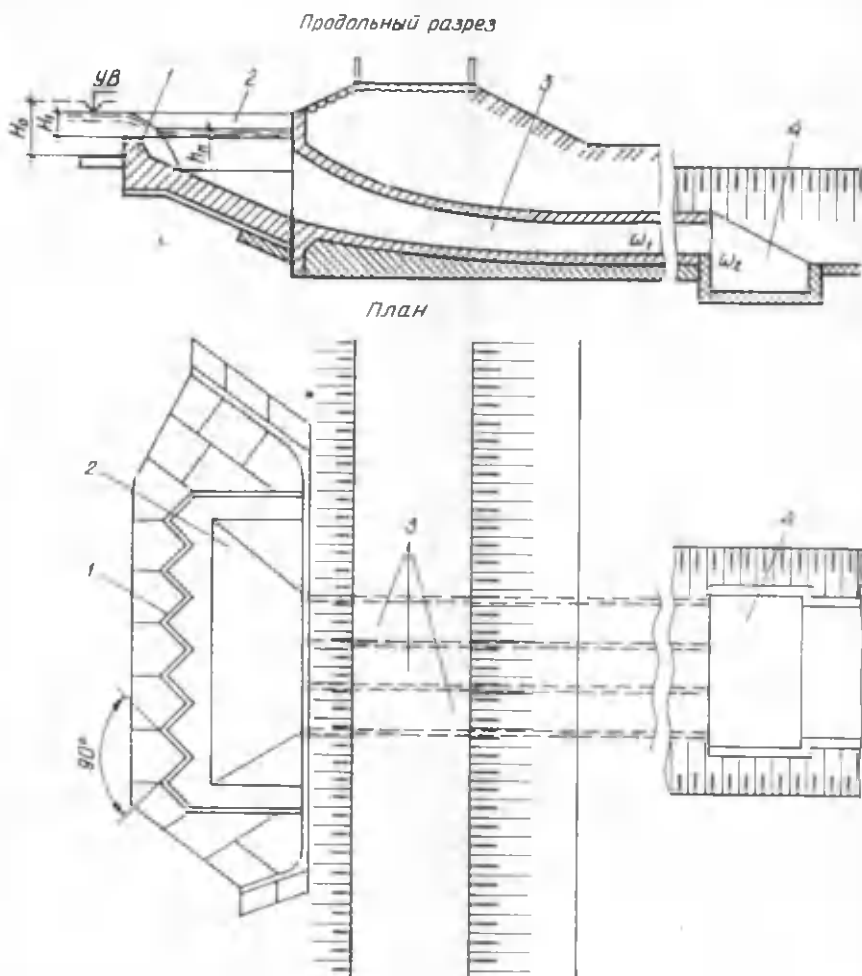


Рис. 2.15. Трубчато-ковшовый водосброс:

1 — входная часть; 2 — ковш; 3 — напорные трубы; 4 — водобойный колодец

на отметке нормального подпорного уровня воды, то это водосброс автоматического действия. Если верх водосброса располагается ниже нормального подпорного уровня воды, то для поддержания необходимого уровня воды в водохранилище перед входом в трубы устанавливаются затворы.

В водосбросах автоматического действия перед входом в трубы устраиваются пазы для шандор, которыми перекрываются отверстия труб при ремонте, а также на зимний период, чтобы избежать промерзания грунта вокруг труб. Выходные отверстия труб на зимний период закрываются утепляющими щитами.

Для уменьшения ширины водослива торцевой части его придают зигзагообразную форму, принимая угол между линиями зигзагов 90° (рис. 2.15). Напор на пороге водослива при водосбросах автоматического действия 1—1,5 м. Чтобы в водосброс не попадал лед, перед водосливом забивают ряд свай или устанавливают плавающую запань.

За водосливным порогом устраивается ковш, в нижнем конце которого размещены входные отверстия труб, которые плавно сужаются с заглублением верхней входной кромки под уровень воды в ковше на глубину в 1,5—2 раза больше скоростного напора при входе в трубу. Для водосброса обычно применяются железобетонные или асбестоцементные трубы. Они укладываются на подготовку из тощего бетона толщиной 0,2—0,4 м. Стыки труб перекрываются в зависимости от материала, из которого они сделаны: железобетонными или асбестоцементными муфтами с укладкой между трубой и муфтой резиновых колец. В местах стыков труб в подготовке из тощего бетона устраиваются швы с заполнением их просмоленным войлоком или двумя-тремя слоями рубероида. Для предупреждения возникновения сосредоточенной фильтрации вокруг труб укладывается глина или глинобетон (рис. 2.16). Во избежание промерзания глина или глинобетон не укладываются на расстоянии от конца труб, большем глубины промерзания для данного района. Для удобства производства работ и возможности уплотнения глины или глинобетона трубы укладываются с промежутком 0,5—0,8 м.

При гидравлическом расчете трубчато-ковшового водосброса вначале определяют ширину водослива по формуле (2.10), принимая коэффициент расхода m в зависимости от формы попереч-

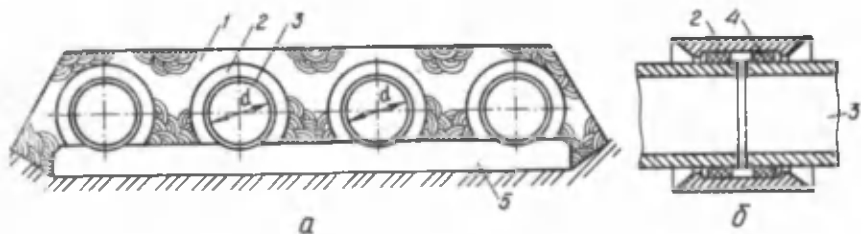


Рис. 2.16. Трубы трубчато-ковшового водосброса:

a — поперечное сечение; *b* — соединение труб; 1 — глина или глинобетон; 2 — муфта; 3 — труба; 4 — резиновые кольца; 5 — тощий бетон

ного сечения водослива. Для обеспечения спокойного течения воды в ковше при пропуске максимального расхода можно принимать подтопленный водослив, ширина которого

$$b = \frac{Q}{\sigma_n m \sqrt{2g} H_1^{3/2}}, \quad (2.73)$$

где σ_n — коэффициент подтопления; H_1 — полный напор на пороге водослива, м.

Коэффициент подтопления принимается в зависимости от отношения h_n/H_0 , где h_n — высота подтопления, м; H_0 — полный напор на пороге водослива с учетом скорости подхода, м. Для водослива практического профиля коэффициент подтопления можно принимать по графику (рис. 2.17). По общей ширине устанавливаются ширины боковых и торцевых частей водослива. Ширина торцевой части должна быть равна или больше входного фронта труб.

Задаваясь количеством труб и размерами поперечного сечения их, определяют скорость

$$v = Q/\omega, \quad (2.74)$$

где ω — площадь живого сечения потока в трубах, м².

Полная потеря напора в трубах

$$h_\omega = \sum \xi \frac{v^2}{2g} = \frac{v^2}{2g} (\xi_{вх} + \xi_{вых} + \xi_{тр}), \quad (2.75)$$

где $\xi_{вх}$, $\xi_{вых}$, $\xi_{тр}$ — коэффициенты сопротивления соответственно при входе, при выходе и на трение по длине труб.

Коэффициент сопротивления при входе в трубу принимается: при острых кромках $\xi'_{вх} = 0,5$, при плавном входе $\xi'_{вх} = 0,2$, при весьма плавном входе $\xi'_{вх} = 0,05$.

С учетом скорости в трубе коэффициент сопротивления при входе

$$\xi_{вх} = \xi'_{вх} (v_{вх}/v)^2, \quad (2.76)$$

где $v_{вх}$ — средняя скорость течения в сечении на входе, м/с; v — средняя скорость течения в данном сечении трубы, м/с.

Коэффициент сопротивления при выходе под уровень нижнего бьефа

$$\xi_{вых} = \xi'_{вых} (1 - \omega_1/\omega_2)^2, \quad (2.77)$$

где ω_1 , ω_2 — площади живого сечения потока в трубе и в водобойном колодце при выходе, м².

Коэффициент сопротивления на трение по длине труб равен: для труб круглого поперечного сечения

$$\xi_{тр} = \frac{8gl}{C^2 d} = \frac{\lambda l}{d}, \quad (2.78)$$

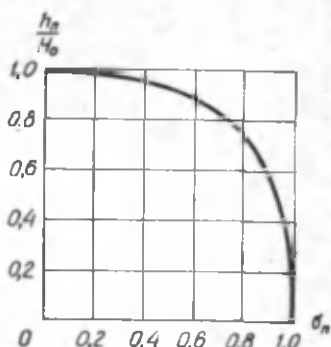


Рис. 2.17. График для определения коэффициента подтопления σ_n в зависимости от отношения h_n/H_0 .

Таблица 2.6. Гидравлический коэффициент трения λ для круглых труб

$d, \text{ м}$	λ при коэффициенте шероховатости n				
	0,01	0,012	0,013	0,014	0,015
0,2	0,021	0,026	0,033	0,039	0,050
0,3	0,019	0,024	0,029	0,035	0,044
0,4	0,017	0,022	0,026	0,033	0,039
0,5	0,016	0,020	0,025	0,030	0,036
0,6	0,016	0,019	0,024	0,028	0,034
0,7	0,015	0,019	0,023	0,027	0,032
0,8	0,015	0,018	0,022	0,026	0,031
0,9	0,014	0,017	0,021	0,025	0,029
1,0	0,013	0,017	0,020	0,023	0,028
1,2	0,013	0,016	0,019	0,022	0,026
1,5	0,012	0,015	0,018	0,021	0,025
2,0	0,011	0,014	0,016	0,019	0,022
2,5	0,011	0, 13	0,015	0,018	0,021
3,0	0,010	0,012	0,014	0,017	0,020

для труб прямоугольного поперечного сечения

$$\xi_{\text{тр}} = 2gn^2/R^{4/3}, \quad (2.79)$$

где λ — гидравлический коэффициент трения; l — длина трубы, м; d — диаметр трубы, м; n — коэффициент шероховатости.

Значения коэффициента λ для круглых труб в зависимости от диаметра d и коэффициента шероховатости n (при C , определенном по формуле Н. Н. Павловского) приведены в табл. 2.6.

Суммарные потери напора плюс скоростной напор на выходе из труб должны быть равны общему напору, т. е. разности уровней воды в ковше при входе в трубы и в водобойном колодце в конце труб, что свидетельствует о правильности подбора числа и размеров поперечного сечения труб.

Пример 2.6. Произвести гидравлический расчет трубчато-ковшового водосброса (рис. 2.15). Трубы железобетонные квадратные размерами в поперечном сечении $1,2 \times 1,2 \text{ м}$, $Q = 60 \text{ м}^3/\text{с}$, $H = 1 \text{ м}$. Отметка уровня воды при сбросе лаво-ковых вод — 25 м; отметка порога водослива — 24 м; отметка уровня воды в нижнем бьефе — 15,6 м. Уклон труб $i = 0,1$, длина одной трубы $l = 60 \text{ м}$, коэффициент шероховатости $n = 0,014$.

Порядок расчета. Уровень воды в ковше принимаем на $h_n = 0,2 \text{ м}$ выше порога водослива, что создает спокойное движение воды. Тогда отметка уровня воды в ковше будет $24 + 0,2 = 24,2 \text{ м}$. Форма водослива трапециевидная. Ширина гребня водослива $0,5 \text{ м}$, $H_1 = 0,5 \text{ м}$. Передняя грань водослива вертикальная, задняя — наклонная с коэффициентом откоса $m_1 = 1$. Общий напор, т. е. разность отметок уровней воды в ковше и водобойном колодце,

$$Z = 24,2 - 15,6 = 8,6 \text{ м}.$$

Находим отношение $h_n H_1 = 0,2/1 = 0,2$ и по графику (рис. 2.17) определяем коэффициент подтопления $\sigma_n = 0,98$. Коэффициент расхода для трапециевидного водослива принимаем $m = 0,42$.

Пренебрегая скоростью подхода, как величиной незначительной, определяем ширину водослива по формуле (2.73)

$$b = \frac{60}{0,98 \cdot 0,42 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1}^{3/2}} = 34 \text{ м}.$$

Ширина передней торцевой стенки должна быть больше ширины входного

фронта труб. Принимаем ширину передней торцевой стенки 19 м. Торцевую стенку сопрягаем с боковыми закруглениями, которые описываем радиусом $r = 2$ м. Длина двух закруглений 6,3 м, а с учетом сжатия струй на закруглении при коэффициенте сжатия $\epsilon = 0,8$ будет $6,3 \cdot 0,8 = 5$ м. Тогда длина двух боковых стенок $34 - 19 - 5 = 10$ м, а длина одной боковой стенки — 5 м.

Для сброса воды берем 4 железобетонные трубы квадратного поперечного сечения $1,2 \times 1,2$ м. Площадь живого сечения потока в четырех трубах

$$\omega = 4(1,2 \cdot 1,2) = 5,76 \text{ м}^2.$$

Скорость в трубе по формуле (2.74)

$$v = 60/5,76 = 10,4 \text{ м/с.}$$

Вход в трубу делаем в виде плавного раструба с входным сечением 2×2 м и с закругленными кромками. Площадь входного сечения раструба равна $2 \cdot 2 = 4 \text{ м}^2$.

Не учитывая уменьшения площади за счет скругления в углах ввиду его малости, определяем скорость при входе

$$v_{\text{вх}} = 60/(4 \cdot 4) = 3,75 \text{ м/с.}$$

Скоростной напор

$$v_{\text{вх}}^2/(2g) = 3,75^2/(2 \cdot 9,81) = 0,72 \text{ м.}$$

Заглубление верхней кромки раструба под уровень воды в ковше

$$1,5v_{\text{вх}}^2/(2g) = 1,5 \cdot 0,72 = 1,1 \text{ м.}$$

Коэффициент потерь напора при входе по формуле (2.76)

$$\xi_{\text{вх}} = 0,2(3,75/10,4)^2 = 0,03.$$

Приняв толщину стенок труб 0,25 м и расстояние между трубами 0,7 м, найдем ширину выходного фронта труб

$$(1,2 + 0,5) \cdot 4 + 3 \cdot 0,7 = 8,9 \text{ м.}$$

Примем ширину водобойного колодца 9 м и глубину воды в колодце 1,8 м. Тогда площадь живого сечения в водобойном колодце

$$\omega_2 = 9 \cdot 1,8 = 16,2 \text{ м}^2,$$

а площадь живого сечения потока в четырех трубах

$$\omega_1 = 4 \cdot 1,2 \cdot 1,2 = 5,8 \text{ м}^2.$$

Коэффициент сопротивления при выходе по формуле (2.77)

$$\xi_{\text{вых}} = (1 - 5,8/16,2)^2 = 0,41.$$

Площадь поперечного сечения трубы $1,2 \cdot 1,2 = 1,44 \text{ м}^2$, смоченный периметр $\chi = 1,2 \cdot 4 = 4,8$ м, тогда гидравлический радиус

$$R = \omega/\chi = 1,44/4,8 = 0,3 \text{ м.}$$

Коэффициент сопротивления по длине трубы по формуле (2.79)

$$\xi_{\text{тр}} = 2 \cdot 9,81 \cdot 60 \cdot 0,014^2 / 0,3^4 = 1,15.$$

По формуле (2.75) полная потеря напора

$$h_w = \frac{10,4^2}{2 \cdot 9,81} (0,03 + 0,41 + 1,15) = 8,8 \text{ м,}$$

т. е. примерно равна общему напору $Z = 8,6$ м, значит число труб и размеры их поперечного сечения подобраны правильно. Расчет водобойного колодца производится аналогично расчету, приведенному в примере 2.2.

2.3.4. Башенные водосбросы

Башенные водосбросы строятся как в берегах, так и в теле плотины. Башенный водосброс состоит из круглой или прямоугольной башни и горизонтальной трубы круглого или прямоугольного поперечного сечения. Вертикальная башня может быть каменной, бетонной и железобетонной. Отводящая труба устраивается из железобетонных труб, уложенных на бетонном основании. Верх башни должен быть на отметке нормального подпорного уровня (НПУ) воды (рис. 2.18). При повышении уровня вода переливается через стенки башни и отводится по отводящей трубе в нижний бьеф. В конце отводящей трубы устраивается сооружение для гашения энергии потока (водобойный колодец, водобойная стенка и т. д.), за которым расположен отводящий канал. Вверху по периметру башни устанавливается металлическая решетка, возвышающаяся над максимальным подпорным уровнем (ФПУ) воды. Наличие решетчатого предупреждает попадание в башню различных плавающих предметов.

Для выпуска воды из водохранилища в нижней части башни делают отверстие, которое в обычных условиях перекрывается деревянными щитками. Кроме основных щитков делают еще паз для ремонтных щитков на случай, если основные щитки необходимо осмотреть или отремонтировать. Осмотр и ремонт башни ведется со служебного мостика. Отверстие в нижней части башни перекрывается металлической решеткой, чтобы при выпуске воды из водохранилища не выходила рыба.

Количество горизонтальных отводящих труб зависит от пропускаемого расхода.

Гидравлический расчет башенного водосброса сводится к определению размеров поперечного сечения башни и отводящей трубы. При круглом поперечном сечении башни диаметр ее

$$d_1 = \frac{Q}{m\pi\sqrt{2g}H^{3/2}}, \quad (2.80)$$

где $m = 0,4$ — коэффициент расхода для водослива с тонкой стен-

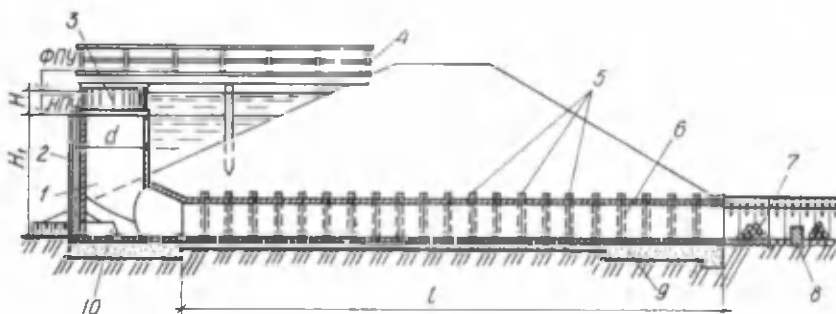


Рис. 2.18. Башенный водосброс:

1 — башня; 2 — пазы для щитков; 3 — металлическая решетка; 4 — служебный мостик; 5 — муфта; 6 — отводящая труба; 7 — отводящий канал; 8 — водобойная стенка; 9 — бетонное основание; 10 — дно башни

кой; H — напор на гребне башни, равный разности отметок уровня воды при расчетном расходе и нормального подпорного уровня, м.

Площадь поперечного сечения отводящих труб

$$\omega = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gZ}}, \quad (2.81)$$

где μ — коэффициент расхода трубы; Z — напор в трубе, м, который при подтопленном выходном отверстии трубы равен разности отметок верха башни и уровня воды в нижнем бьефе, при неподтопленном выходном отверстии — разности отметок верха башни и оси отводящей трубы.

Коэффициент расхода

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \xi_{вх} + \lambda l / (4R)}}, \quad (2.82)$$

где $\xi_{вх}$ — коэффициент сопротивления при входе; λ — гидравлический коэффициент трения, принимаемый по табл. 2.6; l — длина отводящей трубы, м.

Пример 2.7. Произвести гидравлический расчет башенного водосброса: $Q = 20$ м³/с; напор на гребне башни $H = 0,8$ м; высота башни $H_1 = 4$ м. Отводящая труба железобетонная, с плавным входом (рис. 2.18), для нее принимаем $\lambda = 0,025$ и $\xi_{вх} = 0,2$, $l = 30$ м. Выходное отверстие трубы неподтопленное.

Порядок расчета. Диаметр башни по формуле (2.80)

$$d_1 = \frac{20}{0,40 \cdot 3,14 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,8^{3/2}}} = 5,1 \text{ м.}$$

Принимаем диаметр отводящей трубы $d = 1,25$ м. Напор в трубе

$$Z = 4 - 1,25/2 = 3,38 \text{ м.}$$

Гидравлический радиус отводящей трубы

$$R = 1,25/4 = 0,31 \text{ м,}$$

тогда по формуле (2.82) коэффициент расхода

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + 0,2 + 0,025 \cdot 30 / 0,31}} = 0,75.$$

По формуле (2.81) вычисляем площадь живого сечения отводящих труб

$$\omega = \frac{20}{0,75 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 3,38}} = 3,3 \text{ м}^2.$$

Принимаем три отводящие трубы. Площадь живого сечения одной трубы

$$\frac{\omega}{3} = \frac{3,3}{3} = 1,1 \text{ м}^2,$$

а диаметр

$$d = \sqrt{4 \cdot 1,1/3,14} = 1,25 \text{ м.}$$

Общая ширина отводящих труб должна быть не больше внутреннего диаметра башни. При толщине стенок труб 0,2 м общая ширина трех труб

$$1,25 \cdot 3 + 0,2 \cdot 6 = 4,95 \text{ м,}$$

что меньше диаметра башни, равного 5,1 м.

2.4. ОТКРЫТЫЕ И ЗАКРЫТЫЕ ВОДОПУСКИ

2.4.1. Открытые водоспуски

Открытые водоспуски устраиваются как в теле плотины, так и в берегах при плотинах небольшой высоты (до 6 м) и небольших паводковых расходах. Днище водоспуска — *флютбет* — устраивается ниже нормального подпорного уровня воды на 2—4 м, необходимый подпорный уровень воды поддерживается затворами. Благодаря такому расположению флютбета и наличию затворов водоспуски одновременно служат для сброса паводковых расходов и для выпуска воды из водохранилища полностью или до любого требуемого уровня.

Открытые водоспуски бывают деревянные, каменные, бетонные и железобетонные. Из дерева водоспуски устраиваются лишь в отдельных случаях, так как дерево, находясь под переменным действием воды, быстро загнивает, что приводит к частым ремонтам деревянных водоспусков или полной их замене.

Составными частями открытого водоспуска являются береговые устои, промежуточные опоры-быки и днище-флютбет (рис. 2.19).

Береговые устои различных конструкций представлены на рис. 2.20.

Быки со стороны верхнего бьефа могут иметь переднюю грань прямоугольную, полуциркулярную, заостренную и криволинейно за-

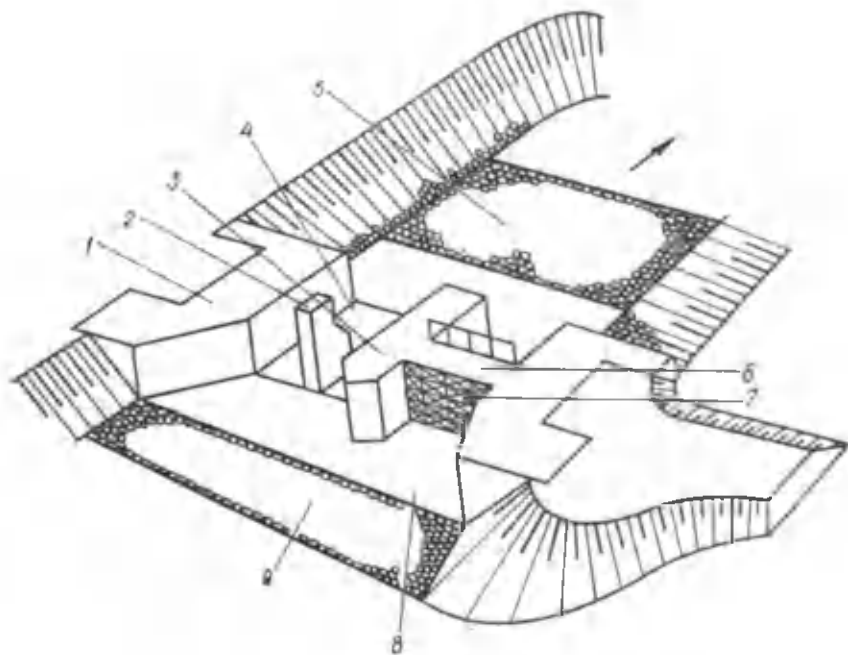


Рис. 2.19. Открытый водоспуск:

1 — береговой устой; 2 — контрфорс; 3 — бык; 4 — водобой; 5 — рисберма; 6 — мост; 7 — стойки и затворы; 8 — понур; 9 — предпонузная подушка

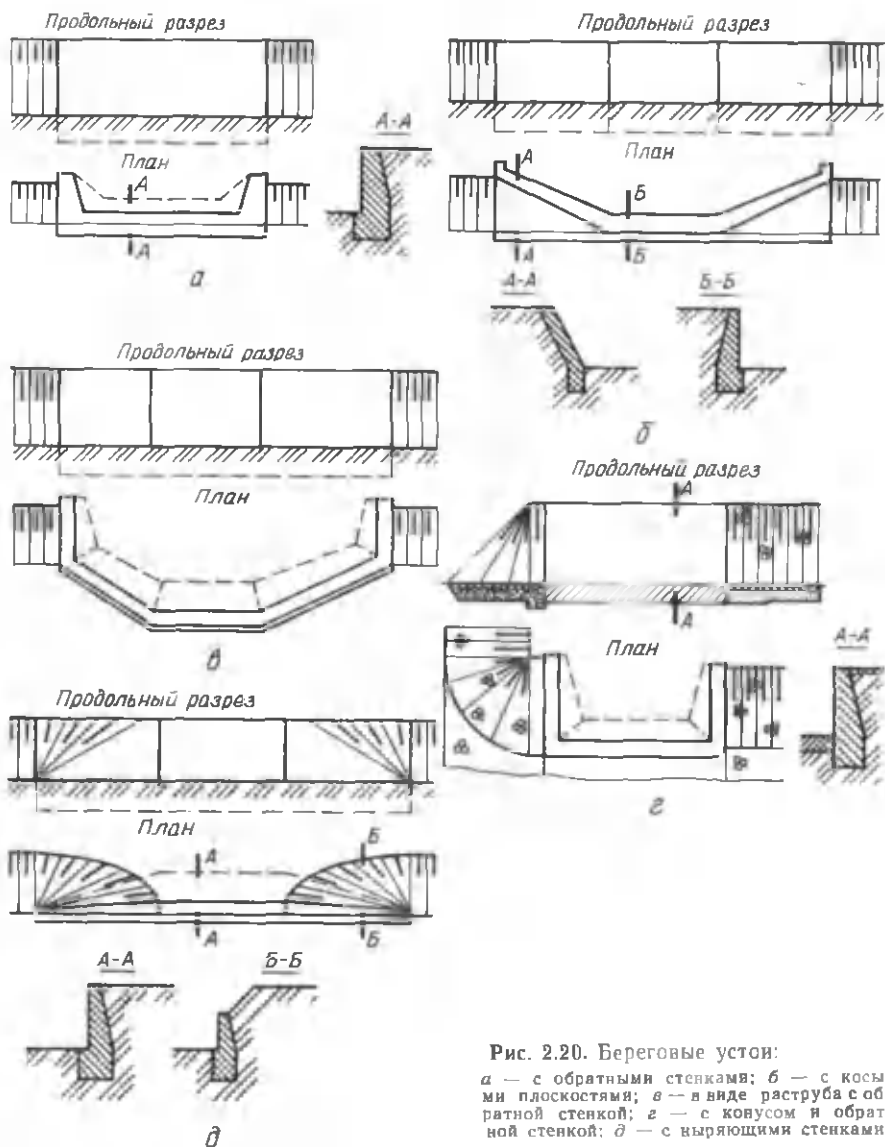


Рис. 220. Береговые устои:

а — с обратными стенками; б — с косыми плоскостями; в — в виде раструба с обратной стенкой; г — с конусом и обратной стенкой; д — с вырьющими стенками

остренную (рис. 221). Пролеты между опорами перекрываются деревянными или металлическими затворами. На водоспуске обычно устраивается служебный мостик для подъема и опускания затворов и проходит проезжая дорога.

Для уменьшения пролетов между быками и береговыми устоями устанавливаются промежуточные деревянные или металлические стойки. Стойки могут быть постоянными и съемными. Съемные стойки устраиваются в том случае, если предусматривается

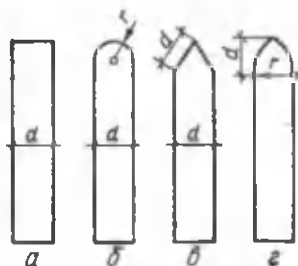


Рис. 2.21. Формы быков в плане:
 а — прямоугольная; б — полукруглая; в — заостренная; г — криволинейно заостренная

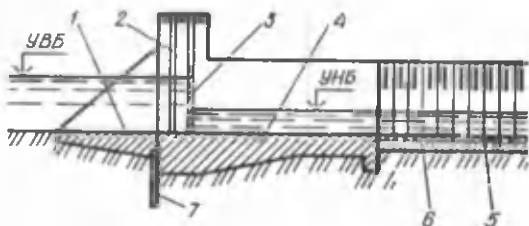


Рис. 2.22. Флютбет:

1 — пунур; 2 — паз для балочного ограждения; 3 — затвор; 4 — водобой; 5 — рисберма; 6 — обратный фильтр; 7 — королевый шпунт

пропуск льда через пролеты. Ширина одного пролета, если исходить из условия пропуска льда, должна быть не меньше 8 м.

Флютбет состоит из понура, водобоя и рисбермы (рис. 2.22). Понур и водобой — водонепроницаемые части флюتبета, рисберма — водопроницаемая. Понур служит для укрепления русла перед водоспуском; благодаря своей водонепроницаемости он удлиняет путь подземного потока под флютбетом, а также уменьшает фильтрационный расход и скорость фильтрации. Водобой принимает на себя удары падающей воды при переливе через балочное ограждение — шандоры, погашает энергию подземного фильтрационного потока.

Для увеличения длины пути фильтрации и для защиты флюتبета от разрушения при вымыве грунта забивают шпунты в начале понура (понурный шпунт) и в начале водобоя (королевый шпунт).

В зависимости от сопряжения шпунта с водобоем различают прислонный шпунт и шпунт в массиве водобоя с битумной шпонкой (рис. 2.23). Расстояние между понурным и королевым шпунтами принимается не менее двойной глубины забивки шпунта.

Рисберма представляет собой укрепленный участок за водобоем, предназначенный для того, чтобы избежать размыва грунта наземным потоком. Под креплением устраивается обратный фильтр, который предупреждает вымывание грунта из-под флюتبета фильтрационным подземным потоком.

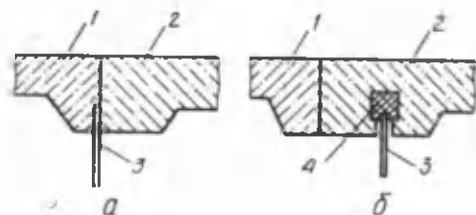


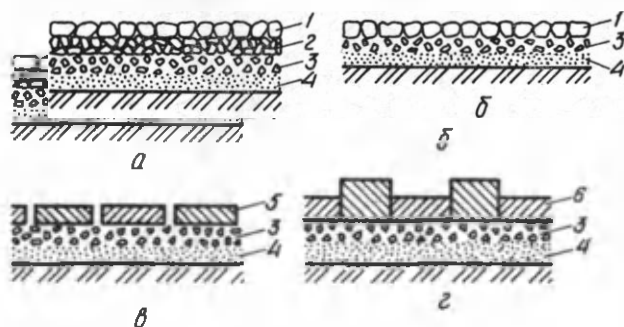
Рис. 2.23. Сопряжение шпунта с водобоем:

а — прислонный шпунт; б — шпунт в массиве водобоя; 1 — понур; 2 — водобой; 3 — шпунт; 4 — битумная шпонка

Тип крепления рисбермы выбирается в зависимости от наличия местных материалов и скорости течения воды. Крепление может быть выполнено в виде каменной наброски, каменной мостовой (при средних скоростях течения от 2 до 3,5 м/с), бетонных плит одинаковой и разной толщины (при средних скоростях течения от 4,5 до 5 м/с) и т. д. (рис. 2.24). Размеры бетонных плит рис-

Рис. 2.24. Типы крепления рисбермы:

a — каменной наброской; *б* — каменной мостовой; *а* — бетонными плитами одинаковой толщины; *б* — бетонными плитами разной толщины; *1* — каменная наброска; *2* — камень средней крупности; *3* — гравий или щебень; *4* — песок; *5* — бетонные плиты одинаковой толщины; *б* — бетонные плиты разной толщины



бермы от $1,5 \times 1,5$ до 5×5 м, толщина 0,3—1 м. При больших скоростях течения для гашения энергии потока устраиваются водобойные колодцы, стенки и пр.

Длина флютбета, а также необходимость в устройстве предпонуриной подушки и забивке шпунтов устанавливаются на основании фильтрационного расчета. Обычно предварительно задаются длинной отдельных частей: длина предпонуриной подушки — $(0,5 \dots 5)H$, понура — $(1 \dots 5)H$, водобоя — $(2 \dots 3)H$, рисбермы — $(5 \dots 10)H$, где H — напор на пороге водоспуска, м.

Толщина предпонуриной глинобетонной подушки 0,5—1 м, толщина глинобетонного понура — не менее 0,5 м. У стыка с водобоем толщина понура увеличивается. Сверху понура устраивается каменная мостовая или укладываются бетонные плиты. Толщина водобоя определяется фильтрационным расчетом, а предварительно принимается 0,4—1 м.

Ширина водоспуска определяется гидравлическим расчетом, который производится так же, как расчет неподтопленного или подтопленного водослива. Водоспуск рассчитывается как подтопленный водослив с широким порогом, если

$$h_{\text{п}} > \sigma_{\text{п}} H_0; \\ H_0 = H + v_0^2 / (2g), \quad (2.83)$$

где $h_{\text{п}}$ — превышение уровня воды нижнего бьефа над порогом водоспуска, м; $\sigma_{\text{п}}$ — коэффициент подтопления (критерий подтопления), принимаемый в пределах $0,75 \leq \sigma_{\text{п}} \leq (0,83 \dots 0,87)$; v_0 — скорость подхода воды перед водоспуском, м/с.

При неподтопленном водосливе ширина водоспуска определяется из формулы

$$Q = \epsilon m b \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (2.84)$$

где ϵ — коэффициент бокового сжатия; m — коэффициент расхода, принимаемый в зависимости от типа порога водоспуска.

Коэффициент бокового сжатия определяется по формуле Е. А. Замарина

$$\epsilon = 1 - a \frac{H}{H + b_1}, \quad (2.85)$$

где a — коэффициент, зависящий от формы передней грани быка:

Таблица 2.7. Коэффициенты m и φ

Тип порога	m	φ
Прямоугольный шероховатый	0,30	0,76—0,78
Прямоугольный гладкий	0,32	0,84
С закругленным входным ребром	0,35	0,93
Хорошо округленный входной	0,37	0,98
Донный слив (порог отсутствует)	0,38	0,99

для прямоугольной грани $a = 0,2$, для полуциркульной и заостренной $a = 0,11$, для криволинейно заостренной $a = 0,06$; b_1 — ширина одного пролета водоспуска, м.

Коэффициент $a = 0,2$ можно также принимать при пропуске воды только через один пролет для полуциркульного и заостренного быков и при работе крайних пролетов. Если в водоспуске быков нет, а поставлены только стойки, то $\varepsilon = 0,85 \dots 0,95$.

При подтопленном водосливе ширина водоспуска b определяется из формулы

$$Q = \varepsilon \varphi b h \sqrt{2g(H_0 - h_n)}, \quad (2.86)$$

где φ — коэффициент скорости для водослива с широким порогом.

Коэффициенты m и φ в зависимости от типа порога можно выбирать по табл. 2.7.

Если выпуск воды из-под затвора при неподтопленном истечении, то расход зависит от высоты поднятия затвора и определяется по формуле

$$Q = \varepsilon \varphi b h_3 \sqrt{2g(H_0 - ah_3)}, \quad (2.87)$$

где b — ширина отверстия водоспуска, через которое производится забор воды, м; h_3 — высота поднятия затвора над порогом водоспуска, м; a — коэффициент вертикального сжатия, зависящий от отношения h_3/H (по Н. Е. Жуковскому):

h_3/H	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
a	0,615	0,62	0,625	0,63	0,645	0,66	0,69

При выпуске воды из-под затвора и подтопленном истечении расход рекомендуется определять по формуле

$$Q = \varepsilon \alpha b (1 - k^2) h_3 \sqrt{2g(H_0 - ah_3)}, \quad (2.88)$$

где

$$k = (h_6 - ah_3)/H_0, \quad (2.89)$$

h_6 — бытовая глубина за затвором, м. Если $h_6 \leq ah_3$, то $k = 0$.

Определив ширину водоспуска из формулы (2.84) или (2.86), можно найти полную ширину водоспуска с учетом ширины опор (быков и промежуточных стоек):

$$B = b + \sum d, \quad (2.90)$$

где $\sum d$ — сумма ширин всех промежуточных опор, м. Ширина и

высота водопропускных отверстий назначаются в соответствии с требованиями СНиП II-50-74 (см. п. 2.1).

В начале выпуска воды из водохранилища заполнение нижнего бьефа водой может быть незначительным, а в некоторых случаях он может быть вообще не заполнен водой. Поэтому расчет сопряжения бьефов следует вести для случая истечения из-под затвора при его постепенном поднятии, так как при этом будет наибольшая опасность подмыва сооружения.

Необходимость водобойного колодца и его глубина устанавливаются методом последовательных приближений. С этой целью задаются различными величинами поднятия затвора ($h_a = 0,1H$; $0,2H$; $0,3H$ и т. д.) и определяют соответствующие им сжатые глубины

$$h_1 = \alpha h_a. \quad (2.91)$$

Так как в начальный период спуск воды осуществляется в незаполненный нижний бьеф, то истечение из-под затвора при его поднятии на $0,1H$ будет незатопленным и пропускаемый расход следует определять по формуле (2.87).

Вторая сопряженная глубина определяется по формуле

$$h_2 = 0,5h_1 \left[\sqrt{1 + \frac{8aq^2}{gh_1^3}} - 1 \right], \quad (2.92)$$

где $q = Q_1/b$ — удельный расход воды, m^3/c ; b — ширина открытых пролетов, м.

Сравнивая значения h_2 и h_6 , делается вывод о режиме сопряжения бьефов.

Если при Q_1 в соответствии с заданной зависимостью $Q = f(H)$ бытовая глубина $h_6 > \alpha h_a$, то истечение из-под затвора в конце первого периода становится затопленным и при следующем поднятии затвора на высоту $0,2H$ пропускаемый расход воды определяется по формуле (2.88). Далее, как и при предыдущей величине поднятия затвора, определяются сопряженные глубины и делается вывод о режиме сопряжения бьефов при этом поднятии затвора. Аналогично расчет выполняется и при всех других величинах поднятия затвора. При этом расчет удобно вести в табличной форме (табл. 2.8).

Глубина водобойного колодца d определяется для случая, когда разность $h_2 - h_6$ наибольшая. При этом должно быть обеспечено условие $h_{кол} > h_2$ или $h_{кол} = \sigma h_2$.

Т а б л и ц а 2.8. Определение режима сопряжения бьефов

h_a	$\frac{h_a}{H}$	α	αh_a	Q	$q = \frac{Q}{b}$	h_2	h_6	$h_2 - h_6$	Режим сопряжения
0,1		0,615							
0,2		0,620							
0,3		0,625							
0,4		0,630							

где $h_{\text{кол}}$ — глубина воды в колодце, м; $\sigma = 1,05 \dots 1,1$ — коэффициент запаса. Тогда глубина водобойного колодца

$$d = \sigma h_2 - (h_6 + \Delta Z). \quad (2.93)$$

Перепад ΔZ определяется, как за затопленным водосливом с широким порогом по формуле

$$\Delta Z = \frac{q^2}{2g\sigma^2 h_6^2} - \frac{\sigma q^2}{2gh_{\text{кол}}}. \quad (2.94)$$

Расчет ведется методом последовательных приближений. После первого определения глубины колодца d_1 по формуле (2.93) подбором определяется новое значение сжатой глубины из формулы

$$q = \varphi h_1 \sqrt{2g(H_0 + d_1 - h_1)}. \quad (2.95)$$

Затем по формуле (2.92) определяется вторая сопряженная глубина и по формуле (2.93) — новое значение глубины водобойного колодца. Расчет обычно завершается на третьем приближении, если оно оказывается близким ко второму.

Длина водобойного колодца принимается равной длине гидравлического прыжка, определяемой по формуле (2.27). Если на входе в водобойный колодец имеется вертикальная стенка падения, то в длину водобойного колодца включается и дальность полета струи, определяемая по формуле (2.26).

Длина рисбермы

$$l_p = (4 \dots 10)Z - l_{\text{кол}}, \quad (2.96)$$

где Z — максимальный напор на сооружении, м.

Длина подземного контура флюتبета должна быть такова, чтобы не могло быть выноса частиц грунта из-под него фильтрационным потоком.

Длина подземного контура и толщина флюتبета определяются фильтрационным расчетом. Для предварительных расчетов и при расчете малоответственных небольших сооружений можно использовать так называемый метод линейно-контурной фильтрации. Имея напор Z , задаются длиной горизонтальных частей флюتبета, количеством рядов шпунтов и глубиной их забивки (рис. 2.25, а). Развернутую длину подземного контура флюتبета определяют, суммируя длины горизонтальных частей флюتبета и длину шпунтов и считая при этом, что фильтрационный поток будет обходить шпунты с двух сторон.

Длина развернутого подземного контура флюتبета

$$L = \sum l_v + \sum l_h, \quad (2.97)$$

где $\sum l_v$, $\sum l_h$ — суммы длин вертикальных и горизонтальных частей флюتبета, м. Длина развернутого подземного контура флюتبета должна удовлетворять условию

$$L \geq cZ, \quad (2.98)$$

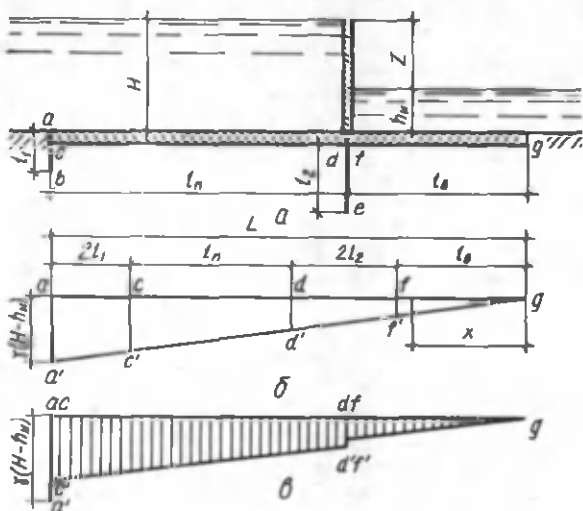


Рис. 2.25. К фильтрационному расчету флюتبета:
 а — схема флюتبета; б — эпюра фильтрационного давления на флютбет; а — эпюра давления на горизонтальном участке флюتبета

где c — уклонный коэффициент, принимаемый в зависимости от рода грунта (табл. 2.9).

Затем строится эпюра фильтрационного давления на флютбет (рис. 2.25, б). Для этого по горизонтальной линии последовательно откладываются длины горизонтальных и вертикальных частей флюتبета и получается развернутая длина L подземного контура флюتبета. Из верхней точки a откладывается вниз ордината aa' , которая равна произведению разности уровней воды верхнего и нижнего бьефов и удельного веса воды. Точка a' соединяется с нижней точкой g и получается эпюра фильтрационного давления на флютбет. Далее строится совмещенная эпюра фильтрационного давления (рис. 2.25, в).

Площадь эпюры давлений будет представлять вертикальную

Таблица 2.9. Уклонный коэффициент c

Грунты	c для флютбетов	
	не защищенных обратными фильтрами	защищенных обратными фильтрами
Илистые	12	8
Мелкие пески	10	6
Средние и крупные пески	8	4—5
Гравелистые	7	3,5—4
Галечниковые	6	3
Торф неразложившийся	7	5
Торф разложившийся	12	8
Лесс	7—8	3,5—4
Суглинистые	6—7	3—3,5

силу, стремящуюся поднять флютбет вверх. Поэтому он должен иметь такой вес, чтобы давление снизу не могло его поднять. Толщины предпонурной подушки и понура принимаются, как было указано выше, конструктивно.

Фильтрационное давление в какой-либо точке водобоя

$$P_x = \gamma Z x / L, \quad (2.99)$$

где γ — удельный вес воды, кН/м^3 ; Z — заданный напор, м; x — расстояние от концевой точки флютбета, в которой давление равно нулю, до рассматриваемой точки водобоя, м. Толщина водобоя в какой-либо точке

$$t_x = \eta \frac{P_x}{\gamma_m - \gamma}, \quad (2.100)$$

где $\eta = 1 \dots 1,3$ — коэффициент запаса; γ_m — удельный вес материала водобоя, кН/м^3 .

Более точный метод фильтрационного расчета флютбета на не- скальном основании изложен в четвертой главе.

2.4.2. Трубчатые водоспуски

Трубчатые водоспуски предназначены для пропуска небольших расходов. Устраиваются они из отдельных сварных или чугунных раструбных и железобетонных труб. Трубы водоспуска работают как напорные. Входная часть трубы водоспуска делается уширенной и перекрывается металлической решеткой. Во входной или в выходной части устанавливается задвижка. Выходная часть водоспуска заканчивается в отводящем канале, где строится водобойный колодец или другие устройства для гашения энергии воды, выходящей из труб.

В зависимости от пропускаемого расхода могут быть уложены одна или несколько труб. Если укладывается несколько труб, расстояние между ними принимается не меньше диаметра трубы.

Трубы водоспуска располагаются непосредственно в основании плотины (рис. 2.26). Чтобы обеспечить прочность труб при осадке плотины и избежать фильтрации вдоль труб, устанавливаются железобетонные диафрагмы в местах стыков отдельных звеньев труб. Кроме того, вокруг труб укладывается слой глины или глинобетона.

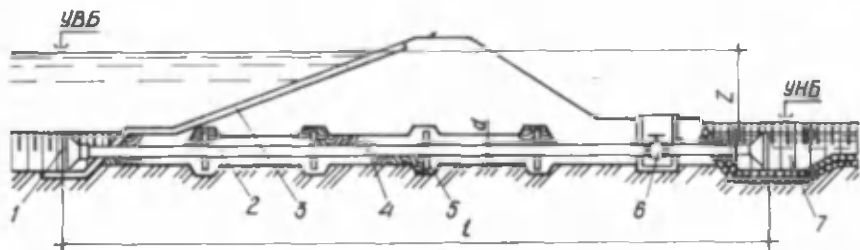


Рис. 2.26. Трубчатый водоспуск:

1 — металлическая решетка; 2 — стальная или чугунная труба; 3 — крепление верхового откоса; 4 — слой глины; 5 — диафрагма; 6 — задвижка; 7 — водобойный колодец

Для устранения влияния осадки земляной плотины на трубы, улучшения условий эксплуатации и надзора трубы водоспуска можно располагать в бетонной или железобетонной штольне.

Диаметр трубы водоспуска при неподтопленном выходном отверстии определяется из формулы

$$Q = \mu \frac{\pi d^2}{4} \sqrt{2gH}, \quad (2.101)$$

а при подтопленном выходном отверстии — из формулы

$$Q = \mu \frac{\pi d^2}{4} \sqrt{2gZ}, \quad (2.102)$$

где μ — коэффициент расхода; H — напор, равный расстоянию от уровня воды в верхнем бьефе до оси трубы, м; Z — напор, равный разности отметок уровней воды верхнего и нижнего бьефов, м.

Максимальный расчетный расход водоспуска Q определяется с учетом его работы в период строительства и эксплуатации и соответственно этому размеры поперечного сечения трубы водоспуска должны быть достаточными для пропуска максимальных строительных и эксплуатационных расходов.

Коэффициент расхода можно определять по формуле (2.82), только вместо коэффициента сопротивления при входе $\xi_{вх}$ необходимо подставить $\Sigma \xi$ — сумму коэффициентов всех местных сопротивлений:

$$\Sigma \xi = \xi_{вх} + \xi_{реш} + \xi_з + \xi_{вых}, \quad (2.103)$$

где $\xi_{реш}$ — коэффициент сопротивления решетки при входе; $\xi_з$ — коэффициент сопротивления затвора (при плоском затворе $\xi_з = 0,2$, а при дисковом — $0,1$); $\xi_{вых} = 1$ — коэффициент сопротивления при выходе из подтопленного выходного отверстия.

Коэффициент сопротивления решетки при входе

$$\xi_{реш} = 1,5(\omega/\omega_1)^2 = 1,5(d/d_1)^4, \quad (2.104)$$

где ω — площадь поперечного сечения трубы водоспуска, м²; ω_1 — площадь поперечного сечения входного отверстия, м²; d — диаметр трубы, м; d_1 — диаметр входного отверстия, м.

Имея заданный расчетный расход Q , напор H или Z и длину l , определяют диаметр трубы d . Его можно определять путем построения кривой $Q = f(d)$. Задаваясь различными значениями диаметра, по формуле (2.101) или (2.102) определяют соответствующие расходы. Затем строят кривую $Q = f(d)$, по которой графически определяют диаметр трубы для заданного расхода (рис. 2.27).

Можно предварительно задать диаметр трубы и определить площадь живого се-

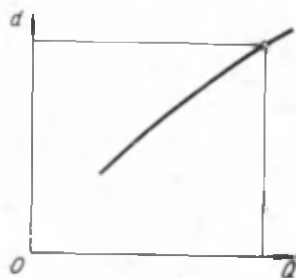


Рис. 2.27. График для определения диаметра трубы водоспуска по заданному расходу

чения из формулы (2.101) или (2.107). Имея площадь живого сечения и задаваясь количеством труб, вычисляют площадь живого сечения одной трубы, а по ней — диаметр трубы, который примерно должен быть равен диаметру, принятому предварительно.

Пример 2.8. Определить диаметр и количество труб стального трубчатого водоспуска. Расчетный расход $Q = 1,2 \text{ м}^3/\text{с}$. Выходное отверстие труб подтопленное. Разность отметок уровней воды верхнего и нижнего бьефов $Z = 7 \text{ м}$. Длина водоспуска $l = 50 \text{ м}$, коэффициент сопротивления при входе $\xi_{\text{вх}} = 0,2$, диаметр трубы $d = 0,4 \text{ м}$, диаметр входного отверстия $d_1 = 0,6 \text{ м}$.

Порядок расчета. Определяем коэффициент сопротивления решетки при входе по формуле (2.104)

$$\xi_{\text{реш}} = 1,5(0,4/0,6)^4 = 0,3.$$

Сумму коэффициентов всех местных сопротивлений находим из формулы (2.103)

$$\sum \xi = 0,2 + 0,3 + 0,2 + 1 = 1,7.$$

Гидравлический радиус

$$R = 0,126/1,26 = 0,1 \text{ м}.$$

Коэффициент расхода по формуле (2.82)

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1,7 + 0,025 \cdot 50/(4 \cdot 0,1)}} = 0,46.$$

Живое сечение труб водоспуска по формуле (2.81)

$$\omega = \frac{1,2}{0,46 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 7}} = 0,25 \text{ м}^2.$$

Принимаем водоспуск из двух труб, тогда площадь живого сечения одной трубы

$$\omega/2 = 0,25/2 = 0,125 \text{ м}^2,$$

а диаметр

$$d = \sqrt{4 \cdot 0,125/3,14} = 0,4 \text{ м}.$$

Глава третья

ГРАВИТАЦИОННЫЕ ПЛОТИНЫ НА СКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

3.1. КОНСТРУКЦИИ ПЛОТИН

Гравитационными называются плотины, устойчивость которых против сдвига обеспечивается их собственным весом. По своему назначению они могут быть глухими и водосливыми. Однако в соответствии с требованиями нормативов для глухих участков напорного фронта бетонные и железобетонные плотины можно применять только при соответствующем обосновании.

3.1.1. Поперечные профили

Поперечные профили глухих и водосливных плотин на скальном основании проектируются, исходя из теоретического треугольного профиля, с вершиной на отметке нормального подпорного уровня верхнего бьефа (рис. 3.1, а). Напорная грань обычно вертикальная. Заложение низовой грани построенных плотин $m_2 = 0,65 \dots 0,85$,

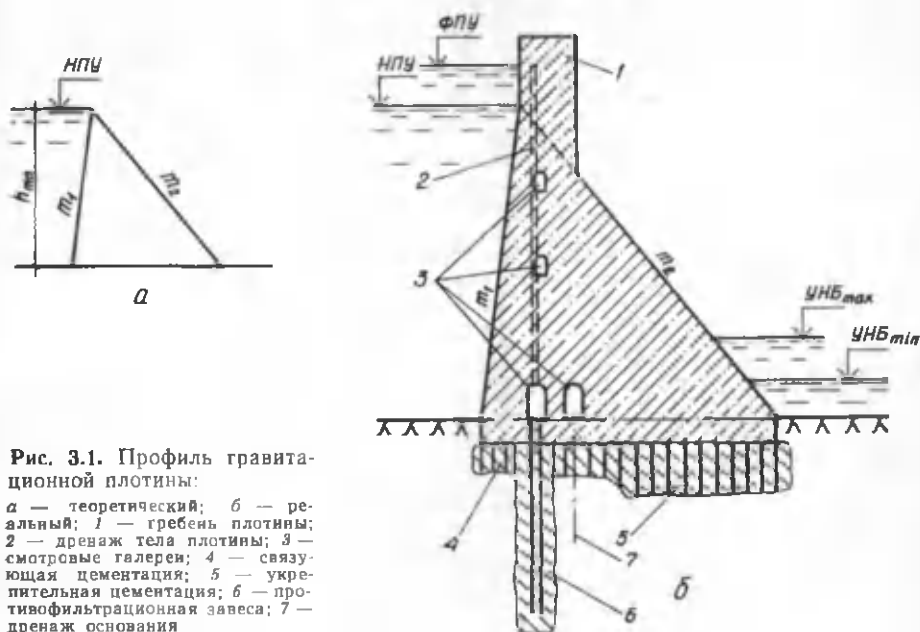


Рис. 3.1. Профиль гравитационной плотины:

a — теоретический; *б* — реальный; 1 — гребень плотины; 2 — дренаж тела плотины; 3 — смотровые галереи; 4 — связующая цементация; 5 — укрепительная цементация; 6 — противодиффузионная завеса; 7 — дренаж основания

причем его значения свыше 0,7 обычно соответствуют случаям возможного сейсмического воздействия.

Реальные профили плотин могут существенно отличаться от теоретического наличием гребня, водосливной поверхности, галерей и других конструктивных элементов (рис. 3.1, б).

Некоторый наклон верхней грани плотины повышает ее устойчивость и поэтому заложение верхней грани иногда принимают $m_1 = 0,05 \dots 0,1$, а в случае облегченных конструкций гравитационных плотин даже несколько больше.

3.1.2. Гребни плотин

Возможная конструкция гребня глухой гравитационной плотины показана на рис. 3.2.

Превышение гребня плотины над расчетным уровнем воды в верхнем бьефе определяется так же, как и в случае плотины из грунтовых материалов, — по формуле (1.4), но вместо высоты наката волны вводится максимальное превышение вершины волны расчетной обеспеченности над расчетным статическим уровнем воды, определяемое по формуле

$$\eta_0 = h_1 \% - kh_1^2 \% / 2, \quad (3.1)$$

где $h_1\%$ — высота волны обеспеченностью 1 %, м; k — волновое число, определяемое при средней длине волны λ по формуле

$$k = 2\pi / \lambda. \quad (3.2)$$

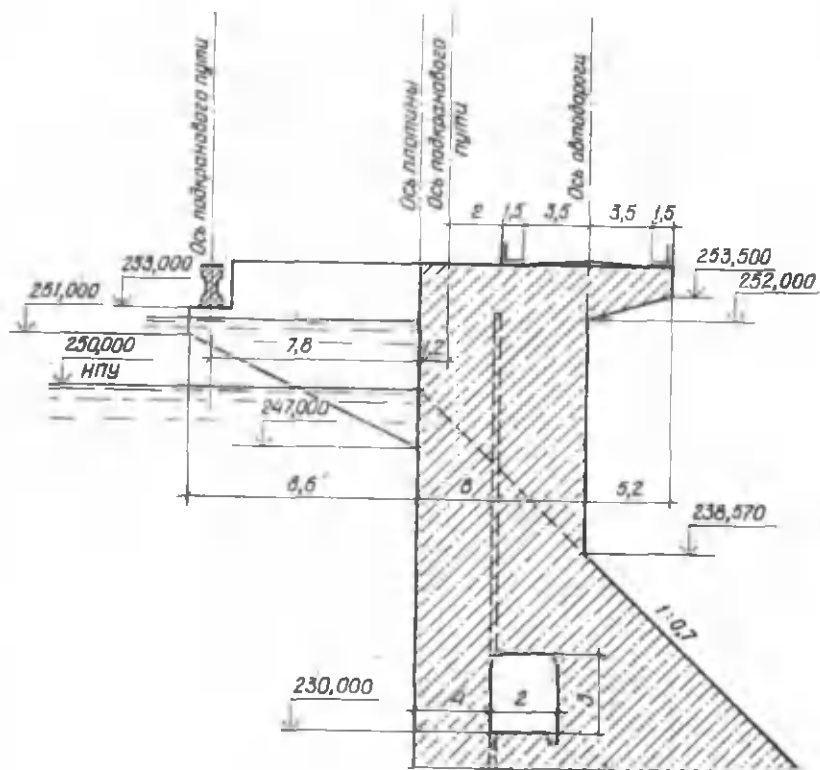


Рис. 3.2. Пример конструкции гребня плотины

При этом запас по высоте плотины a (с учетом парапета) принимается: для плотин I класса — 0,8 м; II класса — 0,6 м; III и IV классов — 0,4 м.

В сейсмических районах возвышение гребня плотины над НПУ проверяется с учетом возможности возникновения при сейсме гравитационных волн, высота которых при отношении длины водохранилища к его глубине более трех определяется по формуле

$$h_c = 0,5k_c T_1 \sqrt{gh_1}, \quad (3.3)$$

где $T_1 = 1$ с — преобладающий период сейсмических колебаний ложа водохранилища; h_1 — глубина воды в верхнем бьефе при НПУ, м; k_c — коэффициент сейсмичности: для землетрясений в 7 баллов $k_c = 0,025$, в 8 баллов — 0,05, в 9 баллов — 0,1.

Максимальное превышение гребня сейсмических волн над НПУ определяется по формуле (3.1) при высоте волны, найденной по формуле (3.3), и $\lambda_c = (10...15)h_c$.

В том случае, если к глухой гравитационной плотине примыкает плотина из грунтовых материалов и по плотине проходят железные или автомобильные дороги, отметка гребня бетонной гравитацион-

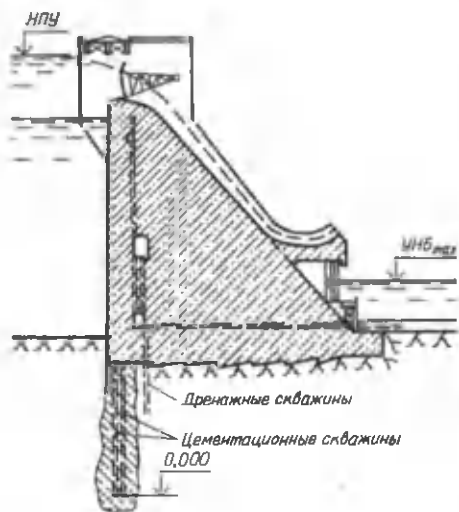


Рис. 3.3. Водосливная плотина с носком-трамплином

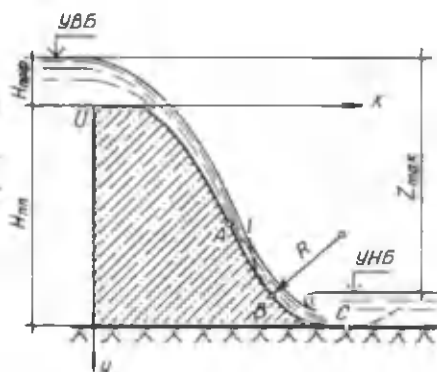


Рис. 3.4. К построению водосливной поверхности плотины безвакуумного профиля

ной плотины принимается такой же, как и для гребня плотины из грунтовых материалов.

Ширина гребня плотины определяется классом автомобильной дороги и расположением подкрановых путей. При отсутствии автомобильной дороги и подкрановых путей ширина гребня уменьшается, но она не должна быть меньше 2 м.

3.1.3. Водосливы и водобои

Гребень водослива плотин может быть расположен на отметке нормального подпорного уровня воды. В этом случае при повышении уровня воды над НПУ вода переливается через гребень водослива и сбрасывается в нижний бьеф. Если гребень водослива плотины расположен ниже НПУ, необходимый напор поддерживается затворами, устанавливаемыми на гребне. Такие плотины называются водосливыми плотинами с затворами (рис. 3.3).

Оголовок водослива плотин обычно устраивается безвакуумным и очерчивается по координатам Кригера—Офицерова.

Для построения плотины безвакуумного профиля вначале устанавливается значение профилирующего напора $H_{\text{прф}}$, равное значению нормального или максимального напора на гребне водосливной плотины H_0 . Затем строится профиль плотины. Значения координат x и y по Кригеру—Офицерову принимаются по табл. 3.1 для профилирующего напора $H_{\text{прф}} = 1$ м. Для других его значений координаты x и y следует умножить на фактическое значение $H_{\text{прф}}$. Начало координат (точка O на рис. 3.4) принимается так, чтобы ось ординат совпадала с верховой гранью, а ось абсцисс проходила через наивысшую точку гребня плотины.

Таблица 3.1. Координаты x и y для построения водосливной плотины безвакуумного профиля $H_{\text{прф}} = 1$ м

№ точки	x	y	№ точки	x	y
1	0,0	0,126	21	2,0	1,235
2	0,1	0,036	22	2,1	1,369
3	0,2	0,007	23	2,2	1,508
4	0,3	0,000	24	2,3	1,653
5	0,4	0,006	25	2,4	1,894
6	0,5	0,027	26	2,5	1,960
7	0,6	0,060	27	2,6	2,122
8	0,7	0,100	28	2,7	2,289
9	0,8	0,146	29	2,8	2,462
10	0,9	0,198	30	2,9	2,640
11	1,0	0,256	31	3,0	2,824
12	1,1	0,321	32	3,1	3,013
13	1,2	0,394	33	3,2	3,207
14	1,3	0,475	34	3,3	3,405
15	1,4	0,564	35	3,4	3,609
16	1,5	0,661	36	3,5	3,818
17	1,6	0,764	37	3,6	4,031
18	1,7	0,873	38	3,7	4,249
19	1,8	0,987	39	3,8	4,471
20	1,9	1,108	40	3,9	4,698

Криволинейная поверхность оголовка в своей нижней части должна заложаться прямолинейной водосливной грани, имеющей заданное заложение m_2 (точка A на рис. 3.4). Для сопряжения плиты с нижним бьефом проводится кривая радиусом R так, чтобы она касалась водосливной грани (точка B) и основания или водобойной плиты (точка C).

Значения сопрягающих радиусов R принимаются в зависимости от высоты плотины $H_{\text{пл}}$ и профилирующего напора $H_{\text{прф}}$ по табл. 3.2.

Если на гребне плотины предусмотрены затворы (основные и ремонтные), то на нем иногда делается прямолинейная вставка AB (рис. 3.5) такой длины, чтобы можно было удобно разместить затворы, учитывая их конструкцию. В этом случае профиль строится до наивысшей точки на гребне плотины по табл. 3.2. Затем откладывается по горизонтали длина вставки AB и продолжается

Таблица 3.2. Сопрягающие радиусы R

$H_{\text{пл}}$, м	Значения R , м, при $H_{\text{прф}}$, м								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	3	4,2	5,4	6,5	7,5	8,5	9,6	10,6	11,6
20	4	6	7,8	8,9	10	11	12,2	13,3	14,3
30	4,5	7,5	9,7	11	12,4	13,5	14,7	15,8	16,8
40	4,7	8,4	11	13	14,5	15,8	17	18	19
50	4,8	8,8	12,2	14,5	16,5	18	19,2	20,3	21,3
60	4,9	8,9	13	15,5	18	20	21,2	22,2	23,2

построение профиля от точки *B*, которая принимается за начало координат (точки *A* и *B* находятся на одном уровне).

На высоких водосливных плотинах сопряжение бьефов при хороших скальных основаниях осуществляется по типу отброшенной струи. В этом случае в нижней части водосливной грани устраивается носок-трамплин, которым струя отбрасывается от плотины на безопасное расстояние (см. рис. 3.3). Носок-трамплин должен возвышаться над максимальным уровнем воды в нижнем бьефе не менее чем на 1 м.

Радиус носка-трамплина $(6...10)h$, где h — толщина струи в сжатом сечении на носке. Приблизительно значение h определяется подбором по формуле

$$q = \varphi h \sqrt{2g(Z_1 - h \cos \alpha)}, \quad (3.4)$$

где q — удельный расход на водосливе, определяемый по формуле (3.15); Z_1 — превышение расчетного уровня верхнего бьефа над носком-трамплином; $\alpha = 30...35^\circ$ — угол наклона носка-трамплина к горизонту; φ — коэффициент скорости, который может быть найден приближенно по формуле

$$\varphi = 1 - 0,0155(Z_1 - H)/H, \quad (3.5)$$

где H — напор на гребне водослива, определяемый по формуле (3.12).

При донном режиме сопряжения в нижнем бьефе необходимо устройство водобоя. Водобойная плита отделяется от плотины швом, дренируется рядом разгрузочных отверстий и прикрепляется к скале анкерами, что позволяет делать ее небольшой толщины. В концевой части крепления устраивается зуб, врезающийся в скалу и предохраняющий крепление от подмыва (рис. 3.6).

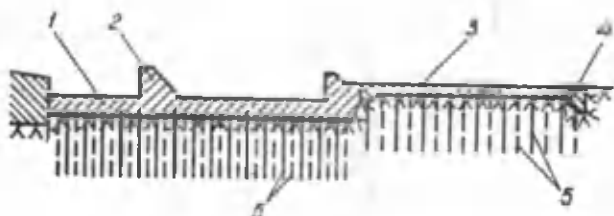


Рис. 3.6. Пример крепления нижнего бьефа:

1 — водобой; 2 — водобойная стенка; 3 — рибсберма; 4 — зуб; 5 — анкеры, расположенные в шахматном порядке

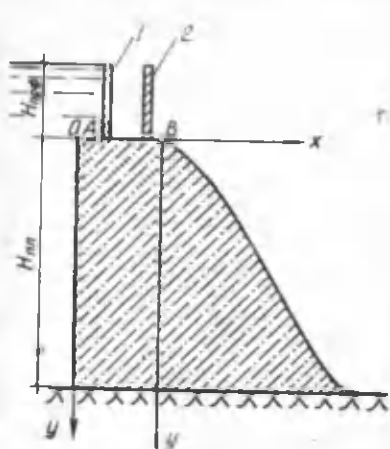


Рис. 3.5. Водосливная поверхность плотины безвакуумного профиля с прямолинейной вставкой на гребне:

1 — ремонтный затвор; 2 — рабочий затвор

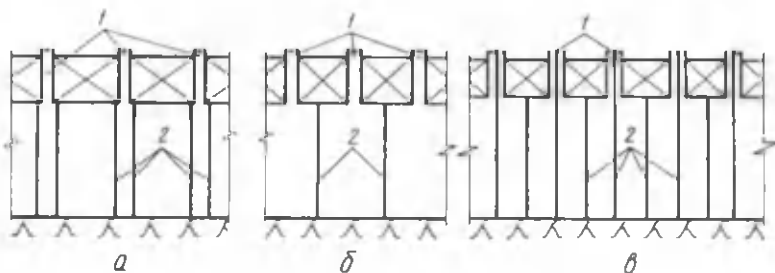


Рис. 3.7. Схемы разрезки водосливных плотин конструктивными швами:

1 — быки; 2 — конструктивные швы

3.1.4. Быки плотин

Быки плотин должны обеспечивать плавный вход воды в водосливные пролеты с минимальным сжатием и поэтому их входным оголовкам придаются обтекаемые в плане формы: полуциркулярная или криволинейная заостренная (см. рис. 2.21, б, в). Быки могут быть неразрезные и разрезные. Неразрезные быки плотин на скальном основании могут отрезаться конструктивными швами от тела плотин (рис. 3.7, а) или составлять единое целое с ним (рис. 3.7, б). Разрезные быки имеют конструктивный шов по своей оси (рис. 3.7, в). Размеры быков определяются размерами водосливных отверстий, типом и конструкцией мостов и затворов. Пазы в быках в случае плоских затворов устраиваются в общем случае так, как показано на рис. 3.8. Их размеры приблизительно могут быть приняты следующими: $a \approx c \approx 0,5$ м; $n = m/2 \approx 0,7 \dots 2$ м; $m = \left(\frac{1}{7} \dots \frac{1}{10} \right) b_{\text{пр}} \approx 1,4$ м,

где $b_{\text{пр}}$ — ширина пролета в свету.

Толщина быка в суженной части $d_0 \geq 1 \dots 1,5$ м, а в широкой — $d_0 = d_0 + 2n \approx 2 \dots 6$ м.

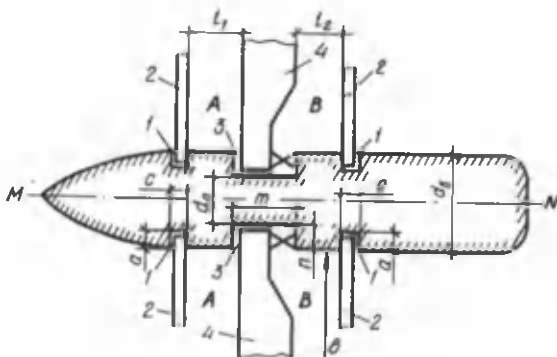


Рис. 3.8. Схема быка в плане:

1 — паз для ремонтного и аварийного затвора; 2 — ремонтный затвор; 3 — паз для рабочего затвора; 4 —

В соответствии с рекомендациями А. Р. Березинского следует принимать следующие толщины быков в зависимости от $b_{пр}$:

$b_{пр}, м$ $b_б$	10 (0,2...0,25) $b_{пр}$	20 (0,12...0,16) $b_{пр}$	30 (0,1...0,13) $b_{пр}$
----------------------	-----------------------------	------------------------------	-----------------------------

Здесь нижний предел относится к напорам на водосливе H меньше 3 м. Толщина двоянных быков увеличивается примерно на 30—40 %.

Размеры l_1 и l_2 должны обеспечивать достаточно удобную работу по ремонту рабочего затвора в пространствах A и B . Обычно эти размеры не менее 1 м.

Сегментные рабочие затворы не требуют устройства пазов в быках, и их толщина иногда может достигать 2 м. Пазы рабочих затворов располагаются по линии гребня водослива или вблизи нее, что обеспечивает минимальную высоту затвора.

3.1.5. Сопряжение с основанием

При строительстве плотины слой нескального грунта, покрывающий скалу, или разрушенная скала в основании плотины снимаются. При высоких плотинах рекомендуется дополнительный съем скалы на 0,5—1 м, в зависимости от состояния скального основания, но во всех случаях основание должно соответствовать либо уровню здоровой скалы, либо отметке, ниже которой скала может быть приведена в монолитное состояние путем сплошной цементации (см. рис. 3.1, б). К берегам плотины должна примыкать по нормали к горизонталям поверхности породы основания. При крутых берегах выше гребня плотины проверяется их устойчивость и при необходимости береговые склоны укрепляются или делаются более пологими.

Подошва плотины с берегами сопрягается уступами (рис. 3.9). Сопряжение бетонной гравитационной плотины с земляной, каменно-набросной и каменно-земляной осуществляется устройством бетонного сопрягающего устоя, размеры которого увязываются с профилем плотины из грунтовых материалов.

Для придания основанию плотины требуемой прочности и монолитности выполняются связующая и укрепительная цементации. Цементный раствор нагнетается через скважины, размещаемые в основании, и металлические трубы. Цементацию выполняют под давлением, поэтому для создания пригрузки против выпора пород основания цементный раствор нагнетается через первый слой бетона фундаментной части плотины толщиной 3—5 м. Цементационные скважины имеют диаметр 45—76 мм и размещаются в плане в шахматном порядке

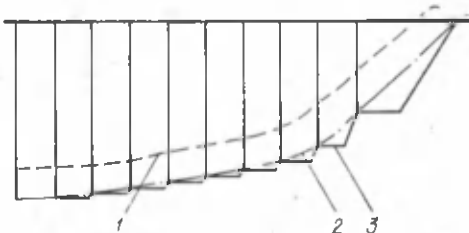


Рис. 3.9. Схема врезки плотины в основание:

1 — поверхность земли; 2 — кровля здоровой скалы; 3 — линия врезки плотины в основание

или по квадратной сетке с расстоянием между скважинами 2—4 м. Глубина скважины связующей цементации, выполняемой вблизи напорной грани плотины, принимается 3—5 м, а укрепительной цементации — 8—12 м.

3.1.6. Противофильтрационные устройства

Для уменьшения фильтрационного давления на подошву плотины и исключения опасности выщелачивания бетона при коэффициенте фильтрации основания $k_f \geq 0,1$ м/сут в составе подземного контура предусматриваются противофильтрационная завеса и дренаж (см. рис. 3.1, б). Их устройство позволяет также уменьшить потерю воды из водохранилища на фильтрацию, предотвратить или резко уменьшить механическую и химическую суффозию грунтов основания.

Противофильтрационные завесы выполняются нагнетанием в буровые скважины цементного раствора с пластифицирующими добавками, цементно-глинистого раствора или битума. Битумные завесы выполняются преимущественно в тех случаях, когда цементная завеса подвергается разрушению агрессивными водами.

В некоторых случаях целесообразно комбинированное применение различных материалов, например горячая битумизация крупных трещин с последующей цементацией более тонких трещин при скоростях фильтрации более 600 м/сут или в условиях карста и крупных каверн.

В плотинах с напором до 30 м для создания противофильтрационных завес может применяться любой из указанных материалов. Для более высоких плотин применяются в основном цементационные противофильтрационные завесы, а в случае противопоказаний для их применения рекомендуется устройство завес с применением вибродомола цемента, введением пластификаторов, использованием сульфатостойких, глиноземистых, белитовых и других цементов.

Глубина противофильтрационных завес назначается в зависимости от фильтрационных свойств пород основания и требований по снижению противодавления на подошву плотины. Обычно глубина противофильтрационных завес составляет 0,5—1 нормального расчетного напора на плотине. При наличии карстовых явлений глубина завес может быть значительно больше. Однако во всех случаях противофильтрационная завеса должна несколько врезаться в водоупорные породы или достигать пород, характеризующихся удельным водопоглощением 0,01—0,05 л/мин.

Удельным водопоглощением скважин называется водопоглощение, отнесенное к 1 м напора и 1 м глубины скважины. Удельное водопоглощение скважины можно определить по формуле

$$q = Q_i / (H_c m), \quad (3.6)$$

где Q — полное водопоглощение скважины при испытании под напором, л/мин; H_c — напор, при котором производилось испытание скважины, м; m — мощность опробуемого интервала, т. е. глубина скважины в пределах испытания нагнетанием, м.

Таблица 3.3. Допустимые градиенты напора на противofильтрационных завесах

$H_{\text{дл}}, \text{ м}$	$q, \text{ л/мин}$, не более	$k_{\text{ф}} \cdot 10^{-4}, \text{ см/с}$, не более	$I_{\text{доп}}$
>100	0,01	0,1	30
60—100	0,03	0,6	20
<60	0,05	1	15

В зоне противofильтрационной завесы должны быть выдержаны следующие соотношения между водопроницаемостью основания Q и напором на плотину Z :

$$\begin{array}{l} Z, \text{ м} < 25 & 25..75 & \geq 75 \\ Q, \text{ л/мин} < 0,05 & < 0,03 & < 0,01 \end{array}$$

Толщина противofильтрационной цементационной завесы определяется на основании фильтрационных расчетов из условия

$$I_{\text{max}} = \Delta Z / l_3 \leq I_{\text{доп}} \quad (3.7)$$

где I_{max} — максимальный градиент напора в теле завесы; $I_{\text{доп}}$ — допустимый градиент напора в теле завесы; Z — действующий напор, м; l_3 — толщина завесы, м; Δ — приведенный напор.

Допустимые градиенты напора на противofильтрационной завесе следует принимать в соответствии с табл. 3.3.

Приближенные значения приведенного напора Δ для завес, не достигающих водоупора и с вертикальным дренажем за ними, определяются соотношением между шириной плотины по основанию b и глубиной завесы S :

$$\begin{array}{l} b/S < 1 & 1..2 & > 2 \\ \Delta & 0,75..0,85 & 0,7..0,75 & 0,65..0,7 \end{array}$$

При отсутствии дренажа основания указанные значения Δ снижаются на 20—25 %.

Для завес, достигающих водоупора, напор Δ определяется методом ЭГДА с учетом водопроницаемости завесы.

Расстояние от напорной грани плотины до оси цементационной завесы должно быть $(0,1..0,25)b$, где b — ширина подошвы плотины, м.

При создании противofильтрационных завес уплотняющий раствор нагнетается в скважины диаметром 45—76 мм, которые создаются в 2—3 ряда бурением, из специальной цементационной галереи через слой бетона фундаментной части плотины. Расстояние между рядами скважин зависит от степени трещиноватости пород основания и обычно составляет 1,5—4 м. Примерно таким же принимается и расстояние между скважинами в ряду, но не менее 2 м.

Для снятия или резкого уменьшения фильтрационного противодавления на подошву плотины и отвода профильтровавшейся воды с низовой стороны противofильтрационной завесы обычно устраивается дренаж основания. Он состоит из 1—2 рядов скважин,

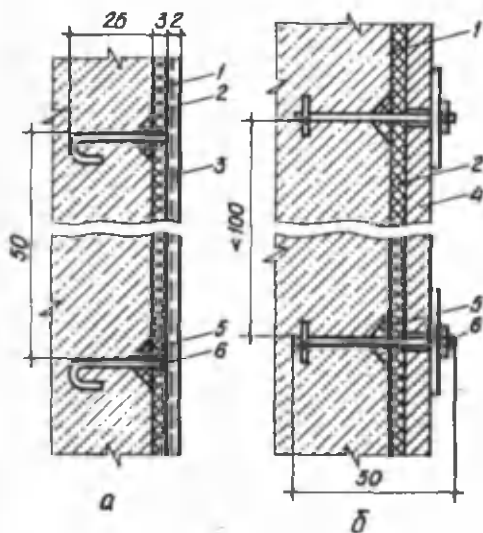


Рис. 3.10. Конструкции защитных экранов:

a — торкрет по металлической сетке; *б* — железобетонные плиты; 1 — грунтовка; 2 — подготовка основания из двух-трех слоев асфальтовой мастики; 3 — торкрет; 4 — железобетонные плиты толщиной 8 см; 5 — защитная шайба диаметром 80 мм; 6 — анкеры

Для снижения фильтрационного давления в теле плотины и исключения опасности выщелачивания бетона противofильтрационные устройства предусматриваются и в теле плотины. Для уменьшения фильтрации воды в тело плотины у верхней ее грани укладывается слой бетона повышенной водонепроницаемости толщиной 2—3 м. В этом случае обычно дополнительной защитной облицовки напорной грани не требуется.

Но иногда с целью повышения поверхностной прочности бетона вместо обычной опалубки применяются специальные бетонные опалубочные блоки толщиной 0,3—0,6 м, изготовленные из особо плотного бетона.

При значительной агрессивности речной воды, помимо соответствующего подбора состава защитного слоя бетона, применяется гидроизоляция напорной грани плотины в виде асфальтовой штукатурки, литого асфальта или оклеечной гидроизоляции из рулонных материалов. Такая гидроизоляция в зоне переменного уровня воды покрывается экраном для защиты от действия льда, плавающих тел и пр. Примеры конструкций таких экранов показаны на рис. 3.10.

Для перехвата и отвода воды, профильтровавшей через защитный слой бетона и строительные швы, вдоль верхней грани плотины устраивается вертикальный дренаж тела плотины (см. рис. 3.1, б). Он выполняется в виде вертикальных скважин или блоков из пористого бетона, располагаемых непосредственно за за-

выходящих в нижнюю специальную дренажно-смотровую галерею плотины. Габариты этой галереи должны позволять установку оборудования для очистки старых и бурения новых дренажных скважин. В невысоких плетинах дренажная галерея может не устраиваться, и в этом случае дренажные скважины выходят в цементационную галерею.

Диаметр дренажных скважин обычно назначается не менее 25 см, а расстояние между скважинами — 2—5 м. Глубина бурения дренажных скважин составляет 0,5—0,75 глубины противofильтрационной завесы. Дренажные скважины располагаются за низовой гранью завесы на расстоянии не менее расстояния между скважинами и не менее 4 м.

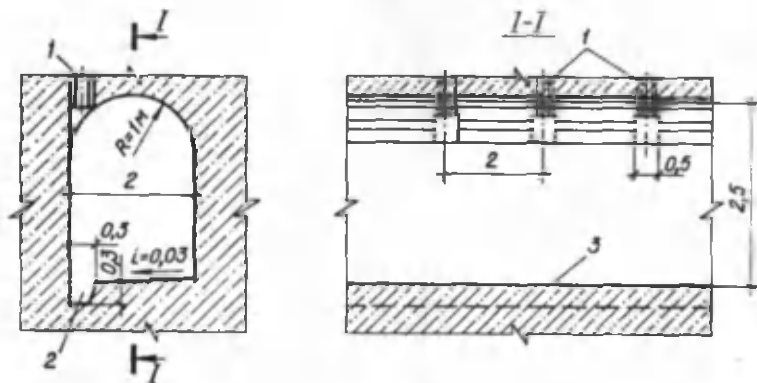


Рис. 3. 11. Сопряжение дренажных труб с галереями:
1 — дренажные трубы; 2 — сборный кювет; 3 — две галереи

щитным слоем бетона примерно на расстоянии 2—2,5 м от напорной грани с учетом условия

$$b_d > y/I_{\text{доп}}, \quad (3.8)$$

где b_d — расстояние от напорной грани до оси дренажа, м; y — превышение расчетного уровня воды в верхнем бьефе над расчетным сечением дрены, м; $I_{\text{доп}} = 20$ — допустимый градиент фильтрационного напора для бетона плотины.

Диаметр дренажных труб 15—20 см, а расстояние между их осями — 2—3 м. Профильтровываемая в дрены вода отводится из них продольными галереями в теле плотины, откуда поперечными галереями отводится в нижний бьеф. Поперечные размеры галерей определяются их назначением. Цементационная галерея имеет ширину 2,5 м и высоту 3—3,5 м с увязкой этих размеров с габаритами бурового и цементационного оборудования. Наименьшие размеры обычных галерей: ширина 1,2 м, высота 2 м.

По высоте продольные и поперечные галереи располагаются в плотине через 20—30 м. В самую нижнюю галерею поступают иногда и дренажные воды основания. Конструкция сопряжения дренажных труб с продольными галереями может быть различной. Наиболее простая конструкция такого сопряжения показана на рис. 3.11.

Продольные и поперечные галереи кроме приема и отвода дренажных вод используются еще для контроля состояния бетона, прокладки коммуникаций (электросети, воздухопроводов, канализации), установки контрольно-измерительной аппаратуры, выполнения ремонтно-восстановительных работ, в транспортных целях.

3.1.7. Конструктивные швы и их уплотнение

Для предотвращения появления трещин в бетоне тело гравитационных плотин разрезается временными строительными и постоянными конструктивными швами.

Строительные швы устраиваются с целью скорейшего удаления теплоты экзотермии при укладке бетона и его твердении. Количество строительных швов и их расположение определяются производственными условиями и принятой схемой разрезки плотины на блоки бетонирования.

Конструктивные швы предохраняют плотину от появления трещин в результате колебания температуры окружающей среды, неравномерных осадок основания и усадочных явлений в бетоне в эксплуатационный период. Обычно температурные, осадочные и усадочные швы совмещаются.

Конструктивные швы разрезают тело плотины по всей высоте и делят ее по длине на отдельные секции, обычно одинаковые по протяженности. Расстояние между конструктивными швами определяется климатическими и геологическими условиями, высотой плотины, ее конструктивными особенностями, удельным расходом и видом цемента в бетоне, схемой пропуска строительных расходов и расположения донных отверстий, производственными и другими условиями. Обычно в районах с суровым климатом это расстояние равно 7—8 м, а в случае мягкого климата оно увеличивается до 15—22 м.

Особенности и возможные варианты схем разрезки конструктивными швами водосливных плотин показаны на рис. 3.7. Первая схема применяется для плотин высотой до 60 м и при пропуске строительных расходов методом гребенки. В случае высоких плотин и суровых климатических условий применяются вторая и третья схемы.

Ширина швов зависит от геологии основания, колебаний температуры окружающей среды и размеров сооружения. Она должна быть достаточной для независимого перемещения секций относительно друг друга. Приблизительно ширину шва можно определить по формуле

$$\delta = \alpha \Delta t (l_1 + l_2) / 2, \quad (3.9)$$

где α — коэффициент линейного расширения бетона; Δt — изменение температуры окружающей среды в период строительства и эксплуатации, °С; l_1 и l_2 — ширины двух смежных секций, м.

Предварительную ширину швов следует принимать 0,5—1 см на расстояние более 5 м от лицевой грани и гребня, а внутри тела плотины — 0,1—0,3 см.

По конструкции швы подразделяются на плоские и штрабные (рис. 3.12). Наиболее употребительны плоские швы. Штрабные швы применяются в случаях, когда используется пространственная работа сооружения.

В шве предусматриваются: уплотняющее устройство, обеспечивающее водонепроницаемость шва; дренажное устройство — для организованного отвода профильтровавшейся воды (дрены, колодцы); вспомогательные устройства — запасные шахты, смотровые колодцы, устройства для доливки и прогрева асфальтового материала и пр.

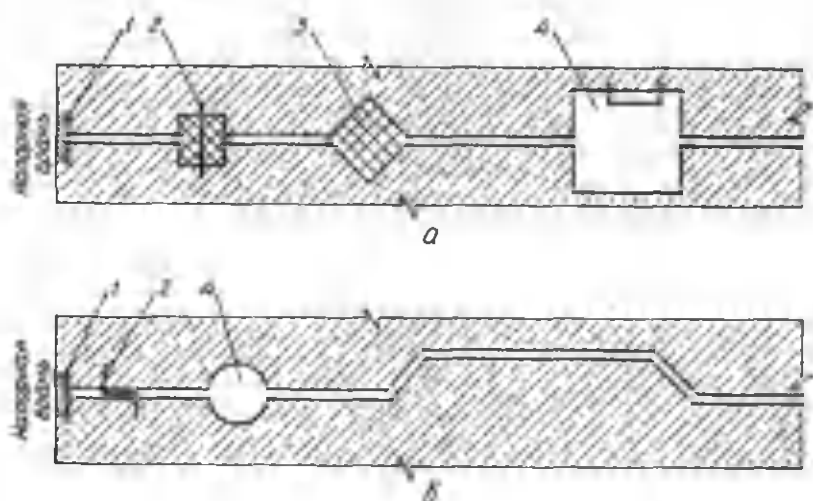


Рис. 3.12. Конструктивные швы:

a — плоский; *б* — штробной; 1 — контурное уплотнение; 2 — металлическая диафрагма; 3 — асфальт; 4 — дренаж

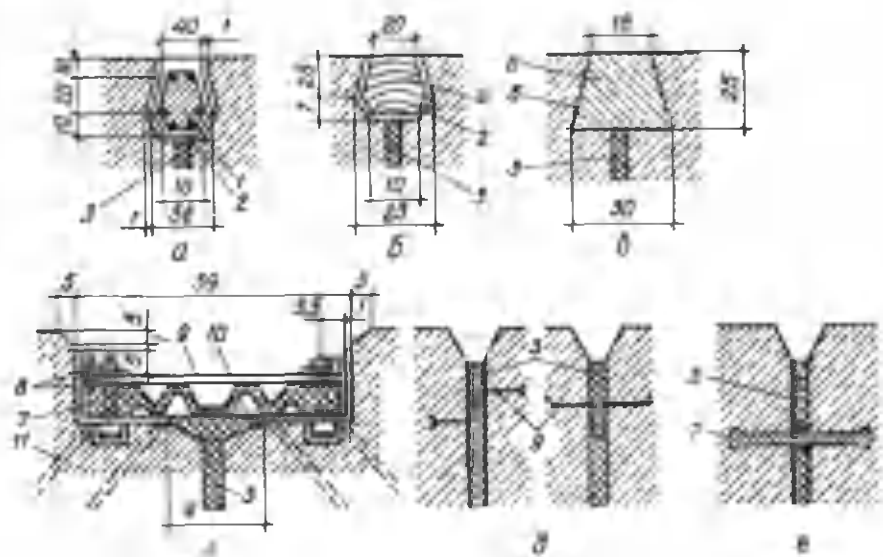


Рис. 3.13. Контурные уплотнения швов:

a — железобетонный брус; *б* — деревянный брус; *в* — бетонная пробка; *г* — резиновое уплотнение; *д, е* — обмазка поверхности шва и внутреннее уплотнение металлической или резиновой полосой; 1, 4 — брус; 2 — битумный мат; 3 — швы; 5 — окраска битумом; 6 — пробка; 7 — резиновая лента; 8 — уголки; 9 — стальной лист; 10 — шлаковата; 11 — анкеры

В конструктивных швах устраиваются контурное и основное уплотнения.

Контурное наружное уплотнение защищает шов от воздействия льда, волн и уменьшает его водопроницаемость (рис. 3.13, *a, б*,

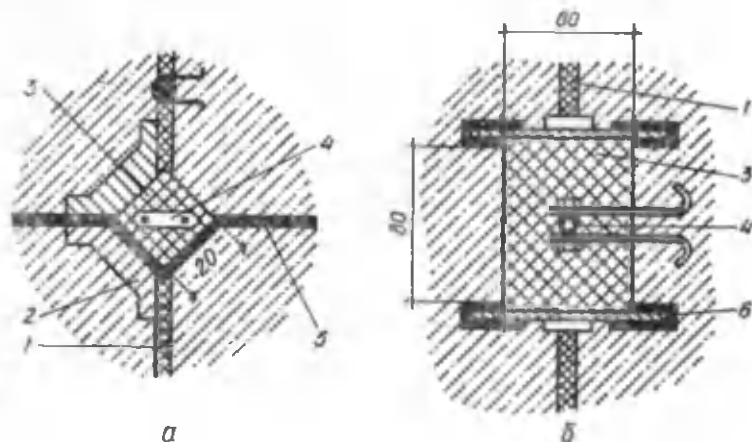


Рис. 3.14. Основное внутреннее уплотнение швов асфальтовой шпонкой:
а — малой; *б* — большой; *1* — шов; *2* — железобетонное корыто; *3* — асфальтовая мастика;
4 — электрообогрев; *5* — металлический лист; *6* — конопатка

в, г). Для уплотнения швов галерей и других полостей в теле плотины применяются внутренние контурные уплотнения (рис. 3.13, *д, е*).

Основные внутренние уплотнения располагаются на расстоянии 1,5—2 м от напорной грани плотины. Они выполняются в виде металлических резиновых или пластмассовых диафрагм аналогично тому, как это показано на рис. 3.13, *д, е*, а также в виде асфальтовых шпонок (рис. 3.14, *а, б*).

Дренажные устройства в деформационных швах выполняются круглыми (диаметром 15—20 см) или квадратными (20 × 20 см). В плотинах высотой более 50 м в качестве дрен используются смотровые шахты, имеющие сечение не менее 80 × 80 см.

3.2. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПЛОТИН

3.2.1. Определение размеров водосливных отверстий

Размеры водосливного фронта и отдельных его пролетов определяются при пропуске максимального расчетного расхода воды при НПУ (основной расчетный случай) и проверяются на пропуск соответствующего максимального расхода воды при ФПУ (поверочный расчетный случай).

Основными факторами, определяющими протяженность водосливного фронта плотины, являются значение максимального расчетного расхода воды и допустимое для заданных геологических условий значение удельного расхода воды.

Максимальные расчетные расходы в створе гидроузла устанавливаются методами гидрологии с учетом трансформации паводкового расхода водохранилищем. Вероятность превышения макси-

мальных расходов определяется в зависимости от расчетного случая и класса капитальности плотины в соответствии с табл. 3.

Максимальный расчетный расход воды $Q_{\text{пл1}}$, сбрасываемой через водослив плотины при основном расчетном случае, определяется при пропуске воды через все турбины гидростанции $Q_{\text{ГЭС1}}$, водоспускные отверстия плотины $Q_{\text{п1}}$ и другие сооружения гидроузла $Q_{\text{д1}}$ (водозаборные сооружения, судоходные шлюзы) по формуле

$$Q_{\text{пл1}} = Q_{\text{макс1}} - Q_{\text{ГЭС1}} = Q_{\text{п1}} - Q_{\text{д1}}. \quad (3.10)$$

Значение допустимого максимального удельного расхода воды для скальных и полускальных оснований $q_{\text{п}}$ при предварительных расчетах принимается 50—70 м², по данным практики, но при здоровом скальном основании оно может составлять 120 м²/с, а при очень прочной скале даже 200 м²/с.

Значение удельного расхода воды на водосливе $q_{\text{в1}}$ вследствие стеснения потока быками будет несколько больше, чем в нижнем бьефе плотины. Оно может быть приближенно определено по зависимости

$$q_{\text{в1}} = (1,2 \dots 1,3)q_{\text{п}}. \quad (3.11)$$

Напор на гребне водослива практического профиля $H_{\text{в1}}$ при неподтопленном истечении может быть определен по формуле

$$H_{\text{в1}} = \left(\frac{q_{\text{в1}}}{m\sqrt{2g}} \right)^{2/3}, \quad (3.12)$$

где $m = 0,49$ — коэффициент расхода водослива практического профиля в первом приближении.

Найденный напор на гребне водослива корректируется в соответствии с требованиями СНиП II-50-74 (см. п. 2.1, в котором приведены стандартные высоты отверстий (напоры), отсчитываемые от отметки НПУ). С этой целью вначале определяется предварительная отметка гребня водослива

$$\downarrow \text{ГВ}_1 = \downarrow \text{НПУ} - H_{\text{в1}}. \quad (3.13)$$

Затем она уточняется таким образом, чтобы получающаяся при этом высота отверстия соответствовала ближайшему стандартному значению.

Уточненный напор на водосливе $H_{\text{в2}}$ будет равен разности отметок расчетного уровня воды в верхнем бьефе и принятой отметки гребня водослива:

$$H_{\text{в2}} = \downarrow \text{НПУ} - \downarrow \text{ГВ}_2. \quad (3.14)$$

Уточненный удельный расход воды на водосливе

$$q_{\text{в2}} = m\sqrt{2g} H_{\text{в2}}^{3/2}. \quad (3.15)$$

Общая предварительная ширина всех пролетов водосливного фронта плотины

$$B_{\text{пр1}} = Q_{\text{пл1}}/q_{\text{в2}}. \quad (3.16)$$

Отдельные пролеты водосливной плотины следует, по возможности, принимать одинаковыми, увязывая их с размерами секций плотины и учитывая условия пропуска ледохода. При возможности ледохода минимальная ширина пролетов плотины не должна быть меньше 10 м для рек южных районов с легким ледоходом и не менее 18 м для рек северных районов с тяжелым ледоходом. При этом общая длина ледосбросного фронта должна быть не меньше 50—60 % ширины реки при ледоходе.

Во всех случаях пролеты плотины в соответствии с требованиями СНиП II-50-74 должны иметь стандартные размеры, указанные в п. 2.1.

Принятые размеры водосливных отверстий должны обеспечивать пропуск максимального расчетного расхода воды, определяемого по полной формуле пропускной способности водослива практического профиля [46]:

$$Q_1 = \sigma_n \sigma_c \sigma_n m B_{\text{пр}} \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (3.17)$$

где σ_n — коэффициент полноты напора; σ_c — коэффициент сжатия потока; σ_n — коэффициент подтопления; m — коэффициент расхода неподтопленного водослива в условиях плоской задачи; H_0 — полный напор на водосливе с учетом скорости подхода:

$$H_0 = H_{\text{в2}} + v_0^2/(2g). \quad (3.18)$$

Геометрический напор на водосливе $H_{\text{в2}}$ принимается при расчетном уровне воды (обычно НПУ). Скорость подхода потока к плотине

$$v_0 = Q_{\text{max1}}/\omega, \quad (3.19)$$

где ω — площадь живого сечения перед гидроузлом, м². Если $v_0 \leq 0,5$ м/с, то $H_0 = H_{\text{в2}}$.

Коэффициент расхода водослива, профиль которого построен по координатам Кригера—Офицерова, $m = 0,49$. При устройстве на гребне прямолинейной вставки АВ (см. рис. 3.5) для водослива с вертикальной напорной гранью коэффициент расхода

$$m = 0,36 + 0,1 \frac{2,5 - c/H_{\text{в2}}}{1 + 2c/H_{\text{в2}}}, \quad (3.20)$$

где c — ширина гребня водослива от напорной грани до конца прямолинейной вставки, м. Эта формула действительна в пределах $P_{\text{в.б}}/H_{\text{в2}} \geq 2$ и $a \leq c/H_{\text{в2}} < 2,5$, где $P_{\text{в.б}}$ — высота водослива со стороны верхнего бьефа, $a = 0,3$. При $c/H_{\text{в2}} > 2,5$ коэффициент расхода $m = 0,36$.

Коэффициент полноты напора $\sigma_{\text{н1}}$ определяется по формуле Н. П. Розанова

$$\sigma_{\text{н1}} = 0,62 + 0,38 \sqrt[3]{H_{\text{в2}}/H_{\text{прф}}}, \quad (3.21)$$

где $H_{\text{прф}}$ — профилирующий напор на водосливе, при котором определялось очертание его оголовка.

Коэффициент сжатия потока при плавном очерченных входных оголовках быков

$$\tau_{c1} = 1 - \frac{0.1}{\sqrt{0.2 + P_{в. 6}/H_{в2}}} \left(1 - \frac{b_{пр}}{B} \right)^4 \sqrt{\frac{b_{пр}}{B}}, \quad (3.22)$$

где $b_{пр}$ — ширина одного пролета, м; $B = b_{пр} + d_6$ — расстояние между осями быков, м. При $b_{пр}/B < 0,2$ принимается $b_{пр}/B = 0,2$, при $P_{в. 6}/H_{в2} > 3$ принимается $P_{в. 6}/H_{в2} = 3$.

Коэффициент подтопления σ_n определяется по графику на рис. 2.17. Подтопление начинает влиять на пропускную способность водослива практического профиля при $h_n/H_0 > 0,35$, где h_n — превышение уровня воды в нижнем бьефе над гребнем водослива.

Если в результате расчетов пропускная способность водосливных отверстий плотины, найденная по формуле (3.17), будет равна расчетному максимальному расходу воды или несколько превышать его, то размеры водосливных отверстий назначены правильно. В противном случае их необходимо откорректировать и обеспечить требуемую пропускную способность.

Найденные размеры пролетов плотины должны обеспечивать пропуск максимального поверочного расхода воды при отметке уровня воды в верхнем бьефе, не превышающей отметки ФПУ. В том случае, если это условие не удовлетворяется, размеры пролетов плотины должны быть соответствующим образом откорректированы.

Пропускная способность водосливных отверстий при ФПУ определяется по тем же формулам, что и при НПУ, но при напоре на водосливе $H_{в2}$, соответствующем ФПУ:

$$H_{в2} = \downarrow \text{ФПУ} - \downarrow \Gamma B_2. \quad (3.23)$$

При принятых пролетах и размерах быков протяженность водосливного фронта плотины

$$B_{в. ф} = nb_{пр} + (n - 1)d_6, \quad (3.24)$$

где n — число пролетов плотины.

Уточненный удельный расход воды в нижнем бьефе

$$q_{н2} = Q_{нл}/B_{в. ф}. \quad (3.25)$$

Пример 3.1. Определить размеры неподтопленных водосливных отверстий плотины при следующих исходных данных: максимальные расчетные расходы реки в створе гидроузла при основном расчетном случае $Q_{\max 1} = 5000 \text{ м}^3/\text{с}$, при поверочном расчетном случае $Q_{\max 2} = 6500 \text{ м}^3/\text{с}$; отметка НПУ — 100 м, отметка ФПУ — 101,5 м; расход ГЭС при НПУ $Q_{\text{ГЭС}1} = 1000 \text{ м}^3/\text{с}$, при ФПУ $Q_{\text{ГЭС}2} = 1500 \text{ м}^3/\text{с}$; ориентировочный допустимый удельный расход воды в нижнем бьефе $q_n = 50 \text{ м}^2/\text{с}$; отметка дна реки в верхнем бьефе — 60 м. Профиль оголовка водослива плотины построен по координатам Кригера—Офицерова. Скорость потока перед плотинной $v_0 = 0,4 \text{ м}/\text{с}$. Ледохода нет.

Порядок расчета. Определяем максимальный расчетный расход воды, сбрасываемой через водослив плотины при основном расчетном случае, по формуле (3.10)

$$Q_{нл} = 5000 - 1000 = 4000 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Удельный расход воды на водосливе по зависимости (3.11)

$$q_{н1} = 1,2 \cdot 50 = 60 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Напор на гребне водослива по формуле (3.12) при $m = 0,49$

$$H_{н1} = \left(\frac{60}{0,49 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 9,14 \text{ м}.$$

Предварительную отметку гребня водослива определяем по выражению (3.13)

$$\downarrow ГВ_1 = 100 - 9,14 = 90,86 \text{ м}.$$

Находим уточненную отметку гребня водослива, обеспечивающую стандартное значение высоты водосливных отверстий. Принимаем отметку гребня водослива $\downarrow ГВ_2 = 91$ м. Ей соответствует (см. п. 2.1) стандартная высота отверстия

$$h_{от} = \downarrow НПУ - \downarrow ГВ_2 = 100 - 91 = 9 \text{ м}.$$

Уточненный напор на водосливе $H_{н2} = h_{от} = 9$ м.

Уточненный удельный расход воды на водосливе

$$q_{н2} = 0,49 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 9^{3/2}} = 58,59 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Общая ширина всех пролетов водосливного фронта по формуле (3.16)

$$B_{пр1} = 4000/58,59 = 68,27 \text{ м}.$$

Принимаем неразрезные быки толщиной 4 м с входными оголовками полуциркульного очертания.

Общую ширину пролетов водосливного фронта $B_{пр1}$ с учетом их нормативных значений (см. п. 2.1) делим на 5 отдельных пролетов шириной $b_{пр} = 14$ м, что соответствует новому значению общей ширины пролетов $B_{пр2} = 5 \cdot 14 = 70$ м.

Принятые размеры водосливных отверстий проверяем на пропуск максимального расчетного расхода воды по формуле (3.17), определив вначале входящие в нее величины.

Полный напор на водосливе с учетом скорости подхода H_0 равен геометрическому напору $H_{н2}$, так как $v < 0,5$ м/с. Коэффициент полноты напора определяем по формуле (3.21) при $H = H_{н2} = H_{прф}$:

$$\sigma_{н1} = 0,62 + 0,38 \sqrt{9/9} = 1.$$

Коэффициент сжатия потока определяем по формуле (3.22) при

$$B = b_{пр} + d = 14 + 4 = 18 \text{ м} \text{ и } P_{н, в} = \downarrow ГВ_2 - \downarrow \text{дна} = 91 - 60 = 31 \text{ м};$$

$$\sigma_{с1} = 1 - \frac{0,1}{\sqrt{0,2 + 3}} \left(1 - \frac{14}{28} \right)^4 \sqrt{\frac{14}{18}} = 0,99.$$

Тогда по формуле (3.17) пропускная способность водосливной плотины

$$Q_1 = 1 \cdot 0,99 \cdot 0,49 \cdot 70 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 9^{3/2}} = 4061 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Следовательно, пропускная способность водосливной плотины при основном расчетном случае обеспечивает пропуск максимального расхода воды с некоторым запасом.

Найденные размеры водосливных пролетов плотины проверяем на пропуск максимального поверочного расхода воды при ФПУ. Проверку выполняем в следующей последовательности. Определяем расчетный расход воды, сбрасываемой через плотину,

$$Q_{пл2} = Q_{max} - Q_{ГЭС2} = 6500 - 1500 = 5000 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Находим геометрический напор на водосливе по формуле (3.23)

$$H_{\text{гв}} = 101,5 - 91 = 10,5 \text{ м.}$$

Определяем коэффициент полноты напора по формуле (3.21)

$$\sigma_{\text{н2}} = 0,62 + 0,38 \sqrt{10,5/9} = 1,03.$$

Коэффициенты сжатия и расхода остаются в данном случае практически неизменными: $\sigma_{\text{с2}} = 0,99$ и $m = 0,49$.

Пропускную способность водосливных отверстий определяем при $H_0 = H_{\text{н2}} = 10,5$ м по формуле (3.17)

$$Q_1 = 1,03 \cdot 0,99 \cdot 0,49 \cdot 70 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 10,5^{3/2}} = 5271 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Следовательно, поверочный максимальный расход воды пропускается через плотину при уровне воды, не достигающем максимально допустимого значения отметки ФПУ, и размеры пролетов плотины, определенные при основном расчетном случае, могут быть приняты в качестве окончательных.

Напор на водосливе при пропуске поверочного максимального расхода воды может быть определен из формулы (3.17)

$$H_{\text{н4}} = \sqrt[3]{\frac{Q_{\text{п.н2}}^2}{\sigma_{\text{н}}^2 \sigma_{\text{с}}^2 m^2 B_{\text{п}}^2 2g}} = \sqrt[3]{\frac{5000^2}{1,03^2 \cdot 0,99^2 \cdot 0,49^2 \cdot 70^2 \cdot 19,6}} = 10,14 \text{ м.}$$

Отметка фактического форсированного уровня воды в верхнем бьефе (ФПУ_ф), при котором будет пропускаться максимальный поверочный расход воды,

$$\downarrow \text{ФПУ}_ф = \downarrow \text{ГВ}_г + H_{\text{н4}} = 91 + 10,14 = 101,14 \text{ м.}$$

Протяженность водосливного фронта плотины по формуле (3.24)

$$B_{\text{в.ф}} = 5 \cdot 14 + (5 - 1) 4 = 86 \text{ м.}$$

Уточненные удельные расходы воды в нижнем бьефе определяем по формуле (3.25):

при НПУ

$$q_{\text{н1}} = 4000/86 = 46,5 \text{ м}^3/\text{с.}$$

при ФПУ

$$q_{\text{н2}} = 5000/86 = 58 \text{ м}^3/\text{с.}$$

3.2.2. Сопряжение бьефов

При проектировании устройств нижнего бьефа важно установить целесообразность того или иного типа сопряжения бьефов. С этой целью можно воспользоваться табл. 3.4, в которой указаны основные схемы сопряжения бьефов в зависимости от высоты плотины $H_{\text{пл}}$ и ширины створа L .

При трамплинном типе сопряжения бьефов с отбросом струи от подошвы плотины на безопасное расстояние необходимость в водобойных устройствах и гасителях энергии отпадает. Гидравлический расчет такого типа сопряжения бьефов заключается в определении дальности отлета струи от плотины, места, глубины и контура ямы размыва. Этот расчет выполняется при пропуске максимального расхода, максимальном форсированном уровне верхнего

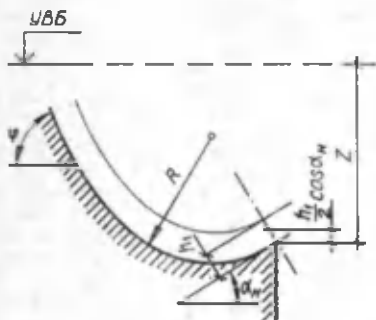


Рис. 3.15. Схема носка-трамплина

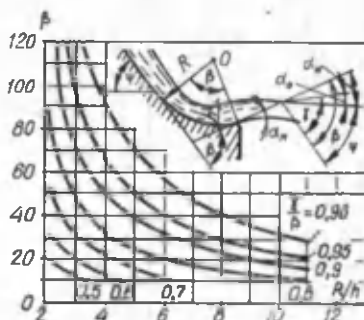


Рис. 3.16. График для расчета угла наклона струи α_n , сходящей с уступа при наклоне носка α_n

Таблица 3.4. Рекомендуемые схемы сопряжения бьефов

Относительная ширина створа	$H_{пл}$, м	Схема сопряжения бьефов
$L/H_{пл} > 3$	< 40	Донный гидравлический прыжок Незатопленный поверхностный прыжок
	> 40	Отброс струи носками-трамплинами
$L/H_{пл} \leq 3$	Любая	Донный гидравлический прыжок

Примечание. Сопряжение бьефов с помощью незатопленного поверхностного прыжка для плотин высотой более 40 м допускается при гидравлическом обосновании.

бьефа (ФПУ) и открытию всех пролетов плотины. Если форсировка уровня не предусматривается, то расчет выполняется при нормальном подпорном уровне (НПУ). Проверочный расчет выполняется для случая внезапного полного открытия одного пролета плотины при закрытых остальных и нормальной работе специальных сооружений, например гидроэлектростанции (80 % их пропускной способности).

Для определения дальности отлета струи L должны быть заданы: удельный расход воды на водосливе q , превышение расчетного уровня воды в верхнем бьефе над сливной кромкой носка Z , превышение того же уровня над расчетным уровнем нижнего бьефа Z_0 , угол наклона носка-трамплина к горизонту α_n и радиус его закругления R (рис. 3.15).

Расчет выполняется [41] в такой последовательности. Находится глубина h_1 и скорость струи v_1 в сечении сливной кромки носка по уравнению

$$Z - \frac{h_1}{2} \cos \alpha_n = \frac{v_1^2}{\varphi^2 2g} \quad (3.26)$$

Уравнение решается методом последовательных приближений. С этой целью задаются несколькими значениями глубины струи

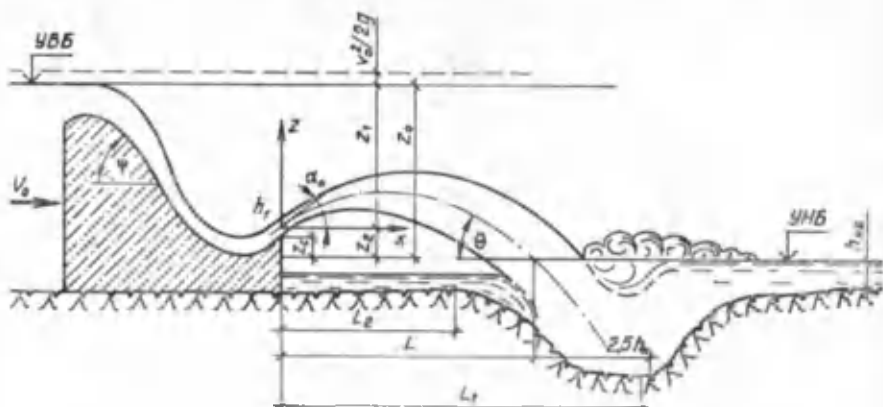


Рис. 3.17. К расчету дальности отброса струи с носка-трамплина

h_1 и определяют соответствующие им значения скорости $v_1 = q/h_1$. Равенство левой и правой частей уравнения будет свидетельствовать о правильном определении искомым величин. При этом коэффициент скорости φ может быть определен по формуле (3.5). По графику на рис. 3.16 определяется α_0 — угол наклона к горизонту струи, сходящей с носка, который может отличаться от угла наклона к горизонту носка α_n . Для этого по известному значению угла наклона к горизонту водосливной поверхности ψ вначале определяется вспомогательный угол $\beta = \psi + \alpha_n$, с помощью которого по графику путем интерполяции между ближайшими кривыми находится вспомогательный угол γ , а затем определяется искомый угол $\alpha_0 = \gamma - \psi$. Поле графика выше кривой $\gamma/\beta = 0,98$ практически соответствует равенству углов наклона струи и носка ($\alpha_0 = \alpha_n$).

Пример 3.2. Определить угол наклона струи α_0 , сходящей с носка, если $\alpha_n = 30^\circ$, $\psi = 52^\circ$, $R/h_1 = 4$.

Определяем значение $\beta = \psi + \alpha_n = 30 + 52 = 82^\circ$. По графику на рис. 3.16 при $\beta = 82$ и $R/h_1 = 4$ точка пересечения координат расположена между кривыми, соответствующими значениям $\gamma/\beta = 0,98$ и $0,95$. Путем интерполяции найдем $\gamma/\beta = 0,97$ и угол $\gamma = 0,97 \beta = 0,97 \cdot 82 = 80^\circ$. Тогда искомый угол $\alpha_0 = \gamma - \psi = 80^\circ - 52^\circ = 28^\circ$.

Дальность отлета струи (рис. 3.17) определяется по формуле

$$L = 2k_a \varphi^2 n Z_0 \cos \alpha_0 \left[\sin \alpha_0 + \sqrt{\sin^2 \alpha_0 + \frac{1-n}{\varphi^2 n}} \right], \quad (3.27)$$

где k_a — коэффициент, учитывающий влияние аэрации и распада струи на дальность полета ($k_a = 1$ при числе Фруда $Fr < 35$, $k_a = 0,8 \dots 0,9$ при $Fr > 35$; $Fr = v_1^2 / (gh)$; $n = Z_1 / Z_0$; $Z_1 = Z -$

$\frac{h_1}{2} \cos \alpha_n$ — превышение расчетного уровня воды в верхнем

беёфе над центром тяжести струи, сходящей с носка-трамплина.

Максимальная глубина в яме размыва для рассматриваемого

типа сопряжения бьефов при предварительных расчетах определяется по формуле

$$t = (0,1 + 0,45 \sqrt{Fr}) \sqrt{Fr} \sqrt{h_{н.б}/d} h_1, \quad (3.28)$$

где $h_{н.б}$ — глубина воды в нижнем бьефе, м; d — средняя крупность отдельностей скального основания, м. Максимальная глубина ямы размыва

$$h_p = t - h_{н.б}. \quad (3.29)$$

Верховой откос ямы размыва имеет заложение ориентировочно 1 : 2,2, а низовой 1 : 1,5. Длина горизонтального участка дна ямы размыва равна $2,5h_k$, где h_k — критическая глубина, определяемая по формуле (2.13).

Общий продольный размер ямы размыва на уровне неразмытого дна

$$l_p = 2,5h_k + 3,7h_p. \quad (3.30)$$

Тангенс угла входа струи под уровень нижнего бьефа

$$\operatorname{tg} \Theta = \sqrt{\operatorname{tg}^2 \alpha_0 - \frac{2gZ_2}{v_1^2 \cos^2 \alpha_0}}, \quad (3.31)$$

где $Z_2 = Z_c + \frac{h_1}{2} \cos \alpha_0$ — превышение центра тяжести струи в створе схода с носка-трамплина над уровнем воды в нижнем бьефе; Z_c — возвышение сливной кромки носка над уровнем нижнего бьефа.

Расстояние от низовой грани плотины до створа максимального размыва дна в нижнем бьефе

$$L_1 = L + t/\operatorname{tg} \Theta. \quad (3.32)$$

Расстояние от сооружения до начала размыва

$$L_2 = L_1 - (2,2h_p + 1,25h_k). \quad (3.33)$$

Это расстояние не должно быть меньше $0,4Z_0$ для прочных скальных оснований и $(0,5 \dots 0,6)Z_0$ — для слабых.

Гидравлический расчет устройств нижнего бьефа при режиме сопряжения бьефов по типу донного гидравлического прыжка выполняется аналогично тому, как это делается для плотин на не-скальном основании (см. главу четвертую), но в меньшем объеме, так как необходимая протяженность крепления при скальном основании меньше и условия работы крепления более легкие.

3.3. СТАТИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ ПЛОТИН

3.3.1. Общие сведения

Статические расчеты гравитационных плотин на скальных основаниях включают расчеты прочности и устойчивости. Статические расчеты плотин, имеющих плоские постоянные поперечные швы,

выполняются для условий плоской задачи, когда рассматривается отдельно одна секция или условно вырезанный I м плотины.

Бетонные и железобетонные плотины рассчитываются на основное и особое сочетание нагрузок, которые устанавливаются нормативными документами (см. «Общие положения и расчетные данные»). При этом нагрузки и воздействия должны приниматься в наиболее неблагоприятных возможных сочетаниях.

Статические расчеты выполняются для следующих расчетных случаев действия сил:

1) строительный случай, когда плотина построена, но воздействия воды еще не воспринимает. Плотина рассчитывается на сочетание нагрузок от собственного веса, веса устройств на плотине, сейсмических сил, ветра и температурных воздействий;

2) эксплуатационные расчетные случаи при основном сочетании нагрузок:

а) при наименьшем уровне нижнего бьефа и наивысшем — верхнего, когда действует максимальный напор (основной случай);

б) в паводок при наивысшем положении уровня нижнего бьефа и возможном в это время наивысшем уровне верхнего, когда взрывающая сила наибольшая;

в) при статическом давлении льда на возможно высоком уровне ледяного покрова при возможном наименьшем уровне воды в нижнем бьефе;

3) эксплуатационные случаи при особых сочетаниях нагрузок (при сейсме, катастрофических нагрузках от воздействия воды, льда, ветра и др.).

Статические расчеты бетонных и железобетонных плотин выполняются по методу предельных состояний (см. «Общие положения и расчетные данные»).

Метод расчета прочности бетонных гравитационных плотин зависит от их высоты. Расчет общей прочности гравитационных плотин I и II классов высотой более 60 м на первом этапе проектирования выполняется, как расчет плотин всех классов высотой до 60 м. При этом учитываются нагрузки и воздействия основного и особого сочетаний, но температурные усилия исключаются, действие фильтрационной воды учитывается только по подошве плотины в виде сил противодействия.

3.3.2. Определение действующих нагрузок

Вес сооружения и находящегося на нем оборудования определяется по их размерам, взятым из проектных чертежей, и удельному весу материалов:

$$G = \gamma V, \quad (3.34)$$

где V — объем элемента сооружения, м^3 ; γ — удельный вес материала, кН/м^3 .

Удельный вес бетона и железобетона в гравитационных плотинах определяется опытным путем с точностью до $0,05 \text{ кН/м}^3$. На

Таблица 3.5. Коэффициенты a и b

Затворы	a	b
Плоские поверхностные с опорами:		
колесными	20	0,71
скользящими	27	0,7
Сегментные поверхностные с «ногами»:		
прямыми	25	0,69
наклонными	15	0,7

ранних стадиях проектирования удельный вес бетона можно принимать равным $23,5 \text{ кН/м}^3$, а железобетона — $24,5 \text{ кН/м}^3$.

Вес современных конструкций стальных затворов при ориентировочных расчетах можно определить по эмпирической формуле [11]

$$G_z = g(H_b b_{\text{пр}}^2 a^{-1})^0, \quad (3.35)$$

где G_z — вес затвора, кН; g — ускорение свободного падения, м/с^2 ; H_b — напор на гребне водослива при НПУ, м; $b_{\text{пр}}$ — пролет водосливного отверстия, м; a и b — коэффициенты, определяемые по табл. 3.5.

Гидростатическое давление воды определяется по известным из гидравлики формулам или площадям соответствующих эпюр горизонтального и вертикального давления воды (рис. 3.18).

Гидродинамическое давление воды на водосливную грань плотины при плавном изменяющемся движении может определяться как площадь эпюры, ординаты которой по нормали к водосливной поверхности могут быть определены по формуле

$$P = \gamma h \cos \alpha, \quad (3.36)$$

где h — глубина потока, м; α — угол наклона водосливной грани к горизонту, градусы.

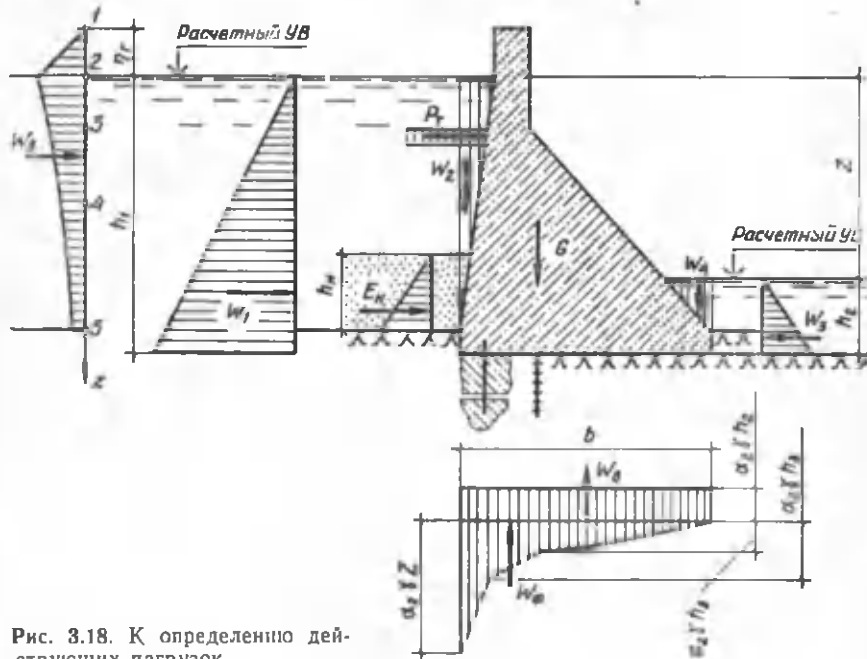


Рис. 3.18. К определению действующих нагрузок

В пределах носка-трамплина ординаты эпюры гидродинамического давления могут быть определены по формуле А. А. Сабанеева

$$P = \gamma \left(h \cos \alpha + \frac{v^2}{g} \frac{h}{R} \right), \quad (3.37)$$

где v — скорость потока, м/с; R — радиус закругления носка-трамплина, м.

Силовое воздействие фильтрационного потока на подошву плотины для плотин III и IV классов, а также при предварительных расчетах плотин всех классов учитывается в виде поверхностных сил, действующих по контакту плотины с основанием. Полное противодавление воды на подошву плотины

$$W_n = W_n + W_\phi, \quad (3.38)$$

где W_n , W_ϕ — взвешивающее и фильтрационное противодавление, кН.

Взвешивающее давление равно площади эпюры, ординаты которой (рис. 3.18)

$$P = \alpha_2 \gamma h_2, \quad (3.39)$$

где $\alpha_2 \approx 0,5$ — коэффициент эффективной площади противодавления; h_2 — разность отметок уровня воды в нижнем бьефе и в точке, в которой определяется ордината эпюры взвешивающего давления, м.

В случае горизонтальной подошвы плотины эпюра взвешивающего давления имеет прямоугольную форму и оно определяется по формуле

$$W_n = \alpha_2 \gamma h_2 b, \quad (3.40)$$

где b — ширина плотины по основанию, м.

Фильтрационное противодавление равно площади эпюры, ординаты которой определяются с помощью табл. 3.6. В ней приведены значения остаточных напоров фильтрационного потока по оси цементационной завесы h_3 и по оси дренажа h_d в долях расчетного напора на плотине H в зависимости от ее класса.

Ординаты эпюры фильтрационного противодавления получают путем умножения остаточных напоров, полученных по табл. 3.6, на коэффициент α_2 (рис. 3.18) и удельный вес воды.

Волновые нагрузки. Горизонтальная нагрузка на напорную грань плотины от воздействия ветровых волн определяется в соответствии со СНиП 2.06.04-82 для высоты волны на акватории водохранилища обеспеченностью 1% ($h_{1\%}$). При фронтальном подходе к вертикальной стенке или близкой к вертикальной при глубине перед плотиной $d > 1,5h_{1\%}$ волны преобразуются в так называемые стоячие волны, высота которых существенно превосходит высоту волн на остальной поверхности водохранилища.

Расчет воздействия стоячих волн на плотину заключается в определении сил волнового давления и повышения или понижения

Таблица 3.6. Значения h_a/Z и h_n/Z

Класс сооружения	h_a/Z	h_n/Z	h_a/Z	h_n/Z
	Сочетание нагрузок на плотину			
	основное		особое	
I	0,4	0,2	0,6	0,35
II	0,4	0,15	0,5	0,25
III, IV	0,3	0	0,4	0,15

Примечание. Значения h_a/Z и h_n/Z при особых сочетаниях нагрузок относятся только к случаю нарушения нормальной работы противоточных и дренажных устройств при НПУ воды в верхнем бьефе.

волновой поверхности относительно уровня спокойной воды. При этом нужно иметь в виду, что моменты времени максимального подъема уровня воды перед плотиной и максимальной силы волнового давления могут и не совпадать.

Верхний бьеф плотин обычно соответствует глубоководной зоне, когда глубина воды перед плотиной d больше половины средней длины волны λ_d , т. е. $d > 0,5\lambda_d$. В этой зоне максимальная горизонтальная нагрузка на плотину W_n , кН/м, принимается равной площади эпюры (рис. 3.18), ординаты которой P , кПа, определяются по формуле

$$P = \gamma h_1 \% e^{-kz} \cos \omega t - \gamma \frac{kh_1^2 \%}{2} e^{-2kz} \cos^2 \omega t - \gamma \frac{kh_1^2 \%}{2} (1 - e^{-2kz}) \times \\ \times \cos 2\omega t - \gamma \frac{k^2 h_1^2 \%}{2} e^{-3kz} \cos 2\omega t \cos \omega t, \quad (3.41)$$

где Z — ординаты точек ($Z_1 = -\eta_r$; $Z_2 = 0 \dots$; $Z_n = d$), отсчитываемые от расчетного уровня воды; $k = 2\pi/\lambda_d$ — волновое число;

$$\cos \omega t = \frac{\lambda_d}{\pi h_1 \% (8\pi d/\lambda_d - 3)}; \quad (3.42)$$

$$\cos 2\omega t = 2 \cos^2 \omega t - 1.$$

На гребне стоячей волны, возвышающейся над расчетным уровнем воды на высоту η_r , ордината $P = 0$.

Возвышение свободной волновой поверхности η_r над расчетным уровнем воды у плотины при максимальном значении волновой нагрузки определяется по формуле

$$\eta_r = h_1 \% \cos \omega t - \frac{kh_1^2 \%}{2} \operatorname{cth} kd \cos^2 \omega t. \quad (3.43)$$

При косом подходе волн к плотине под углом α (от нормали к оси плотины) волновую нагрузку на плотину следует уменьшать путем умножения нагрузки при фронтальном подходе на коэффициент k_{ca} :

α°	45	60	75
k_{cs}	1	0,9	0,7

Волновые нагрузки в мелководной зоне и в особых случаях следует определять по СНиП 2.06.04—82.

Давление льда на плотину при его температурном расширении (рис. 3.18)

$$P_T = h_{\max} b_\phi k_i p_i, \quad (3.44)$$

где h_{\max} — максимальная толщина ледяного покрова, м; b_ϕ — ширина сооружения по фронту на уровне действия льда, м; k_i — коэффициент, зависящий от протяженности ледяного покрова l_Δ :

l_Δ , м	≤ 50	70	90	120	≥ 150
k_i	1	0,9	0,8	0,7	0,6

p_i — удельное давление льда, МПа, при его температурном расширении, определяемое по формулам п. 5.7 СНиП 2.06.04-82. При отсутствии исходных данных для определения p_i по формулам можно принимать ориентировочные его значения обеспеченностью примерно 1 % по зонам: Тбилиси — 0,15 МПа; Владивосток — 0,17, Ростов-на-Дону — 0,19, Красноярск, Горький, Ташкент — 0,18; Ленинград, Свердловск, Казахстан (Отар) — 0,2, Якутск — 0,3 МПа.

Давление льда на плотину при навале ледяного поля площадью A , м², под действием течения воды и ветра определяется по формуле

$$P_{\text{нав}} = (P_\mu + P_v + P_i + P_{\mu, a}) A, \quad (3.45)$$

в которой:

$$\begin{aligned} P_\mu &= 5 \cdot 10^{-6} v_{\max}^2; & P_v &= 5 \cdot 10^{-4} h_d v_{w, \max}^2 / L_m; \\ P_i &= 9,2 \cdot 10^{-3} h_d i; & P_{\mu, a} &= 2 \cdot 10^{-8} v_{w, \max}^2, \end{aligned} \quad (3.46)$$

где v_{\max} — максимальная скорость течения воды подо льдом 1 %-й обеспеченности в период ледохода, м/с; $v_{w, \max}$ — максимальная скорость ветра в период ледохода 1 %-й обеспеченности, м/с; L_m — средняя длина ледяного поля по направлению потока, принимаемая по данным натуральных наблюдений, м; i — уклон водной поверхности; h_d — расчетная толщина льда, м, равная 0,8 максимальной за зимний период толщины льда обеспеченностью 1 %.

Нагрузка на плотину от движущихся ледяных полей принимается по наименьшему значению из определенных по формулам для секции глухой плотины шириной L_c при ударе отдельных льдин ($F_{c, w}$) или при разрушении льда ($F_{в, w}$):

$$\begin{aligned} F_{c, w} &= 0,07 v h_d \sqrt{AR_c}; \\ F_{в, w} &= 0,5 R_c L_c h_d, \end{aligned} \quad (3.47)$$

где v — скорость движения ледяного поля, м/с, определяемая по данным натуральных наблюдений, а при их отсутствии допускается v принимать равной 3 % скорости ветра 1 %-й обеспеченности в период движения льда, но не более 1 м/с; R_c — нормативное сопро-

Таблица 3.7. Коэффициент формы m_1

Форма оголовков быков	Прямоугольная	Треугольная с углом заострения в плане, град					
		45	60	75	90	120	150
Коэффициент m_1	1	0,54	0,59	0,64	0,69	0,77	1

тивление льда сжатию, МПа, определяемое по опытным данным, а при их отсутствии — в зависимости от средней температуры воздуха за трое суток до действия на сооружение льда толщиной 0,5 м и менее или за шесть суток при толщине льда более 0,5 м:

$t_n, ^\circ\text{C}$	0	-3	-15	-30
$R_c, \text{МПа}$	0,45	0,75	1,2	1,5

Для водохранилищ южнее линии Архангельск — Киров, Уфа, Кустанай, Караганда, Усть-Каменогорск допускается принимать нормативное сопротивление льда $R_c = 0,3$ МПа.

Силу воздействия ледяных полей F_p на секцию водосливной плотины шириной L_c с быками толщиной $d_b = 0,5$ м, расположенными на расстоянии b_{np} при $d_b/b_{np} = 0,1 \dots 0,9$, можно ориентировочно определять по формуле

$$F_p = \left[\frac{d_b}{b_{np}} (1 - 2m_1 k_n) + 2m_1 k_n \right] F_{v.w}, \quad (3.48)$$

где m_1 — коэффициент формы быков, определяемый по табл. 3.7; k_n — коэффициент, принимаемый в зависимости от отношения d_b/h_d :

d_b/h_d	1	3	10	20	30	≥ 50
k_n	2,5	2	1,5	1,2	1	0,5

В особых случаях воздействия льда на плотину ледовую нагрузку следует определять по СНиП 2.06.04-82.

Точка приложения равнодействующей ледовой нагрузки при всех ее видах принимается ниже расчетного уровня воды на $0,3h_d$.

Давление наносов на напорную грань плотины принимается по треугольной эпюре (рис. 3.18) с давлением у основания

$$p_n = \gamma_{н.в} h_n \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi_n/2), \quad (3.49)$$

где $\gamma_{н.в}$ — удельный вес наносов под водой, кН/м^3 ; h_n — толщина слоя наносов перед плотиной, м; φ_n — угол внутреннего трения наносов.

Удельный вес наносов под водой

$$\gamma_{н.в} = \gamma_1 - \gamma(1 - n), \quad (3.50)$$

где γ_1 и γ — удельные веса сухих наносов и воды, кН/м^3 ; n — относительная пористость наносов. При средней крупности частиц наносов $0,001-0,05$ м можно принимать $\gamma_1 = (9 \dots 13) \text{кН/м}^3$, для илов $\gamma_1 = (4 \dots 8) \text{кН/м}^3$.

Угол внутреннего трения для песчаных наносов $\varphi_n = 16...18^\circ$, для супесчаных $\varphi_n = 20...22^\circ$ и для глинистых $\varphi_n = 12...14^\circ$.

Равнодействующая линейная сила давления наносов

$$E_n = 0,5 \gamma_n \cdot h_n^2 \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi_n/2). \quad (3.51)$$

Сейсмические воздействия при проектировании гидротехнических сооружений учитываются при расчетной сейсмичности 7—9 баллов. При более высокой сейсмичности строительство гидротехнических сооружений, как правило, не допускается.

В соответствии со СНиП II-7-81 [47] сейсмические нагрузки определяются методами, основанными на линейно-спектральной теории сейсмостойкости. С этой целью плотина разбивается по высоте на отдельные элементы, в центре тяжести которых прикладываются сейсмические силы.

При расчетах прочности плотин учитывается только горизонтальная составляющая сейсмического воздействия, а при расчетах устойчивости учитываются горизонтальная и вертикальная составляющие, действующие одновременно.

Горизонтальная составляющая сейсмической нагрузки на k -й элемент плотины, соответствующая i -у тону колебаний, определяется по формуле

$$S_{ik} = k_1 k_2 k_\psi Q_k A \beta_i \eta_{ik}, \quad (3.52)$$

где $k_1 = 0,25$ — коэффициент, учитывающий допускаемые повреждения; k_2 — коэффициент, учитывающий высоту подпорного сооружения h (при $h \leq 60$ м $k_2 = 0,8$; при $h > 100$ м $k_2 = 1$; при $60 \text{ м} < h < 100 \text{ м}$ k_2 — по интерполяции, в остальных случаях $k_2 = 1$); k_ψ — коэффициент, характеризующий степень рассеяния энергии, принимаемый для бетонных и железобетонных подпорных сооружений при сейсмичности площадки строительства 7 и 8 баллов равным 1, при 9 баллах — 0,8; Q_k — вес элемента сооружения, кН; A — коэффициент, зависящий от сейсмичности: при 7 баллах $A = 0,1$, при 8 баллах — 0,2, при 9 баллах — 0,4; β_i — коэффициент динамичности, характеризующий сейсмические свойства грунта и период собственных колебаний сооружения; η_{ik} — коэффициент формы, характеризующий форму деформации сооружения при его собственных колебаниях и место приложения нагрузки.

Значения коэффициентов β_i и η_{ik} при учете нескольких тонов сейсмических колебаний определяются по методике, описанной в СНиП II-7-81. При обосновании строительства гидротехнических сооружений I и II классов и при проектировании сооружений III и IV классов допускается учитывать только низкий (первый) тон сейсмических колебаний, что позволяет находить приближенные значения указанных коэффициентов. С этой целью определяется период собственных колебаний сооружений, который для гравитационных плотин при первом тоне колебаний приближенно определяется [11] зависимостью

$$T_1 = 1,6\pi h / \sqrt{E_0 g / \gamma_0}, \quad (3.53)$$

Таблица 3.8. Определение коэффициента β_i

Категория грунта	Период собственных колебаний T_1 , с	β_i
I	$>0,15$	$1/T_1$, но не более 3
	$\leq 0,15$	$1,5 + 10T_1$
II	$>0,15$	$1,1T_1$, но не более 2,7
	$\leq 0,15$	$1,5 + 8T_1$
III	$>0,2$	$1,5/T_1$, но не более 2
	$\leq 0,2$	$1,5 + 2,5T_1$

где h — высота плотины, м; E_b — модуль упругости бетона, кПа; γ_0 — удельный вес бетона, кН/м³.

Зная период собственных колебаний, коэффициент β_i можно определить по табл. 3.8.

Значение коэффициента η_{ik} может быть приближенно определено интерполяцией, имея в виду, что оно изменяется от 2 на гребне плотины до 0 у ее основания.

Для сооружений I класса сила S_{ih} , определяемая по формуле (3.52), увеличивается на 20 %.

При расчете устойчивости плотины рассматриваются два направления сейсмического воздействия: горизонтальное и наклонное под углом 30° к горизонтальной плоскости. В качестве расчетного принимается случай, при котором устойчивость сооружения будет наименьшей. При этом в обоих случаях сейсмические воздействия относятся к весу всего сооружения. Во втором случае при определении горизонтальной составляющей сейсмической нагрузки в плоских условиях по формуле (3.52) коэффициент A следует умножить на 0,87, а при определении вертикальной составляющей — на 0,5 и принимать $\beta_i \eta_{ik} = 1$.

При определении сейсмических нагрузок на плотину при наличии воды в бьефах вес погруженного в воду элемента сооружения Q_k определяется без учета взвешивающего действия воды. Вес воды в порах и полостях этого элемента учитывается в качестве дополнительного веса. Необходимо также определить вес элемента плотины с учетом присоединенной массы воды, приходящейся на единицу площади поверхности сооружения:

$$m_w = \rho_w H \mu \psi, \quad (3.54)$$

где ρ_w — плотность воды, т/м³; H — глубина воды у сооружения, м; $\mu = 0,238$ — безразмерный коэффициент присоединенной массы для первого тона колебаний; ψ — безразмерный коэффициент, равный 1 при $l/H \geq 3$ (l — расстояние между плотиной и противоположным берегом водоема на уровне 2/3 глубины).

Сейсмическое воздействие на элемент плотины с учетом присоединенной массы при первом тоне колебаний равно:

$$S_{ih} = k_1 k_2 k_\psi (Q_k + m_{wh} g) A \beta_i' \eta_{ik}, \quad (3.55)$$

где m_{wh} — присоединенная масса воды, соответствующая поверх-

ности всего рассматриваемого элемента плотины, τ ; $\beta'_1 = f(T'_{11})$ — по табл. 3.8.

Приближенно [11]

$$T'_1 = T_1 \sqrt{1 + (m_n/m_0)}, \quad (3.56)$$

где T'_1 — период первого тона колебаний плотины с учетом присоединенной воды, с; T_1 — то же, в воздухе (определяется по формуле (3.53)); m_0 — масса бетона, т.

Если вода находится с двух сторон сооружения, ее присоединенная масса принимается равной сумме присоединенных масс воды, определяемых для каждой из сторон сооружения.

Удельное сейсмическое давление наносов определяют по формуле

$$p_{н.с} = [1 + k_c \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2)] p_n, \quad (3.57)$$

где p_n — удельное давление наносов без учета сейсмических сил, определяемое по формуле (3.49), кН; k_c — коэффициент сейсмичности, принимаемый в зависимости от расчетной сейсмичности (см. формулу (3.3)).

При расчете прочности и устойчивости плотин расчетные нагрузки от сейсмичности воздействий суммируют с усилиями от других нагрузок, входящих в расчетное сочетание нагрузок и воздействий.

3.3.3. Расчет прочности

При расчетах на основное сочетание нагрузок плотин высотой до 60 м без специальной гидроизоляции напорной грани должны быть выполнены следующие условия:

а) во всех точках тела плотины не должно возникать растягивающих напряжений и должна быть обеспечена несущая способность бетона при максимальном его сжатии:

$$\sigma_1 \leq 0; \quad (3.58)$$

$$n_n |\sigma_n| \leq R_{нп} m_{нп} / k_n; \quad (3.59)$$

б) на верховой грани плотины должно быть обеспечено сжатие бетона не менее чем на четверть гидростатического давления:

$$|\sigma_n^B| \geq 0,25 \gamma y; \quad (3.60)$$

в) в контактном сечении скального основания у верховой грани плотины не должны возникать растягивающие напряжения

$$\sigma_n^B \leq 0, \quad (3.61)$$

где σ_1 , σ_3 , σ_n^B , σ_n^B — напряжения соответственно главные максимальные и минимальные в теле плотины, нормальные, действующие по горизонтальным площадкам у верховой грани, и нормальные, действующие по площадкам контактного сечения скального основания у верховой грани плотины; n_n , $m_{нп}$, k_n — коэффициенты соответ-

венно сочетаний нагрузок, условий работы и надежности (см. «Общие положения и расчетные данные»); γ , y , $R_{пр}$ — соответственно удельный вес воды, погружение расчетного сечения под уровень верхнего бьефа, призмическая прочность бетона.

В приведенных выражениях и в дальнейшем растягивающие напряжения принимаются со знаком плюс, а сжимающие — со знаком минус.

Отклонение от условия (3.60) допускается для верхней части верховой грани высотой не более 0,25 высоты плотины.

При расчетах плотин без гидроизоляции на особые сочетания нагрузок должно выполняться лишь условие (3.59).

Напорная грань плотины считается гидроизолированной лишь в том случае, если предусмотрены специальный гидроизоляционный экран и его защита от внешних механических воздействий, возможен его ремонт или экран обладает способностью к самозалечиванию, а дренаж тела плотины устроен непосредственно за экраном. Расчет прочности плотин с такими экранами имеет некоторые особенности.

Краевые напряжения в гравитационных плотинах всех классов высотой до 60 м и высотой свыше 60 м на первой стадии расчета определяются методами сопротивления материалов по следующим формулам:

на верховой грани

$$\begin{aligned}\sigma_y^в &= \frac{N}{b} + \frac{6M}{b^2}; \\ \sigma_x^в &= \sigma_y^в m_1^2 - \gamma y (1 - m_1^2); \\ \tau_{xy}^в &= (\gamma y + \sigma_y^в) m_1; \\ \sigma_1^в &= \sigma_y^в (1 + m_1^2) + \gamma y m_1^2; \\ \sigma_2^в &= -\gamma y;\end{aligned}\tag{3.62}$$

$$\sigma_n^в = \frac{1 + m_1^2}{2} \left\{ \sigma_y^в [\cos 2(\alpha - \delta) + 1] + \gamma h_1 \left[\cos 2(\alpha - \delta) - \frac{1 - m_1^2}{1 + m_1^2} \right] \right\};$$

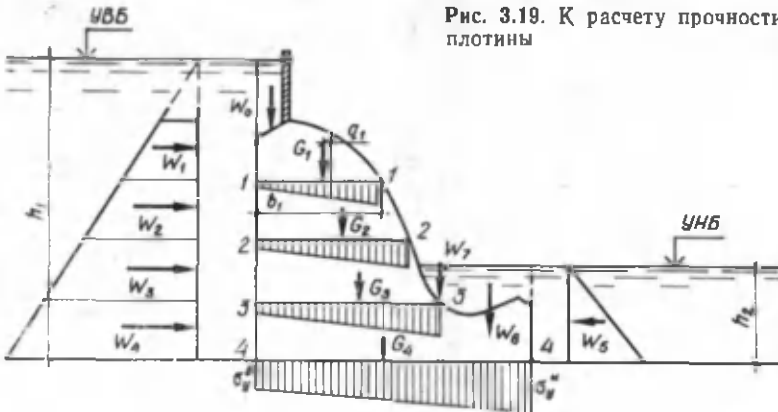
на низовой грани

$$\begin{aligned}\sigma_y^н &= \frac{N}{b} - \frac{6M}{b^2}; \\ \sigma_x^н &= \sigma_y^н m_2^2 - \gamma y_n (1 - m_2^2); \\ \tau_{xy}^н &= -(\sigma_y^н + \gamma y_n) m_2; \\ \sigma_1^н &= -\gamma y_n; \\ \sigma_2^н &= \sigma_y^н (1 + m_2^2) + \gamma y_n m_2^2.\end{aligned}\tag{3.63}$$

В формулах (3.62), (3.63) приняты следующие обозначения:

$\sigma_y^в$, $\sigma_x^в$, $\sigma_y^н$, $\sigma_x^н$ — нормальные напряжения по горизонтальным и вертикальным площадкам соответственно у верховой и низовой гра-

Рис. 3.19. К расчету прочности плотины



ней; τ_{xy} , τ_{yx} — касательные напряжения по горизонтальным и вертикальным площадкам соответственно у верховой и низовой граней; σ_1 , σ_3 , σ_1' , σ_3' — максимальные и минимальные главные напряжения соответственно у верховой и низовой граней; M — момент сил, приложенных к плотине выше расчетного сечения, относительно центра тяжести этого сечения (по часовой стрелке со знаком плюс, против часовой стрелки — со знаком минус); N — нормальная сила, равная сумме проекций на нормаль к расчетному сечению всех сил, действующих на плотину выше расчетного сечения; b — ширина расчетного сечения; y и y_n — погружение расчетного сечения соответственно под уровень верхнего и нижнего бьефов; m_1 , m_2 — коэффициенты заложения соответственно верховой и низовой граней; α — угол между плоскостью напорной грани плотины и вертикальной плоскостью; δ — угол между плоскостью подошвы плотины и горизонтальной плоскостью; h_1 — глубина воды перед плотинной. Распределение напряжений в горизонтальной плоскости между гранями плотины принимается по прямой, и их эпюра имеет вид трапеции.

Напряженное состояние гравитационных плотин оценивается в нескольких горизонтальных сечениях, которые равномерно распределяются по высоте плотины, но обязательно располагаются в местах резкого изменения профиля плотины и приложения сосредоточенных сил, например давления льда. Расчетное сечение по подошве плотины является обязательным.

На рис. 3.19 показана расчетная схема к определению напряжений в гравитационной плотине от основных нагрузок, на которой показаны расчетные сечения и эпюры нормальных напряжений.

3.3.4. Расчет устойчивости

При выполнении требований, предъявляемых к напряженному состоянию плотин, нарушение их устойчивости возможно лишь в виде сдвига. При этом основным расчетным случаем является случай сдвига плотины по поверхности основания (рис. 3.20).

Т а б л и ц а 3.9. Параметры сдвига

Виды скальных пород оснований	f	C , МПа
Скальные массивные крупнообломочные, слоистые, плиточные породы ($R_{сж} > 40$ МПа), практически не выветрелые	0,95	0,4
То же, но средне трещиноватые, слабо выветрелые	0,85	0,3
Скальные крупнообломочные сильно трещиноватые ($R_{сж} \approx 40$ МПа), полускальные породы слабо выветрелые, слабо деформируемые ($R_{ож} = 20...40$ МПа)	0,75	0,2
Полускальные породы, плиточные, тонкоплиточные, средние и сильно трещиноватые ($R_{сж} = 2,5...20$ МПа)	0,7	0,10

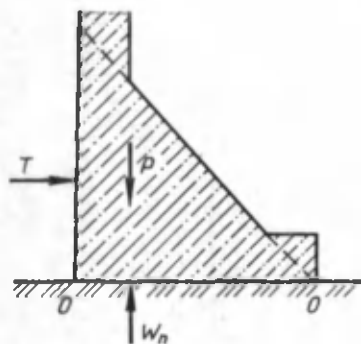


Рис. 3.20. К расчету устойчивости плотины

В соответствии с методом предельных состояний условия устойчивости плотины на сдвиг можно записать в виде

$$n_c T < R m_{на} / k_{т}, \quad (3.64)$$

где T — расчетная равнодействующая горизонтальная сила; R — расчетное предельное сопротивление при сдвиге.

Расчетное предельное сопротивление при сдвиге для плотин на однородном скальном основании без упора

$$R = (P - W_n) f + C \omega, \quad (3.65)$$

где P — сумма всех вертикальных сил, действующих сверху вниз; W_n — полное противодействие; ω — площадь поверхности сдвига, равная при расчете на 1 м плотины ширине ее по основанию b ; f и C — параметры сдвига, определяемые по табл. 3.9.

Расчет устойчивости плотин в более сложных условиях их работы приведен в соответствующих СНиП.

Глава четвертая

ГРАВИТАЦИОННЫЕ ПЛОТИНЫ НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ

4.1. КОНСТРУКЦИИ ПЛОТИН

Гравитационные плотины на нескальных основаниях сходны с плотинами на скальном основании в применяемых материалах и их распределении в теле плотины, в очертании водосливных поверхностей, в формах быков в плане, в конструкциях дренажа тела плотины и в некоторых других отношениях. Как и плотины на скальном основании, они выполняются водосбросными и очень редко глухими, что требует специального обоснования. Но вместе с тем гравитационные плотины на нескальном основании имеют и существенные отличия, вызываемые особенностями нескальных оснований.

Большая водопроницаемость нескальных оснований требует устройства развитого подземного контура, необходимого для существенного снижения противодавления по подошве плотины, предупреждения фильтрационных деформаций основания и снижения фильтрационных расходов. Малые значения коэффициента трения между подошвой плотины и ее основанием и отсутствие во многих случаях сцепления между ними вынуждает придавать телу плотины распластанный профиль для устойчивости. Большая размываемость грунта поверхностным потоком вызывает необходимость устройства креплений дна и берегов русла на большой его протяженности в верхнем и нижнем бьефах.

4.1.1. Схемы подземного контура

Основными элементами контура плотин на нескальном основании являются понур, шпунты, зубья и дренажи. Их размеры и взаимное расположение определяются напором на плотину и особенностями основания. Для неоднородных оснований типовых схем подземного контура не существует. Для однородных оснований в зависимости от глубины залегания водоупора можно выделить три типовые схемы.

Первая схема подземного контура соответствует случаю, когда водоупор залегает глубоко и смыкание с ним элементов подземного контура практически невозможно или нецелесообразно по экономическим соображениям (рис. 4.1, а). В этом случае элементами схемы являются понур, «висячий» шпунт у верхней грани плотины и плоский дренаж под телом плотины и водобоем. Это наиболее рациональное решение, так как фильтрационное давление на тело плотины практически снимается, и она по условиям устойчивости может иметь минимальный вес. Эта принципиальная схема может иметь некоторые разновидности, вызываемые специфическими особенностями работы плотины и ее основания.

Вторая схема подземного контура применяется в случаях, когда возможно и экономически целесообразно пересечь толщу водопроницаемого основания вертикальной преградой (шпунтом, стенкой, завесой), смыкающейся с водоупором (рис. 4.1, б). Такая

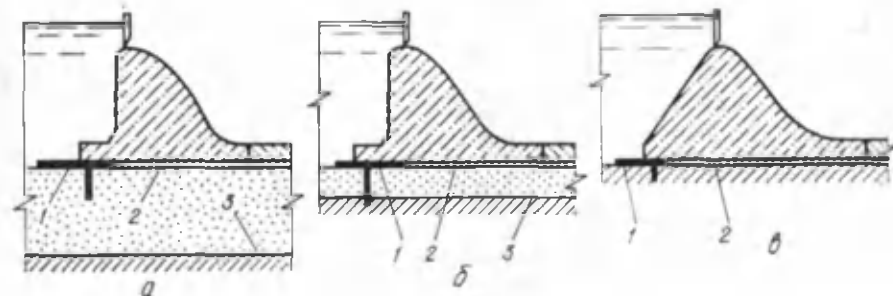


Рис. 4.1. Схемы плотин на нескальном основании:

а — при глубоком залегании водоупора; б — при неглубоком залегании водоупора; в — при расположении плотины на глинистом основании; 1 — водонепроницаемая часть; 2 — дренаж; 3 — водоупор

схема весьма эффективна, так как почти полностью снимается фильтрационное давление на подошву плотины, исчезает опасность суффозии и выпора грунта основания, прекращаются потери воды на фильтрацию из верхнего бьефа. Если вертикальная преграда достаточно водонепроницаема, дренаж под телом плотины можно не устраивать.

Третья схема подземного контура соответствует случаю расположения плотины непосредственно на водонепроницаемом глинистом основании (рис. 4.1, *в*). Здесь достаточно устроить неглубокую преграду в виде зуба, чтобы пересечь разрыхленные верхние слои грунта, обеспечить хороший контакт плотины с основанием и благоприятные условия для выхода фильтрационной воды в дренаж под телом плотины.

4.1.2. Понуры

Противофильтрационные понуры должны обладать водонепроницаемостью и некоторой гибкостью на случай деформации основания. Материалами для такого понура служат глина, суглинок, глинобетон, торф, асфальт, полимерные материалы, железобетон. В ряде случаев железобетонные понуры выполняются анкерными для увеличения устойчивости плотин при сдвиге. С этой целью понур имеет прочную и гибкую связь с телом плотины.

Тип понура устанавливается из условия, чтобы коэффициент фильтрации материала понура был в 50—100 раз меньше коэффициента фильтрации основания. Поэтому понуры из глинистых материалов применяются при песчаных и песчано-гравелистых грунтах основания и напорах на плотине до 15 м, а на глинистых основаниях и при больших напорах на плотине понуры устраиваются из водонепроницаемых материалов.

Предварительно понуру из глинистых материалов можно придавать следующие размеры (рис. 4.2, *а*). Минимальная толщина понура в его начале принимается $t_{\min} = 0,5...0,75$ м, а в примыкании к плотине — 1...2 м. Коэффициенты откосов m_1 и m_2 назначаются в соответствии со свойствами грунта основания. Толщина понура в промежуточных вертикальных сечениях назначается по формуле

$$t \geq \Delta h / I_{\text{доп}}, \quad (4.1)$$

где Δh — потеря напора от начала подземного контура до рассматриваемого вертикального сечения понура; $I_{\text{доп}}$ — допустимый градиент напора для материала понура, принимаемый в соответствии с нормами: для глин $I_{\text{доп}} = 6...10$, для суглинков — 4...5.

Шов (или часть его) сопряжения глинистого понура и тела плотины делается обычно наклонным с тем, чтобы он не раскрывался при осадках понура и плотины. В ответственных случаях этот шов специально уплотняется (рис. 4.2, *в*). Аналогично осуществляется сопряжение такого понура и со стенкой верхового откылка берегового устоя.

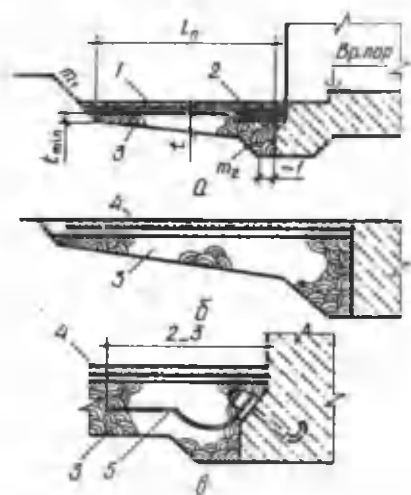


Рис. 4.2. Примеры глинистых понуров:

1 — одиночная мостовая на слое песчано-гравелистой подготовки толщиной 0,15 м; 2 — двойная мостовая на слое подготовки; 3 — глинистый понур; 4 — бетонные плиты размером 3×3×0,5 м на гравийной подготовке толщиной 0,15 м; 5 — битумный мат

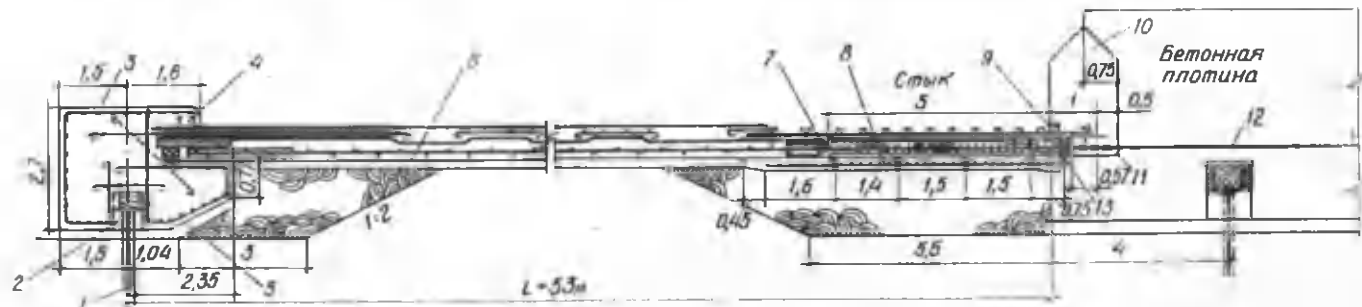


Рис. 4.3. Анкерный понур Волгоградской плотины в разрезе:

1 — металлический шпунт; 2 — бетон заделки шпунта; 3 — надшпунтовая балка; 4 — штрабный бетон; 5 — бетонная подготовка; 6 — железобетонная плита; 7 — просмоленные доски; 8 — снизу — армированная бетонная подготовка, битумный мат, литой асфальт, битумная мастика, три слоя досок с прокладкой гидроизола; 9 — брус 15×20 см; 10 и 11 — штрабный бетон первой и второй очереди; 12 — швеллер № 20а; 13 — шпонка

Длина понура обычно $l_{\text{п}} = (1...3)Z_{\text{max}}$, где Z_{max} — максимальный напор на плотине.

Сверху водонепроницаемый материал понура покрывается защитным слоем из местного грунта для предохранения глинистого материала от образования трещин в период до затопления понура, при промерзании и высыхании и от возможных повреждений в период эксплуатации. Поверх защитного слоя отсыпается обратный фильтр толщиной 15—20 см. И только у малоответственных плотин обратный фильтр отсыпается непосредственно на глинистую часть понура. Поверх обратного фильтра устраивается крепление либо в виде каменной мостовой (рис. 4.2, а), либо в виде бетонных сборных или бетонируемых на месте плит толщиной 20—50 см (рис. 4.2, б). Крупность камня и размеры плит определяются в зависимости от максимальной скорости течения, которая у средненапорных плотин наибольшая при пропуске строительных расходов методом гребенки.

Анкерные понуры (рис. 4.3) обычно состоят из железобетонных плит толщиной 0,4—0,7 м, арматура которых соединена с арматурой нижней сетки фундаментной плиты плотины. Для создания гибкого шва между плотиной и понуром в месте их соединения цементный бетон заменяется армированным асфальтобетоном. Для обеспечения необходимой водонепроницаемости понура железобетонные плиты покрываются сверху двумя слоями битумных матов и слоем суглинка. Для пригрузки понура и защиты от повреждений поверх него отсыпается местный грунт и устраивается защитное крепление по обратному фильтру (см. рис. 4.17).

Длину анкерного понура предварительно можно назначать по аналогии с понуром из глинистых материалов с последующим уточнением на основании статических расчетов.

При возможности подмыва понура устраивается предпонурное крепление в виде призмы из каменной наброски, а на крупных плотинах — в виде предохранительного ковша, загруженного камнем (см. рис. 4.17).

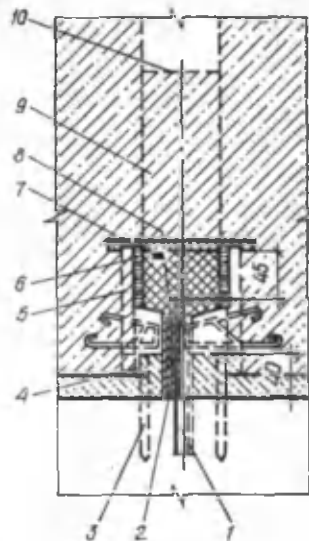
4.1.3. Шпунты, зубья, завесы

В качестве вертикальных противofiltrационных устройств чаще всего применяются плоские стальные шпунты. В песчаных грунтах устраивается верховой (королевый) подплотинный шпунт. Верховой понурный шпунт применяется в случае анкерного понура. Низовой (водобойный) шпунт устраивается редко и лишь в том случае, если необходимо обеспечить безопасный выход фильтрационного потока в дренаж под водобоем или устранить опасность выпора грунта при большой нагрузке на него у низовой грани плотины. В последнем случае этот шпунт делается перфорированным (водопроницаемым).

Стальные шпунты применимы в нескальных грунтах при глубине забивки от 2,5 до 25 м, а иногда и больше. Предварительная длина понурного шпунта может быть принята от 2,5—3 м до $0,5Z_{\text{max}}$, королёвого — $(0,5...1,5)Z_{\text{max}}$, водобойного — 2—4 м. Мень-

Рис. 4.4. Соединение шпунта с фундаментной плотин:

1 — шпунт; 2 — войлок; 3 — колья из досок; 4 — доски; 5 — стойка через 1 м; 6 — доски; 7 — битумно-минеральная смесь; 8 — пакля; 9 — резиновые колодцы через 4 м; 10 — уровень смеси в колодце



шие значения соответствуют глинистым и суглинистым грунтам основания и высоким плотинам. Глубина погружения шпунта в водонепроницаемый слой грунта — не менее 1 м.

Соединение шпунта с фундаментом плотины осуществляется устройством специальных гидроизоляционных шпонок, располагаемых в бетоне фундамента (рис. 4.4), допускающих возможность осадки плотины без опирания на шпунт.

Бетонные зубья при наличии шпунтовых рядов делаются рядами небольших размеров. Их глубина 2—3 м, а ширина по низу обычно не менее 3 м (см. рис. 4.17). Глубокие противодиффузионные бетонные и железобетонные зубья устраиваются в случаях, когда применение шпунта невозможно по инженерно-геологическим условиям.

Завесы целесообразно устраивать, когда необходимо создать противодиффузионную преграду на большую глубину. Они выполняются нагнетанием в песчаные и песчано-гравелистые грунты с коэффициентом фильтрации до 100 м/сут цементных и цементно-глинистых растворов.

4.1.4. Дренаж основания

Устройство горизонтального дренажа основания снимает фильтрационное давление на подошву сооружения и обеспечивает фильтрационную прочность грунта. Дренаж устраивается на глинистых и песчаных грунтах основания, когда для обеспечения устойчивости плотины недостаточно устройства понура и вертикальных противодиффузионных преград.

Двух-, трехслойный горизонтальный дренаж всегда устраивается под всей площадью водобоя и рисбермы, а в необходимых случаях — под частью фундамента плотины и анкерным понуром, повышая его устойчивость при сдвиге.

Основным элементом дренажа основания является обратный фильтр. Количество слоев и крупность фракций фильтра подбираются в зависимости от рода грунта основания, его гранулометрического состава и градиентов фильтрационного потока по методике, изложенной в п. 1.4. Обычно в плотинах на легко вымываемых грунтах основания обратные фильтры устраиваются трехслойными. Общая толщина всех слоев такого фильтра 0,8—1 м при толщине отдельных слоев не менее 20 см.

Вода из горизонтального дренажа-под телом плотины отводится либо через систему труб в низовом зубе плотины с выходом ее в дренаж под водобойной плитой, либо по системе труб в теле бетонной плотины с выводом их ниже минимального уровня воды в нижнем бьефе. Выходные отверстия таких труб располагаются в низовых оголовках быков и устоях. Характерная схема дренажа основания плотины приведена на рис. 4.7.

4.1.5. Поперечные профили плотин

В плотинах на нескальных основаниях оголовки водослива и водосливная поверхность при донном режиме сопряжения бьефов проектируются так же, как и в плотинах на скальном основании (см. главу третью). Однако получающийся при этом профиль плотины обычно оказывается неустойчивым на сдвиг ввиду меньшей несущей способности нескального основания. В связи с этим профиль плотины приходится корректировать увеличением его площади поперечного сечения на величину А (рис. 4.5, а) или на величину Б (рис. 4.5, б). В последнем случае устойчивость плотины увеличивается не только за счет веса бетона в объеме Б, но и в результате пригрузки от веса воды G_0 . В некоторых случаях приходится применять оба эти приема одновременно и тогда профиль водосливной плотины приобретает вид, показанный на рис. 4.5, в, г. Учет расположения рабочих, ремонтных и строительных затворов, особенностей пропуска строительных расходов также может вносить некоторые коррективы в гидравлически наивыгоднейший профиль плотины.

При предварительном проектировании ширину плотины по основанию b можно принимать в зависимости от максимального напора на плотине Z_{\max} и грунта основания: для галечниковых и гравелистых грунтов $b = (2 \dots 2,25) Z_{\max}$, для супесчаных и песчаных — $(2,25 \dots 2,5) Z_{\max}$, суглинистых — $(2,5 \dots 2,75) Z_{\max}$, глинистых — $(2,75 \dots 3) Z_{\max}$. Окончательная ширина плотины по основанию устанавливается в результате расчетов устойчивости плотины на сдвиг.

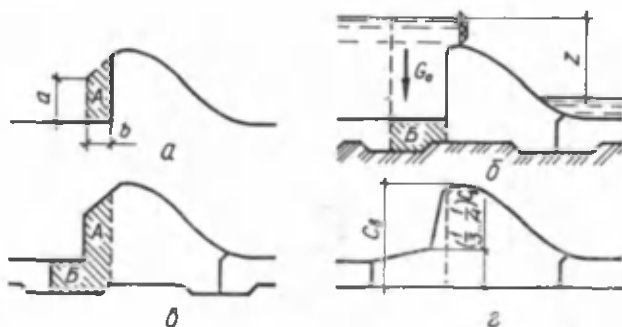


Рис. 4.5. Практические профили безвакуумной водосливной плотины

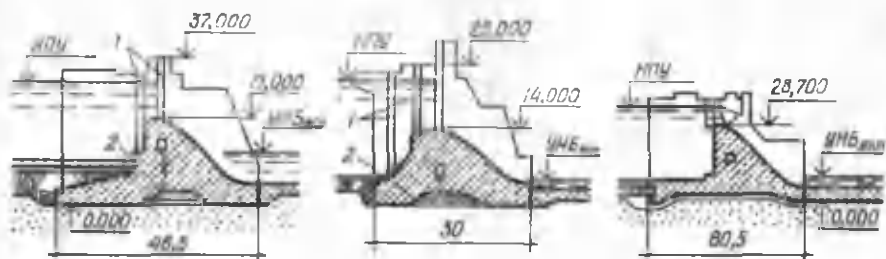


Рис. 4.6. Примеры построенных водосливных плотин:

1 — пазы для затворов; 2 — дренаж

Глубина заложения подошвы плотины определяется отметкой расположения надежных грунтов основания, условиями затопления гидравлического прыжка при сопряжении бьефов и безопасного выхода фильтрационного потока в дренаж.

В качестве примера построенных плотин, в которых учитывались приведенные выше соображения, могут служить плотины, показанные на рис. 4.6.

С целью экономии бетона в последнее время стали строить облегченные пустотелые плотины. Отдельные секции таких плотин осуществлены на Куйбышевской и Волгоградской плотинах. Профиль последней дан на рис. 4.7. Экономия бетона в этой конструкции плотины составила около 20 %.

Смотровые галереи и дренаж тела плотины на нескальном основании устраиваются так же, как и в плотинах на скальном основании (см. главу третью).

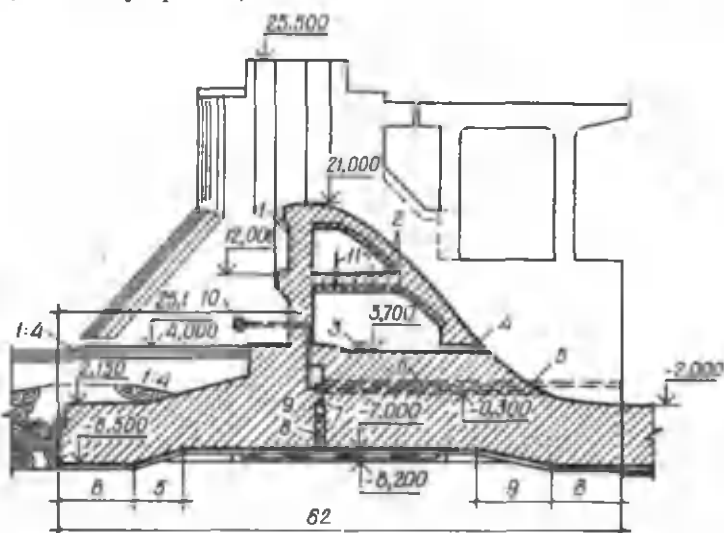


Рис. 4.7. Поперечный разрез по водосливу облегченной водосливной плотины:

1 — плиты оболочки; 2 — сборные железобетонные элементы; 3, 4 — асбестоцементные трубы диаметром 300 и 600 мм; 5 — водосборная труба дренажа; 6 — отводной трубопровод эжектора; 7 — труба диаметром 219 мм; 8 — дренажный колодец; 9 — эжектор; 10 — водозабор эжектора; 11 — трубы диаметром 100 мм

Профиль низконапорной водосливной плотины на нескальном основании при напоре до 10 м может представлять собой бетонную или железобетонную плиту, так как подпор воды в этом случае создается не телом плотины, а затворами. Принципиальная конструкция такой плотины сходна с конструкцией открытых водовыпусков (см. рис. 2.22).

4.1.6. Конструктивные швы и их уплотнение

Плотины на нескальном основании при напоре более 5—10 м, как правило, состоят из отдельных секций, в которых водослив и быки объединены в одну конструкцию на общей фундаментной плите.

Поперечные сквозные швы обычно устраиваются по осям быков, что позволяет обеспечить неизменяемость размеров пролетов при неравномерных осадках основания и избежать заклинивания затворов. В зависимости от качества и однородности грунта основания разрезка по быкам назначается через один, два или три пролета (рис. 4.8, а, б, в). Расстояние между швами может быть 50 м, а иногда и больше. В этом случае для избежания значительных температурных напряжений в теле плотины устраиваются швы-надрезы (обычно у быков, которые доходят лишь до фундаментной

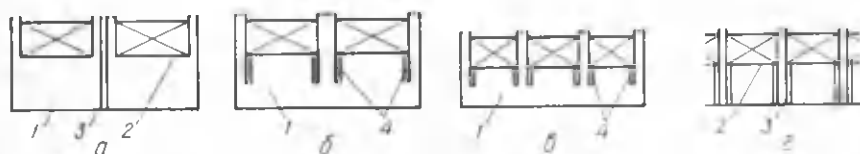


Рис. 4.8. Разрезка плотины на секции:

а — однопролетная секция; б — двухпролетная; в — трехпролетная; г — с отрезанными быками; 1 — фундаментная плита; 2 — порог водослива; 3 — шов между секциями; 4 — швы-надрезы

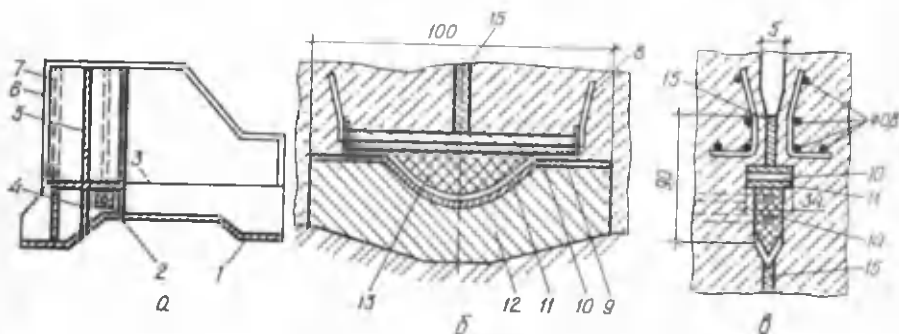


Рис. 4.9. Уплотнение конструктивных швов:

а — расположение шпонок; б — горизонтальная шпонка у подошвы плотины; в — горизонтальная шпонка в месте расширения шва; 1 — шпонка у подошвы; 2 — внутренняя контурная шпонка; 3 — граница расширения шва; 4 — шпонка в узкой части шва; 5 — шпонка в широкой части шва; 6 — наружное контурное уплотнение; 7 — скважины подпитки; 8 — анкеры; 9 — доски 2×20 см; 10 — стальной лист толщиной 4 мм; 11 — битумные маты; 12 — железобетонный блок; 13 — асфальтовая мастика; 14 — шлаковата, пропитанная битумным раствором; 15 — холодная асфальтовая штукатурка

плиты). И только при малодеформируемых однородных основаниях допустимо устройство сквозных швов между быками и водосливом (рис. 4.8, з).

Ширина шва в быках у гребня сооружения 4—5 см, а в пределах фундаментной плиты — 1—1,5 см, ширина температурных швов-надрезов — 1—2 см.

Вертикальное и контурное уплотнение швов (рис. 4.9, а) выполняется так же, как и в плотинах на скальном основании. Особенностью уплотнения швов в плотинах на нескальном основании является устройство горизонтальных шпонок, располагаемых непосредственно по контуру подошвы плотины (рис. 4.9, б) и по границе узкой и широкой частей шва (рис. 4.9, в).

4.1.7. Быки и сопрягающие сооружения

Конструкции быков и их очертания в плане в плотинах на нескальных основаниях такие же, как и в плотинах на скальном основании (см. главу третью). Очертание быков по вертикали определяется расположением транзитных и служебных мостов. Примеры некоторых возможных профилей быков приведены на рис. 4.6.

Примыкание водосливной плотины к другим сооружениям гидроузла осуществляется с помощью сопрягающих сооружений. Сопряжение с бетонными сооружениями (здание ГЭС, шлюз, рыбоходы) выполняется с помощью разделительных устоев, выступающих в сторону верхнего бьефа обычно в пределах длины понура, а в сторону нижнего бьефа — не менее, чем на длину водобоя (рис. 4.10). Разделительный устой в конструктивном отношении представляет собой полубычок. Его гребень должен возвышаться над расчетным уровнем воды не менее чем на 1—1,5 м.

Сопряжение водосливной плотины с плотиной из грунтовых материалов или с берегом осуществляется с помощью береговых устоев и открылков в виде подпорных стенок.

Продольная стенка устоя в плотинах на нескальном основании обычно объединяется с водосливом в единую, так называемую доковую конструкцию (рис. 4.11, б). И только при малодеформируемом основании она может быть отрезана от водослива конструктивным швом (рис. 4.11, а).

Для монтажа кранов и затворов, выезда кранов с плотины, выполнения ремонта затворов и устройства затворохранилищ участки земляной плотины или берега, примыкающие к водосливной плетине, выполняются в виде уширенной площадки (монтажной). Длина этой площадки равна 1,5—2,5 ширины водосливных пролетов плотины (см. рис. 4.10).

Верховые сопрягающие открылки могут иметь в плане различные очертания (рис. 4.12). При сходящихся открылках угол их схождения α может изменяться от 10 до 30°. Вверх по течению длина открылков обычно равна длине понура. В том случае, если для плавного подвода речного потока к плетине этой длины недостаточно, устраиваются специальные струенаправляющие дамбы.

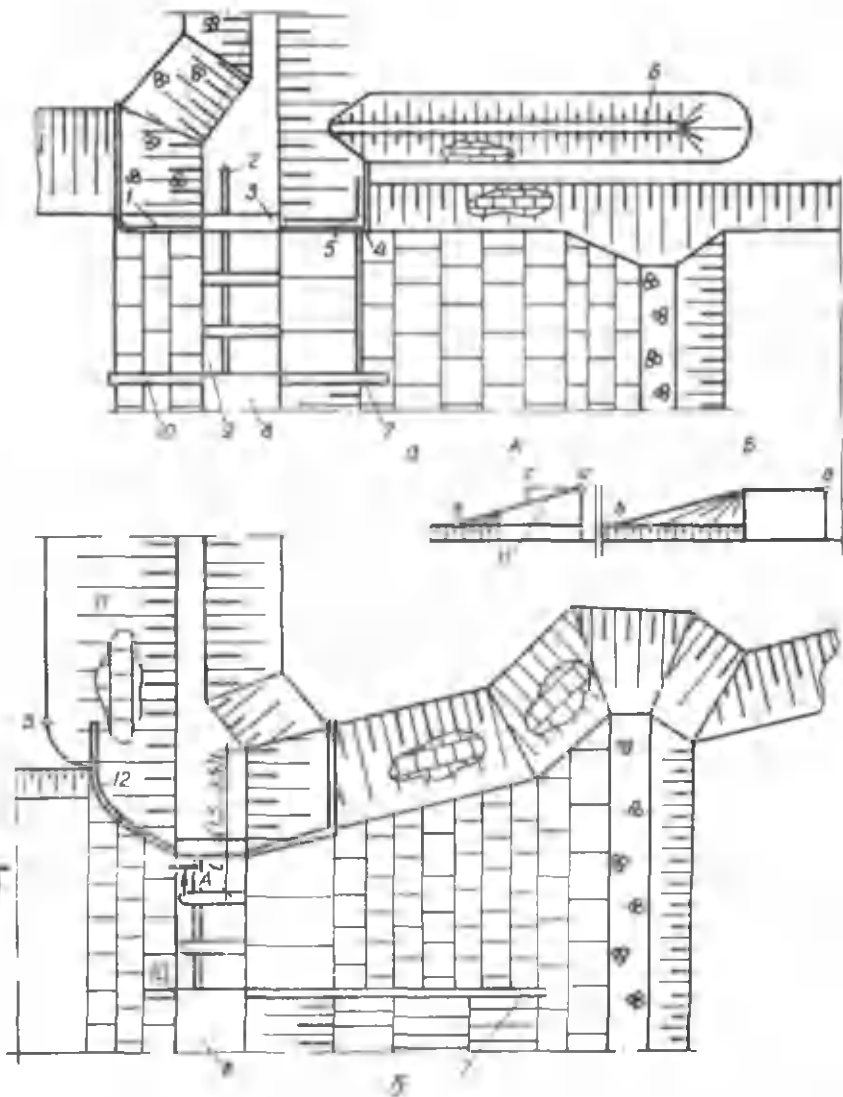


Рис. 4.10. Примеры компоновки сопрягающих сооружений:

a — сопрягающие открылки, расположенные параллельно потоку; *б* — то же, под углом к потоку; 1, 4 — верховой и низовой сопрягающие открылки; 2 — шпора; 3 — устоя; 6 — дренаж за устоем; 6 — разделительная дамба; 7, 10 — низовая и верховая разделительные стенки; 8 — ГЭС; 9 — плотина; 11 — откос плотины; 12 — округленные стенки (как вариант); А — выходящий верховой открылок; Б — высокий верховой открылок (как вариант) — вид по А-А.

Необходимость в них и их размеры устанавливаются лабораторными исследованиями.

В вертикальной плоскости верховые сопрягающие открылки устраиваются в большинстве случаев постоянной высоты с отметкой гребня, равной отметке гребня устоя. Реже их делают ныряющими с переменной высотой гребня, следующим за очертанием

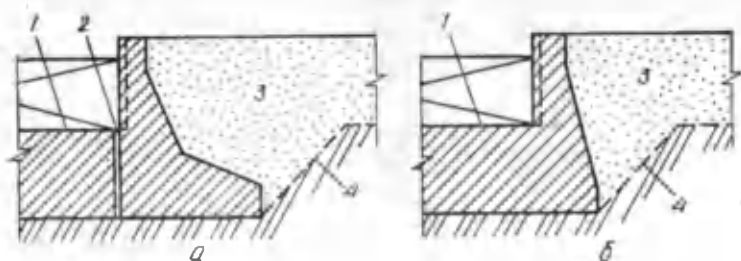


Рис. 4.11. Схемы разрезки устоя:

a — отделенного от плотины; *b* — не отделенного от плотины; 1 — гребень водослива; 2 — конструктивный шов; 3 — тело земляной плотины; 4 — контур котлована

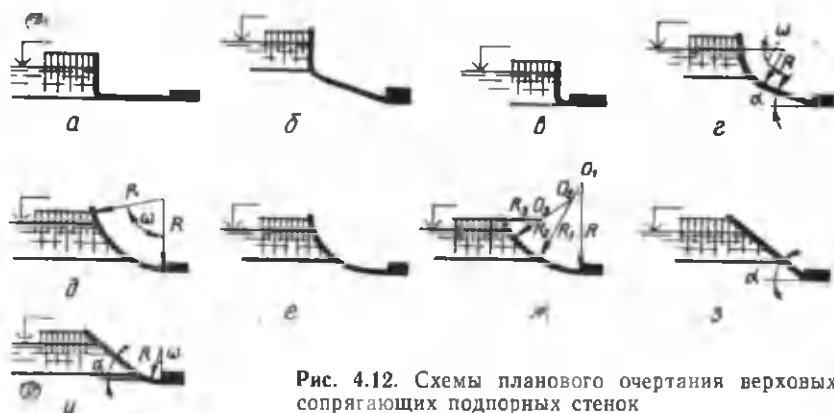


Рис. 4.12. Схемы планового очертания верховых сопрягающих подпорных стен

верхового откоса глухой плотины или берега (на рис. 4.10 — А, Б).

Низовой сопрягающий открылок в большинстве случаев выполняется в плане аналогично схемам на рис. 4.12, *a*, *б*, *в*, *г*, *з* с углом растекания $\alpha = 6...12^\circ$. Вниз по течению его длина может быть равна длине водобоя или доходить до конца рисбермы на ответственных плотинах. Гребень низового открылка в верхней части повторяет очертание низового откоса плотины из грунтовых материалов или откоса берега и обычно на всем протяжении возвышается на 1—1,5 м над максимальным уровнем воды в нижнем бьефе. Пример возможного очертания устоя и сопрягающих открылков приведен на рис. 4.13.

При проектировании внутреннего очертания устоя в плане (подземного контура) для предупреждения местного фильтрационного выпора в низовой части устоя иногда предусматривается дренаж, защищенный обратным фильтром (рис. 4.10; 4.13), который должен быть продолжением дренажа земляной плотины. С этой же целью дополнительно устраиваются противофильтрационные шпоры или диафрагмы, которые должны располагаться не ниже (по течению) линии затворов плотины. Длина диафрагмы и местополо-

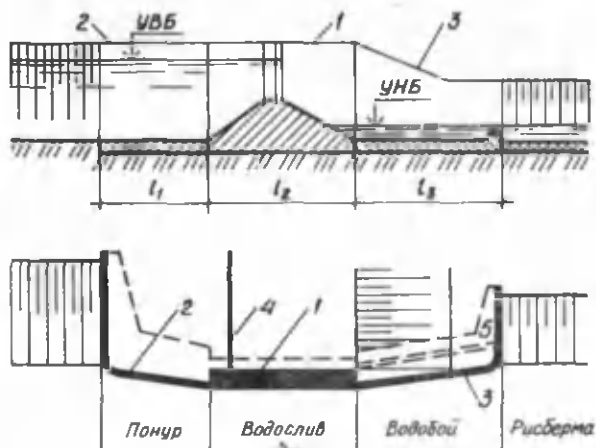


Рис. 4.13. Схема устоя:

1 — продольная стенка; 2 и 3 — верховая и низовая сопрягающие стенки (открылки); 4 — противофильтрационная диафрагма; 5 — дренаж

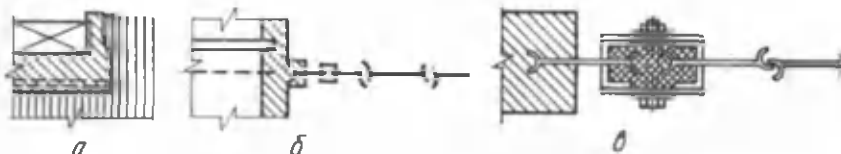


Рис. 4.14. Сопряжение диафрагмы (шпоры) с устоем:

а — профиль устоя и примыкающие к нему шпунтовые завесы и шпоры; б — расположение шпоры — вид сверху; в — битумная шпонка

жение дренажа устанавливаются расчетом фильтрационной прочности засыпки пазух устоя.

Диафрагмы могут быть в виде бетонной или железобетонной стенки, в виде ядра из глинистого грунта и в виде шпунтовой стенки. В последнем случае, если под плотиной имеется шпунт, то его сопрягают со шпунтом диафрагмы. Устой с такой диафрагмой соединяется гибкой шпонкой (рис. 4.14).

Подпорные стенки сопрягающих открьлков состоят обычно из секций длиной от 20 до 40 м различной высоты. Они выполняются из бетона или железобетона и являются сооружениями гравитационного типа. Швы между секциями уплотняются шпонками во избежание фильтрации и выпора грунта.

Наибольшее распространение для устройства сопрягающих открьлков в плотинах на нескальном основании получили железобетонные массивные уголковые подпорные стенки (рис. 4.15, а), состоящие из вертикальной и горизонтальной плит. Ширина горизонтальной фундаментной плиты обычно $B_{\text{п}} = (0,5...0,9)H_{\text{п}}$, где $H_{\text{п}}$ — высота стенки.

Внешняя консольная часть фундаментной плиты $b_1 = (0,25...0,3)B_{\text{п}}$, внутренняя — $b_2 = (0,7...0,75)B_{\text{п}}$.

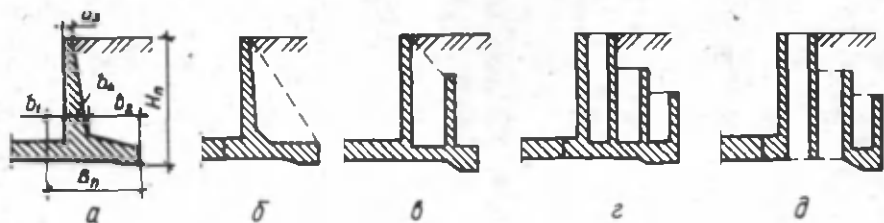


Рис. 4.15. Типы подпорных стенок сопрягающих сооружений:

a — уголковая; *б* — контрфорсная; *в* — то же, с вертикальной тыловой плитой; *г* — ячеистая со сплошной фундаментной плитой; *д* — то же, с фундаментной плитой под частью ячеек

Толщина вертикальной плиты внизу $b_4 = (0,1 \dots 0,2) H_n$, а сверху ориентировочно $b_3 = (0,4 \dots 0,5) b_4$.

Толщина горизонтальной плиты в месте ее сопряжения с вертикальной равна толщине последней по низу b_4 , а по краям несколько меньше.

Высота таких уголковых стенок может быть 25 м и более при насыщении арматурой около 0,5 %. Их применение наиболее эффективно на несвязных грунтах при криволинейном очертании стенок в плане и переменной их высоте.

На связных грунтах основания при высоте стенок до 15 м целесообразно применение контрфорсных подпорных стенок (рис. 4.15, б). Размеры фундаментной плиты такой стенки можно предварительно назначать, как для описанной выше уголковой стенки. Вертикальные ребра (контрфорсы) располагаются друг от друга на расстоянии $S = H_n/3$. Вертикальная и горизонтальная плиты имеют одинаковую или близкую толщину, равную $(1/15 \dots 1/20) S$. Толщина контрфорсов не должна быть меньше 25 см.

Устройство контрфорсных подпорных стенок уменьшает объем железобетона, однако существенно увеличивает расход опалубки, усложняет работы по возведению открылков и технологию засыпки грунта в их пазухи. Поэтому контрфорсные конструкции целесообразно применять в прямолинейных в плане открылках постоянной высоты, чтобы избежать изменений в армировании контрфорсов.

Новыми прогрессивными конструкциями подпорных стенок сопрягающих открылков являются контрфорсные стенки с вертикальной тыловой плитой (рис. 4.15, в), ячеистые со сплошной фундаментной плитой (рис. 4.15, г) и с фундаментной плитой под частью ячеек (рис. 4.15, д). Предварительные размеры таких стенок могут быть назначены на основании аналогов из числа построенных сооружений.

4.1.8. Устройство нижнего бьефа

Основной формой сопряжения бьефов при проектировании водобросных плотин на нескальном основании является донный режим. Устройствами нижнего бьефа при такой форме сопряжения бьефов в общем случае являются водобой с гасителями энергии, жесткая и гибкая рисбермы.

Водобой — это массивная горизонтальная плита, предназначенная для интенсивного гашения избыточной кинетической энергии. Отметка поверхности водобоя определяется гидравлическими расчетами, исходя из условия затопления гидравлического прыжка с некоторым запасом. Толщина водобойных плит δ_b обосновывается статическими расчетами. Предварительно ее можно определить по формуле В. Д. Домбровского:

$$\delta_b = 0,15v_1\sqrt{h_1}, \quad (4.2)$$

где v_1 и h_1 — соответственно скорость течения и глубина в сжатом сечении.

При донном режиме сопряжения бьефов длина водобоя l_b определяется длиной гидравлического прыжка:

$$l_n = 5(h_2 - h_1), \quad (4.3)$$

где h_1 и h_2 — соответственно первая и вторая сопряженные глубины.

При отсутствии гасителей энергии $l_b = (1...1,25)l_n$, при устройстве на водобое гасителей энергии $l_b = (0,75...0,8)l_n$, но в особо ответственных случаях $l_b = l_n$.

Плиты водобоя отделяются деформационными швами от тела плотины. В направлении течения они обычно делаются цельными, но в некоторых случаях могут разделяться на две части. По нормали к оси плотины, как правило, они разрезаются швами по продолжениям осей быков. При расстоянии между этими швами более 15—20 м устраиваются дополнительные продольные швы водобоя по осям пролетов плотины. И только в случае, когда низовые открылки составляют единое целое с железобетонной плитой водобоя, образуя неразрезную доковую конструкцию, продольные швы в водобое отсутствуют. Такие конструкции водобоев встречаются на плотинах небольшой длины при отношении высоты стенок открылков над водобоем к расстоянию между их лицевыми гранями $H_{ст}/B_{ст} \approx 0,28$ и расчетном коэффициенте сдвига бетона по грунту основания $\text{tg } \varphi = 0,2$. При более высоких значениях коэффициента сдвига (при $\text{tg } \varphi \geq 0,3$) такую схему водобоя и открылков целесообразно рассматривать лишь при $H_{ст}/B_{ст} \geq 0,33$. Толщина водобоев в этих случаях $(0,18...0,22)H_{ст}$.

Для устранения фильтрационного давления на плиты водобоя под ними устраивается горизонтальный дренаж основания описанной выше конструкции и дренажные колодцы непосредственно в плитах водобоя. Дренажные отверстия делаются размером от $0,25 \times 0,25$ до 1×1 м и заполняются каменным материалом, который перекрывается сверху металлическими решетками. Эти колодцы располагаются в шахматном порядке через 5—10 м в ряду друг от друга. Ряды отверстий располагаются не менее, чем через 5 м. При этом площадь дренажных колодцев должна составлять не менее 1,5% площади водобоя.

В начале водобойной плиты, например на первой трети его длины, где эжекция потока может быть особенно большой, дренажные колодцы располагать не следует. Дренажные колодцы не следует устраивать и в случае мелкопесчаных оснований, когда имеется

опасность выноса через колодцы частиц грунта основания в результате эжекционного воздействия поверхностного потока.

В соответствии с нормативами в качестве основных типов гасителей энергии на водобое следует рассматривать сплошную и прорезную водобойные стенки, гаситель-растекатель и гаситель в виде сочетания двух рядов трапецидальных пиросов и нижерасположенной водобойной стенки. Размеры и расположение гасителей устанавливаются гидравлическими расчетами, а в ответственных случаях — лабораторными исследованиями.

Жесткая часть рисбермы чаще всего выполняется из бетонных и железобетонных плит. На начальных участках рисбермы толщина плит 1—2,5 м, а на концевых — 0,5—0,8 м и более. Толщина плит по длине рисбермы изменяется уступами. Плиты в плане имеют квадратную или прямоугольную форму с длиной сторон от 2 до 20 м. При заданных плановых размерах плиты ее толщину $d_{п}$ можно ориентировочно принимать: для неармированных плит $d_{п} \geq (1/6...1/7)l_{п}$, а для армированных $d_{п} \geq (1,8...1/10)l_{п}$, где $l_{п}$ — длина плиты в направлении течения.

Продольные швы между плитами следует устраивать «в перевязку». Если предусмотрены прямоугольные плиты, то они должны располагаться длинной стороной вдоль течения. Под плитами укладывается двух- или трехслойный обратный фильтр толщиной 0,4—0,6 м. На поверхность обратного фильтра при бетонировании плит на месте укладывают подготовку из жесткого бетона толщиной 0,1—0,15 м.

В плитах жесткой рисбермы так же, как и в водобое, целесообразно устраивать дренажные колодцы в соответствии с приведенными выше рекомендациями для водобойных плит. При устройстве жесткой рисбермы из сборных плит дренажные колодцы можно не устраивать.

В конце жесткой рисбермы может предусматриваться вертикальная стенка, заглубляемая несколько ниже отметки ожидаемого

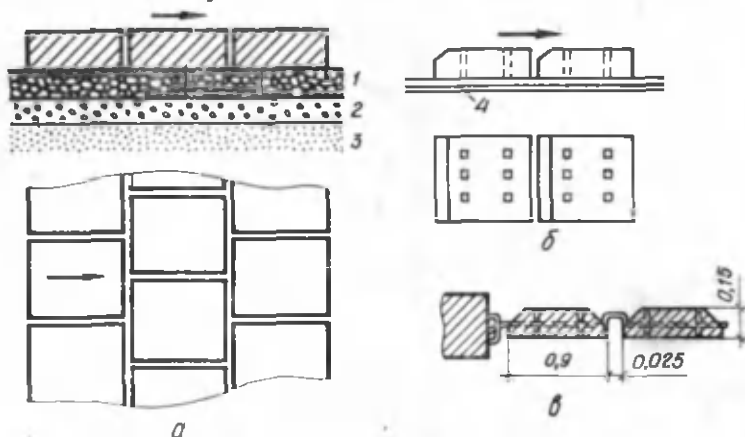


Рис. 4.16. Конструкции рисбермы:

а — плиты; *б* — дырчатые плиты со скосом; *в* — железобетонный тюфяк; 1 — щебень; 2 — гравий; 3 — песок; 4 — обратный фильтр

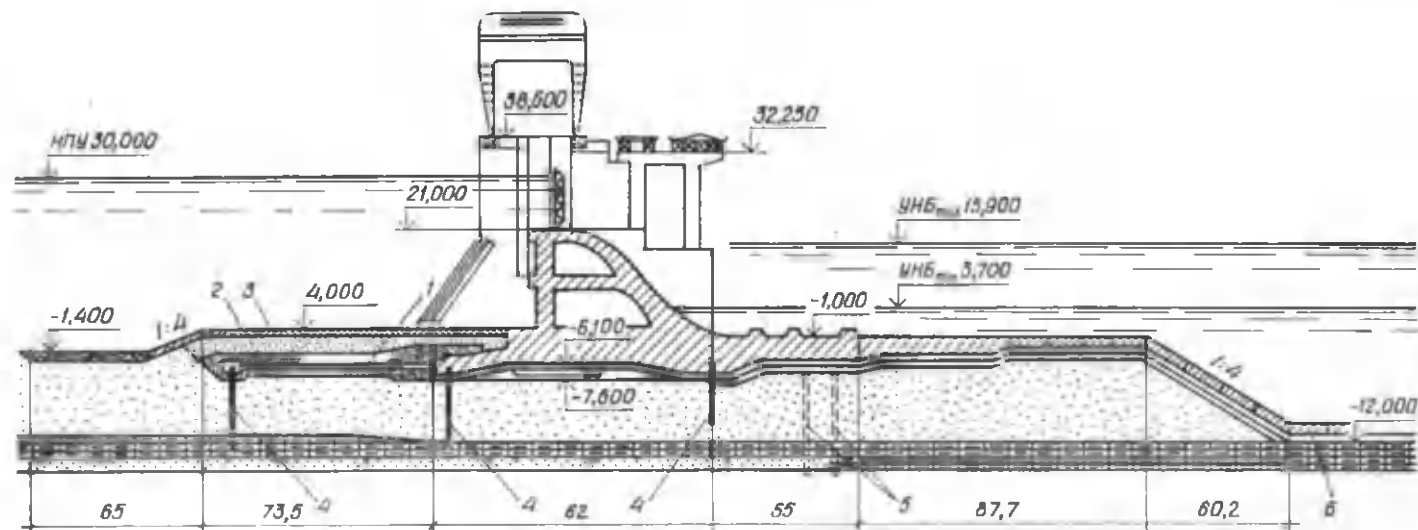


Рис. 4.17. Поперечный разрез Волгоградской плотины:

1 — железобетонный анкеровый пояс; 2 — песчаная пригрузка; 3 — покрытие бетонными плитами; 4 — стальной шпунт; 5 — разгрузочные скважины; 6 — гибкое железобетонное крепление

размыва, переходная гибкая рисберма, предохранительный ковш или их сочетание.

Гибкая рисберма выполняется в виде отдельных бетонных или железобетонных плит, шарнирно связанных между собой, каменной наброски, габионных и фашинных тюфяков с пригрузкой камнем, а также в виде сочетаний этих типов креплений.

Предохранительный ковш в конце рисбермы с переходным гибким креплением устраивается при больших удельных расходах воды и легкоразмываемых грунтах основания. Заложение низового откоса ковша назначается из условия его устойчивости в строительный период, а верхового — с учетом гидравлических условий растекания потока в вертикальной плоскости и размещения на нем наклонного участка рисбермы.

Протяженность рисбермы и другие ее параметры устанавливаются гидравлическими расчетами, а ее тип — на основании технико-экономических сравнений различных вариантов.

Возможные конструкции жесткой и гибкой рисберм показаны на рис. 4.16. Примером современных типов креплений дна в верхнем и нижнем бьефах может служить крепление Волгоградской плотины (рис. 4.17).

4.2. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПЛОТИН

4.2.1. Определение размеров водосливных отверстий

Размеры водосливно-го фронта плотины и очертание водосливных поверхностей устанавливаются так же, как и для плотин на скальном основании (см. главу третью). Особенности нескальных оснований учитываются использованием в расчетах соответствующих значений допустимого удельного расхода воды на рисберме и на гребне водослива.

Допустимый удельный расход определяется допустимой скоростью течения на рисберме, зависящей от рода грунта основания. Допустимую скорость на рисберме рекомендуется принимать: для песчаных грунтов $v_p = 2,5 \dots 3$ м/с, для глинистых $v_p = 3 \dots 3,5$ м/с, для полускальных $v_p = 3,5 \dots 4$ м/с.

Приближенное значение удельного расхода на рисберме определяется по известной глубине на рисберме h_p и допустимой скорости v_p по формуле

$$q_p = v_p h_p, \quad (4.4)$$

а соответствующее ему значение удельного расхода на водосливе — по формуле

$$q_b = (1,15 \dots 1,25) q_p, \quad (4.5)$$

При проектировании современных средненапорных плотин на песчаных основаниях ($Z = 10 \dots 25$ м) удельные расходы принимались равными 25—50 м²/с для песчаных оснований и 50—70 м²/с — для глинистых.

Ширина водосливного фронта низконапорных плотин, представляющих в гидравлическом отношении водосливы с широким порогом, определяется так же, как и в случае гидравлического расчета открытых водоспусков (см. главу вторую).

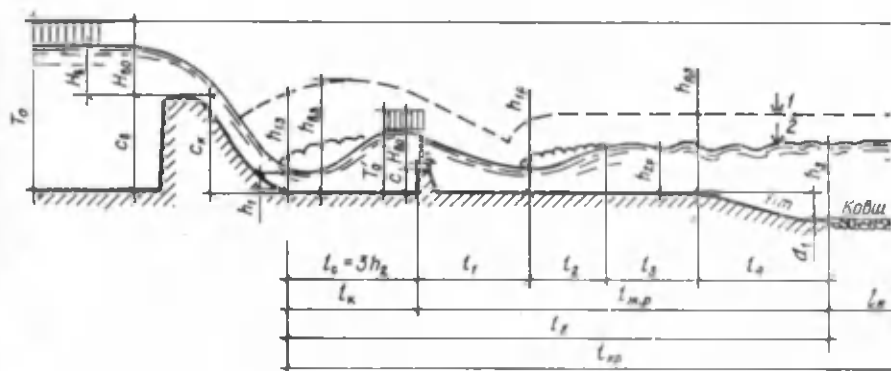
4.2.2. Расчет водобойной стенки

Одним из наиболее употребительных и эффективных типов гасителей избыточной кинетической энергии потока в нижнем бьефе водосливных плотин является сплошная водобойная стенка. Она успешно применяется как на высоконапорных сооружениях с большими удельными расходами, так и на сооружениях с малыми и средними напорами.

Расчет гасителей энергии и креплений в нижнем бьефе выполняется для двух расчетных случаев: основного и поверочного. При основном расчетном случае максимальный расчетный расход (см. табл. 3) пропускается при НПУ всем водосливым фронтом плотины и полностью открытыми водопропускными отверстиями других сооружений гидроузла при нормальном режиме их эксплуатации. Поверочные расчеты должны выполняться для случаев: а) пропуска максимального расчетного расхода воды (см. табл. 3) при ФПУ всем водосливым фронтом плотины и при полном открытии всех водопропускных отверстий других сооружений гидроузла; б) внезапного полного открытия одного пролета плотины при закрытых остальных и нормальной работе гидроэлектростанции (80 % установленной мощности).

Расчетные размеры гасителей энергии и крепления нижнего бьефа должны соответствовать тому расчетному случаю, при котором они получаются наибольшими. Остальные случаи пропуска расходов воды должны предусматриваться схемой маневрирования затворами, при которой не потребуются дополнительных мероприятий для защиты сооружений и прилегающих к ним участков русла по сравнению с расчетными случаями.

Основной задачей гидравлического расчета гасителей энергии является определение их размеров и местоположения, при которых исключаются отгон прыжка за гасителями и возможность кави-



тации на их поверхности при всех режимах работы сооружения, а также обеспечивается эффективное распределяющее действие гасителей при работе отдельных водосливных отверстий.

Стройная и экспериментально обоснованная методика расчета нижнего бьефа разработана Ф. Г. Гунько [14]. Она позволяет рассчитывать гасители и крепления в нижнем бьефе в различных условиях их работы. В соответствии с этой методикой гаситель энергии в виде сплошной водобойной стенки устанавливается на расстоянии $l_c = 3h_2$ от начала водобоя (рис. 4.18), где h_2 — вторая сопряженная глубина. В этом случае минимальная относительная глубина воды на рисберме $h_{р.з}$, соответствующая образованию прыжка как на рисберме, так и на водобое со степенью затопления $D = h_{р.з}/h_{2р} = 1,1$ и $h_{в.з}/h_2 = 1,1$ при коэффициенте скорости для водослива $\varphi = 0,95$, одинаковых отметках поверхности водобоя и рисбермы, определяется по зависимостям:

для $\xi_0 = 2 \dots 10$

$$\frac{h_{р.з}}{h_{кр}} = \frac{1,1h_{2р}}{h_{кр}} = 0,0283 \frac{Z_0}{h_{кр}} + 1,64, \quad (4.6)$$

для $\xi_0 > 10$

$$\frac{h_{р.з}}{h_{кр}} = \frac{1,1h_{2р}}{h_{кр}} = 1,9, \quad (4.7)$$

где $h_{в.з}$ — глубина на водобое при затопленном прыжке; $h_{2р}$ — вторая сопряженная глубина за гасителем; $h_{кр}$ — критическая глубина потока на водобое

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{q_{воэ}^2}{g}}; \quad (4.8)$$

Z_0 — разность уровней верхнего и нижнего бьефов при расчетном расходе воды с учетом скорости подхода; $\xi_0 = T_0/h_{кр}$ — относительная удельная энергия потока; $T_0 = c_k + H_{во}$ — удельная энергия потока относительно поверхности водобоя; c_k — высота водослива над поверхностью водобоя; $H_{во}$ — напор на водосливе с учетом скорости подхода.

Отметка поверхности водобоя и рисбермы предварительно принимается равной отметке дна русла.

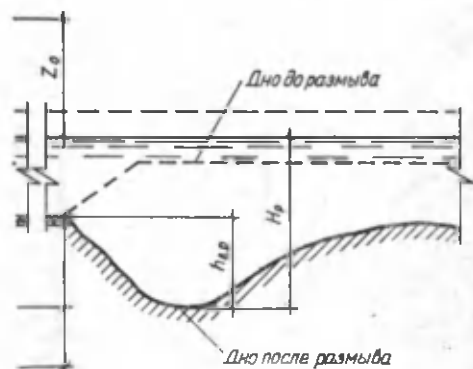


Рис. 4.18. Расчетная схема продольного профиля участка сопряжения бьефов:

↓1 — уровень нижнего бьефа при затопленной форме сопряжения; ↓2 — уровень нижнего бьефа при критической форме сопряжения

Найденная минимальная затопляющая глубина $h_{p.з}$ определяет отметку поверхности рисбермы и водобоя. Если бытовая глубина воды в нижнем бьефе h меньше $h_{p.з}$, то поверхность рисбермы и водобоя необходимо заглубить под уровень нижнего бьефа на

$$\Delta h = h_{p.з} - h. \quad (4.9)$$

Относительная высота водобойной стенки $c/h_{кр}$ для $\xi_0 = 2...12$ определяется по зависимости

$$c/h_{кр} = 0,12\sqrt{8\xi_0 + 2}. \quad (4.10)$$

При определении ξ_0 в этой формуле необходимо учесть возможное понижение отметки водобоя на Δh .

Приведенные зависимости применимы для расчета стенок прямоугольного или трапециевидального сечения. В последнем случае наклон верховой грани не должен превосходить 4 : 1, а низовой — 1 : 1. Ширина гребня стенки $\delta_c = (0,1...0,2)h_2$.

Сопряженные глубины гидравлического прыжка определяются по графикам (рис. 4.19 и 4.20) в зависимости от величин:

$$\xi_0 = T_0/h_{кр}; \quad \xi_2 = h_2/h_{кр}; \quad \xi_1 = h_1/h_{кр}; \quad \varphi. \quad (4.11)$$

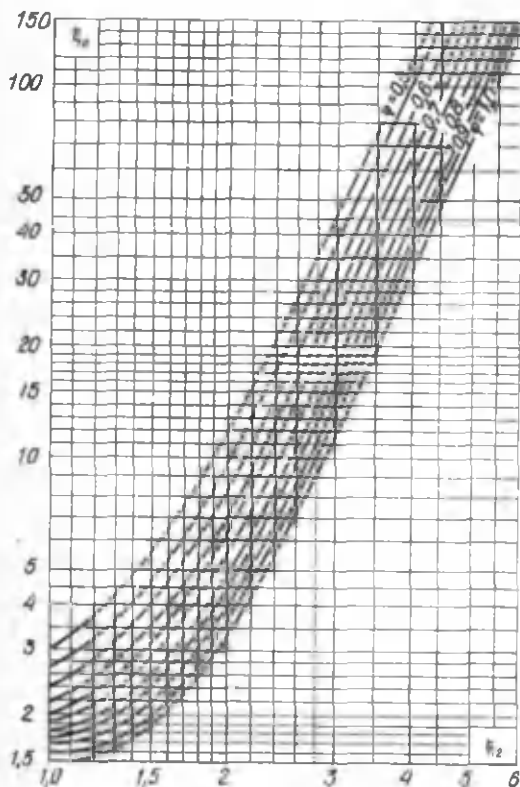
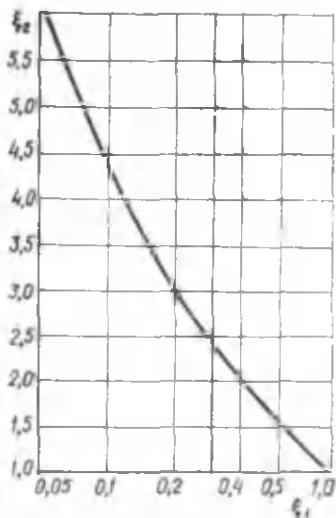


Рис. 4.19. График зависимости $\xi_0 = f(\xi_2)$

Рис. 4.20. График зависимости $\xi_2 = f(\xi_1)$



По известной величине T_0 на первом графике находится ξ_2 , по которой на втором графике находится ξ_1 , а затем по вышеуказанным соотношениям вычисляются значения h_2 и h_1 .

При расчете сплошной водобойной стенки может встретиться случай, когда поверхность водобоя и рисбермы, располагаясь на отметке дна русла реки, окажется ниже отметки, отвечающей минимальной затопливающей глубине, т. е. $h > h_{p.a.}$. Тогда необходимая высота водобойной стенки определяется по следующей методике.

При $h < h_2$ высота стенки находится подбором по условию образования прыжка перед стенкой с коэффициентом затопления $h_{в.з}/h_2 = 1,1$. Принимается несколько значений c и определяются следующие величины (рис. 4.18):

напор на водобойной стенке $H'_{в0}$ с учетом скорости подхода

$$H'_{в0} = H'_в + v_1^2/(2g), \quad (4.12)$$

где

$$H'_в = h_{в.з} - c = 1,1h_2 - c;$$

$$v_1 = q_{в0.з}/(1,1h_2);$$

глубина подтопления водобойной стенки

$$h_n = h - c; \quad (4.13)$$

коэффициент подтопления $\sigma_n = f(h_n/H'_{в0})$, где $h_n = h - c$, определяется по графику на рис. 2.17;

удельный расход

$$q_{ст} = \sigma_n m \sqrt{2g} (H'_{в0})^{3/2}, \quad (4.14)$$

где $m = 0,45$ — коэффициент расхода.

По результатам расчета строится график $q_{ст} = f(c)$. Поскольку удельный расход для стенки должен равняться удельному расходу на водобое, то высоту стенки находят по этому графику при $q_{ст} = q_{вод}$.

При $h_{p.з} > h_2$ можно принимать $c = h_1 \dots 2h_1$. Водобойная стенка в этом случае выполняет лишь распределительную функцию, уменьшая неравномерность распределения скоростей по ширине потока.

Наибольший гидродинамический напор $(T_0)_{дон}$, при котором обеспечивается бескавитационная работа водобойной стенки с горизонтальной верхней гранью, устанавливаемой на расстоянии $2,6h_2 \leq l_c \leq 3,4h_2$, определяется по зависимости

$$(T_0)_{дон} = \frac{9,4l_c h_2^*}{(4h_2^* - 3h)h_2}, \quad (4.15)$$

где $h_2^* = (0,85 \dots 0,88)h_2$.

Зависимость (4.15) рекомендуется при $20 \leq q \leq 80$ м²/с;

$h \geq h_2$ и $1 < c/h_1 \leq 2,5$.

При повороте верхней грани водобойной стенки от ее горизонтального положения вниз относительно ее верхового ребра на 10°

допустимое значение T_0 возрастает и его следует определять для того же диапазона изменений $q_{\text{вод}}$ и h_2 по зависимости

$$(T_0)_{\text{доп}} = \frac{15l_c h_2^2}{(4h_2^2 - 3h)h_2} \quad (4.16)$$

4.2.3. Расчет прорезной водобойной стенки

При проектировании прорезной водобойной стенки (рис. 4.21) ей рекомендуется придавать следующие относительные размеры (обозначения ясны из рисунка):

$$c/b_n = 1 \dots 2, 4; \quad b_n/\delta_c = 1; \quad b_n/b_{np} = 3,4; \quad l_c = 3h_2. \quad (4.17)$$

При соблюдении этих размеров минимальная относительная глубина воды, соответствующая образованию прыжка как на рисберме, так и на водобое с коэффициентом их затопления 1,1, определяется по зависимостям:

при $\xi_0 = 2 \dots 5$

$$h_{p.з} = 0,083Z_0 + 1,567h_{np}, \quad (4.18)$$

при $\xi_0 = 5 \dots 10$

$$h_{p.з} = 1,82h_{np}. \quad (4.19)$$

Необходимость и величина заглубления поверхности плит водобоя и рисбермы определяются так же, как и в случае сплошной водобойной стенки, т. е. путем сравнения величин h и $h_{p.з}$.

Относительная высота стенки для значений $\xi_0 = 2 \dots 10$ определяется по зависимости

$$c/h_{np} = 0,26 + 0,53 \sqrt{\xi_0 - 2}. \quad (4.20)$$

После определения величины c по соотношениям (4.17) устанавливаются и другие размеры стенки.

В случае, когда поверхность водобоя и рисбермы, располагаемая на отметке дна русла реки, оказывается ниже отметок, отвечающих минимальной затопляющей глубине, т. е. $h > h_{p.з}$, высота стенки определяется по такой методике.

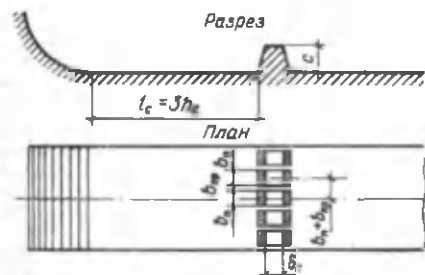


Рис. 4.21. Прорезная водобойная стенка

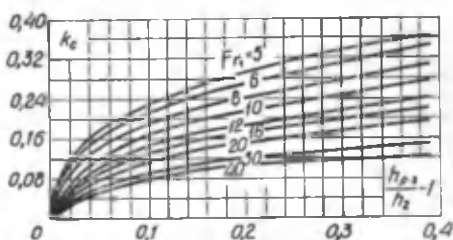


Рис. 4.22. График для определения коэффициента лобового сопротивления k_c прорезной водобойной стенки

При $h < h_2$ определяется средневзвешенная реакция одного метра стенки по зависимости

$$R_r = \gamma \left[\frac{h_1^2 - h_{p.з}^2}{2} + \frac{q_{вод}^2}{g} \left(\frac{h_{p.з} - h_1}{h_{p.з} h_1} \right) \right] \quad (4.21)$$

где γ — удельный вес воды.

По графику на рис. 4.22 при соответствующем числе Фруда в сжатом сечении определяется коэффициент лобового сопротивления стенки k_c . Число Фруда

$$Fr_1 = v_1^2 / (gh_1), \quad (4.22)$$

где $v_1 = q_{вод} / h_1$ — скорость в сжатом сечении.

Определяются коэффициент сквозности

$$\omega = \frac{gR_r}{\gamma k_c v_1^2}, \quad (4.23)$$

высота стенки

$$c = 1,3\omega. \quad (4.24)$$

При $h > h_2$ приближенно можно принимать

$$c = h_1 \dots 2h_1. \quad (4.25)$$

Наибольший допустимый гидродинамический напор $(T_0)_{доп}$ по условиям кавитации определяется по зависимостям:

для стенки, представленной на рис. 4.23, а,

$$(T_0)_{доп} = \frac{8(l_c/h_2 - 1)}{1 - 1,5(h - h_2^*)/h_2^*}, \quad (4.26)$$

где $h_2^* = 0,88h_2$;

для стенки, представленной на рис. 4.23, б,

$$(T_0)_{доп} = \frac{18,4(l_c/h_2 - 1,8)}{1 - 2,5(h - h_2^*)/h_2^*}; \quad (4.27)$$

для стенки на рис. 4.23, в

$$(T_0)_{доп} = \frac{24(l_c/h_2 - 1,8)}{1 - 2,5(h - h_2^*)/h_2^*}. \quad (4.28)$$

Эти формулы действительны при $1,3 \leq c/h_1 \leq 3,5$; $2,6h_2 \leq l_c \leq \leq 3,4h_2$; $20 \leq q \leq 80 \text{ м}^2/\text{с}$.

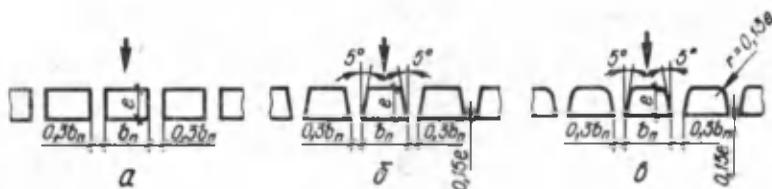
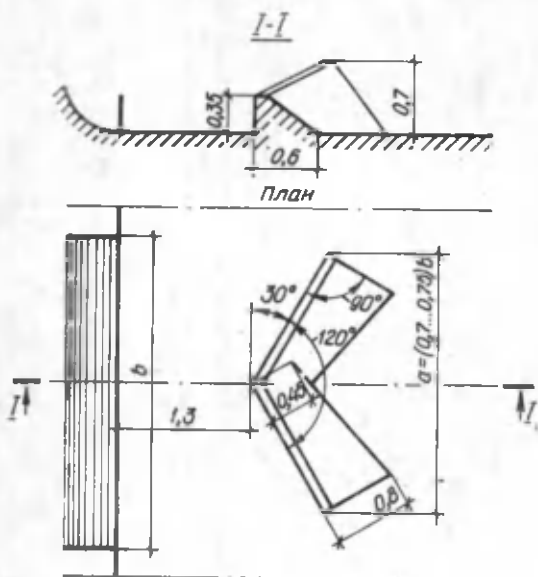


Рис. 4.23. Плановые очертания пирсов прорезной водобойной стенки



4.2.4. Расчет гасителя-растекателя

При установке на водобое гасителя-растекателя Кумина размеров и формы, указанных на рис. 4.24, затапливающую глубину воды за ним рекомендуется определять по зависимостям:

при $\xi_0 = 3..4,5$

$$h_{p.z} = h_{кр}(0,12Z_0/h_{кр} + 1,55), \quad (4.29)$$

при $\xi_0 = 4,5..12$

$$h_{p.z} = h_{кр}(0,05Z_0/h_{кр} + 1,7). \quad (4.30)$$

Необходимость и величина заглубления поверхности водобоя и рисбермы по аналогии с предыдущими гасителями

Рис. 4.24. Схема гасителя-растекателя (размеры указаны в долях $h_{кр}$)

устанавливаются путем сравнения h и $h_{p.z}$.

Наилучший эффект работы гасителя-растекателя достигается при $\xi_0 \leq 4,5$. При большем значении ξ_0 струя фонтанирует и в конце водосливной поверхности плотины необходимо устраивать специальные расщепители.

Наибольший допустимый гидродинамический напор по условиям кавитации $(T_0)_{доп} = 13$ м при соотношении размеров $a/b = 0,75$ и $(T_0)_{доп} = 25$ м при $a/b = 0,7$.

4.2.5. Определение размеров крепления дна в нижнем бьефе

Длина участка жесткого крепления определяется в зависимости от допустимой по условиям производства работ крупности камня деформируемого крепления. В эту длину входят: водобой до гасителей энергии; участок падения струи длиной l_1 за гасителем (от напорной грани стенки до сжатого сечения за ней); участок прыжка длиной l_2 за гасителем (от сжатого сечения до конца прыжка) и часть послепрыжкового участка длиной l_3 (рис. 4.18). Эти размеры устанавливаются расчетом.

В случае сплошной водобойной стенки

$$l_1 = h_{кр} + 1,3T'_0, \quad (4.31)$$

где $T'_0 = 1,1h_2 + (v'_0)^2/(2g)$; $v'_0 = q_{вод}/(1,1h_2)$;

$$l_2 = 5(h_{2p} + h_{1p}), \quad (4.32)$$

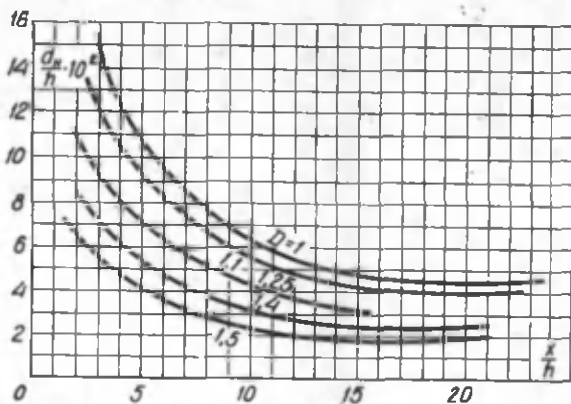


Рис. 4.25. График для определения крупности камня гибкой рибсермы в случае сплошной или прорезной подобной стенки

где глубина в сжатом сечении за стенкой h_{1p} вычисляется как сопряженная с глубиной $h_{2p} = h_{p.з}/1,1$.

Значение $h_{p.з}$ определяется по формулам (4.6) или (4.7), а значение h_{1p} может быть вычислено по графику на рис. 4.20 и соотношениям (4.11) при $\xi_2 = h_{2p}/h_{кр}$.

В случае прорезной водобойной стенки и гасителя-растекателя расстояние до конца прыжка за ними допускается принимать таким же, как и для эквивалентной по гасящему эффекту сплошной водобойной стенки, установленной на расстоянии $l_c = 3h_2$ от сжатого сечения. То есть в этих случаях необходимо предварительно определить все необходимые величины ($h_{p.з}$, h_{1p} , h_{2p}) для сплошной водобойной стенки и затем суммарную длину $l_c + l_1 + l_2$ отложить от начала водобоя.

Крупность устойчивого камня гибкой рибсермы, расположенной на том же уровне, что и водобой, при наличии на водобое сплошной (или прорезной) стенки определяется по графикам на рис. 4.25, а в случае гасителя-растекателя — по графикам на рис. 4.26. На этих графиках D — коэффициент затопления прыжка, равный h/h_{2p} , x — общая длина жесткой части крепления (включая и $l_3 = 0,5l_2$) от начала водобоя, h — глубина воды в конце жесткой части крепления, d_n — диаметр камня гибкой части крепления.

Определенный по графикам диаметр камня умножается на коэффициент запаса 1,3. Найденный таким образом размер камня не должен превышать 0,5 м. В противном случае необходимо устраивать специальное концевое крепление в виде предохранительного ковша (см. рис. 4.18).

Длина гибкой части горизонтального крепления определяется в зависимости от глубины ожидаемой воронки размыва за креплением (рис. 4.27). Ориентировочная глубина воды в месте максимального размыва может быть определена [12] по формуле

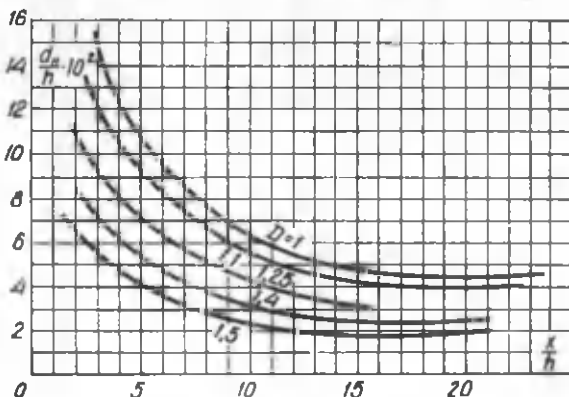


Рис. 4.26. График для определения крупности камня гибкой рисбермы в случае гасителя-растекателя

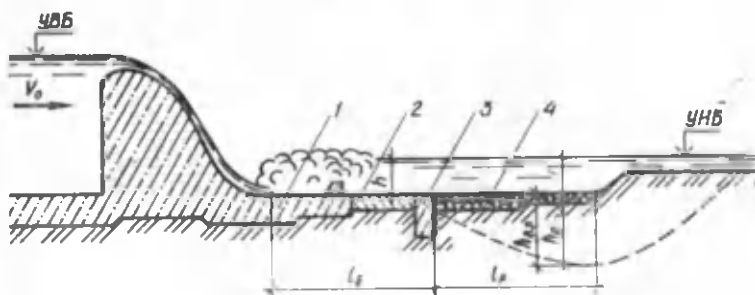


Рис. 4.27. К определению размеров горизонтального крепления:

1 — водобой; 2 — рисберма; 3 и 4 — концевые крепления в виде зуба и гибкой рисбермы

$$h_p = k_p \chi^{0,8} \sqrt[1,25]{q_p / v_{01}}, \quad (4.33)$$

где k_p — коэффициент размывающей способности потока; $\chi = 1,1 \dots 1,3$ — коэффициент неравномерности распределения удельных расходов; q_p — удельный расход в конце жесткой части рисбермы (с учетом ее расширения в плане); v_{01} — неразмывающая средняя скорость равномерного потока при глубине 1 м (для мелкого песка $v_{01} = 0,26$ м/с, для среднего — 0,45, крупного — 0,61, гравелистого — 0,78, для глины — 0,85, суглинка — 0,7, супеси — 0,2 м/с).

Коэффициент k_p зависит от условий схода потока с рисбермы: если ковш с пологим откосом при $m \geq 6,4$, то $k_p = 1,05$, при $m = 3 \dots 4$ коэффициент $k_p = 1,1$; если крепление заканчивается в начале послепрыжкового участка, то $k_p = 1,7$.

Глубина самой воронки размыва

$$h_{в.р} = h_p - h. \quad (4.34)$$

Гибкое крепление должно обеспечивать покрытие верхового откоса воронки размыва. Его длина должна быть равной заложению этого откоса l_p , которое соответствует расстоянию от конца жестко-

го крепления до створа с максимальной глубиной размыва. Расстояние l_p определяется [39] следующими отношениями:

u'_{\max}/v_{np}	0,05	0,1	0,15	0,2	0,3...0,8
$l_p/h_{в.р}$	5,5	5	4,5	3,8	3,5

Здесь $v_{np} = q_p/h_{кр}$ — скорость, соответствующая критической глубине $h_{кр}$ в конце жесткого крепления (с учетом его расширения): $h_{кр} = \sqrt[3]{q_p^2/g}$; $q_p = Q/B_p$; u'_{\max} — максимальная пульсационная скорость в конце жесткого крепления:

$$u'_{\max} = M_p v_p; \quad (4.35)$$

M_p — параметр турбулентности в конце жесткого крепления; v_p — средняя скорость в том же створе ($v_p = q_p/h$);

$$M_p = \frac{4,55}{\frac{x_1}{h} - \left(8 - \frac{4,55}{0,235\eta - 0,37}\right)}; \quad (4.36)$$

$\eta = h_{2p}/h_{1p}$; $x_1 = l_2 + l_3$ — расстояние от сжатого сечения за сплошной водобойной стенкой до рассматриваемого. В случае прорезной стенки и гасителя-растекателя имеется в виду эквивалентная им по гасящему эффекту сплошная водобойная стенка. Зависимость (4.36) имеет хорошую точность при $x_1/h > 6$.

При длине жесткого крепления $x < 25h_2$ можно принять $l_p = 3,5h_{в.р}$. Однако в тех случаях, когда расчетная глубина $h_{в.р}$ оказывается больше 20 м и длина l_p получается чрезмерно большой, ее рекомендуется ограничивать длиной 50—55 м.

Объем призмы каменной наброски вычисляется из условия покрытия верхового откоса воронки размыва двумя слоями камня. С этой целью определяется длина защищаемого откоса $l_{отк}$ как гипотенуза прямоугольного треугольника при известных катетах $h_{в.р}$ и l_p . Объем камня на метр ширины крепления

$$V_{кам} = 2l_{отк}d_n. \quad (4.37)$$

Это количество камня укладывается на длине l_p неравномерно. На концевом участке (на $l_p/3$) слой камня может быть меньше, а с приближением к жесткому креплению толщина наброски увеличивается. Всего может быть три участка, и для каждого участка подсчитывается объем камня таким образом, чтобы в сумме он был равен $V_{кам}$. Объем камня всего гибкого крепления определяется умножением $V_{кам}$ на ширину гибкой рисбермы.

При устройстве крепления дна в нижнем бьефе с предохранительным ковшом (см. рис. 4.18) глубина ковша d_1 определяется по заданной крупности каменной наброски d_n подбором после ряда вычислений d_n для различных глубин в ковше h_3 . Расчет выполняется в такой последовательности.

Принимается длина участка бетонного крепления $l_3 = 0,5l_2$ и определяется полная длина жесткого крепления $l_6 = l_c + l_1 + l_2 + l_3$. По формуле (4.36) при принятой глубине в ковше h_3 определяется параметр турбулентности в конце горизонтального жесткого креп-

ления M_p , характеризующий степень увеличения турбулентности по сравнению с равномерным потоком.

Определяется параметр турбулентности потока в самом ковше по формуле

$$M_k = \frac{u'_{max}}{v_k} = \left(0,3 + \frac{0,7}{\eta_k}\right) M_p + \left(1 - \frac{1}{\eta_k}\right) \cdot 0,02 m^{1,5} M_p + \\ + 0,7(\eta_k - 1) \frac{1}{1 + 0,02 m^2}, \quad (4.38)$$

где $\eta_k = h_3/h$ — относительная глубина в ковше; $m = 4...5$ — коэффициент верхового откоса ковша.

Определяется коэффициент размывающей способности потока в ковше

$$k_r = u_0/v = 0,87(1 + M_k). \quad (4.39)$$

Размывающая скорость потока в ковше с нормальной турбулентностью

$$u_0 = k_r v, \quad (4.40)$$

где $v = q_p/h_3$ — средняя скорость в ковше.

Крупность камня в ковше, устойчивого против размыва, определяется по формуле

$$d_n = (0,255 u_0)^{10/3} / h_3^{2/3}. \quad (4.41)$$

Полученную крупность камня необходимо умножить на коэффициент запаса, равный 1,5—2, и после этого она не должна превышать 0,5 м. Совпадение крупности камня, полученной по расчету, с заданной говорит о правильном назначении глубины в ковше. В противном случае расчет повторяется при новом значении h_3 до достижения указанного совпадения.

При устройстве на водобое прорезной стенки с заложением ее верхового откоса 4 : 1 высотой $c = (0,7...2,5) h_1$, при глубине потока на рисберме $h = (0,65...1,2) h_2$ и $(T_0 - h_1)/h_{кр} = 1,6...4,1$ допустимо определять d_n подбором просто по зависимости

$$d_n = \frac{1,16 h_{кр}^3 \sqrt{(T_0 - h_1)/h_{кр}}}{h_3^2 \sqrt{x_1/h_{кр}}}. \quad (4.42)$$

Верховой откос ковша покрывается бетонными плитами и на величину проекции откоса на горизонталь l_4 увеличивается общая длина жесткого крепления.

Длина переходного крепления из каменной наброски l_k и ее объем назначаются в зависимости от глубины ямы размыва за креплением аналогично тому, как это делалось выше для случая горизонтального крепления без ковша.

Пример 4.1. Определить размеры и расположение водобойной стенки, высоты и плановые размеры крепления дна в нижнем бьефе водосливной плотины на нескальном основании при следующих исходных данных: расчетный максимальный удельный расход воды на водобое $q_{вод} = 33,3$ м²/с; скорость течения на подходе к плотине $v_0 = 0,4$ м/с; отметка расчетного уровня воды в верхнем бьефе ↓УВБ = 100 м; отметка уровня воды в нижнем бьефе при расчетном

максимальном удельном расходе \downarrow УНБ = 84 м; отметка дна реки \downarrow дна = 76 м; отметка гребня водослива \downarrow ГВ = 92,5 м; грунт основания — средний песок. Расчетные схемы показаны на рис. 4.18 и 4.27.

Порядок расчета. Определяем разность отметок уровней воды верхнего и нижнего бьефов без учета скорости подхода, так как $v_0 < 0,5$ м/с:

$$Z_0 = \downarrow \text{УВБ} - \downarrow \text{УНБ} = 100 - 84 = 16 \text{ м.}$$

Высота водослива над поверхностью водобоя, принимаемая вначале на отметке дна реки, равна

$$c_k = \downarrow \text{ГВ} - \downarrow \text{дна} = 92,5 - 76 = 16,5 \text{ м.}$$

Удельная энергия потока перед плотиной

$$T_0 = \downarrow \text{УВБ} - \downarrow \text{дна} = 100 - 76 = 24 \text{ м.}$$

Критическая глубина по формуле (4.8)

$$h_{кр} = \sqrt[3]{33,3^3/9,81} = 4,84 \text{ м;}$$

относительная удельная энергия потока

$$\xi_0 = T_0/h_{кр} = 24/4,84 = 4,96.$$

Так как $2 < \xi_0 < 10$, то затопливающую глубину на рисберме, обеспечивающую затопление прыжка и на водобое, определяем по формуле (4.6)

$$h_{р.з} = 4,84 \left(0,0283 \frac{16}{4,84} + 1,64 \right) = 8,39 \text{ м.}$$

Так как бытовая глубина воды в нижнем бьефе $h = 8$ м меньше $h_{р.з} = 8,39$ м, то для затопления гидравлического прыжка с коэффициентом затопления 1,1 необходимо понизить отметку водобоя и рисбермы по отношению к отметке дна реки на величину, которая по выражению (4.9)

$$\Delta h = 8,39 - 8 = 0,39 \text{ м.}$$

Этому заглублению водобоя и рисбермы соответствуют: новая их отметка 75,61 м; глубина $h = h_{р.з} = 8,39$ м; $T'_0 = T_0 + \Delta h = 24 + 0,39 = 24,39$ м и

$$\xi'_0 = T'_0/h_{кр} = 24,39/4,84 = 5,04.$$

Тогда высота водобойной стенки в соответствии с формулой (4.10)

$$c = 0,12 \cdot 4,84 \sqrt{8 \cdot 5,04 + 2} = 3,78 \text{ м.}$$

По графику на рис. 4.19 при $\xi'_0 = 5,04$, принимая $\varphi = 0,95$, определяем $\xi_2 = h_2/h_{кр} = 2,23$, откуда $h_2 = \xi_2 h_{кр} = 2,23 \cdot 4,84 = 10,79$ м. По графику на рис. 4.20 по известной величине ξ_2 определяем $\xi_1 = h_1/h_{кр} = 0,34$, откуда $h_1 = \xi_1 h_{кр} = 0,34 \cdot 4,84 = 1,65$ м.

По известному значению второй сопряженной глубины h_2 определяем расстояние от начала водобоя до водобойной стенки

$$l_c = 3 \cdot 10,79 = 32,37 \text{ м.}$$

Ширина гребня водобойной стенки равна $\delta_c = 0,15 h_2 = 0,15 \cdot 10,79 = 1,62$ м. Верховую грань стенки принимаем вертикальной, а низовой придаем уклон 1 : 1.

Наибольший допустимый гидродинамический напор, при котором обеспечивается бескавитационная работа водобойной стенки, по формуле (4.15) при $h_2^* = 0,86 \cdot 10,79 = 9,28$ м

$$(T_0)_{доп} = \frac{9,4 \cdot 32,37 \cdot 9,28}{(4 \cdot 9,28 - 3 \cdot 8,39) \cdot 10,79} = 21,9 \text{ м.}$$

Так как фактическое значение гидродинамического напора $T'_0 = 24,39$ м и, следовательно, больше его допустимого значения, то верхнюю грань водобойной

стенки принимаем наклонной вниз относительно верхового ребра на 10° . В этом случае по формуле (4.16)

$$(T_0)_{\text{доп}} = \frac{15 \cdot 32,37 \cdot 9,28}{(4 \cdot 9,28 - 3 \cdot 8,39) \cdot 10,79} = 35,04 \text{ м.}$$

Допустимый гидродинамический напор в этом случае больше фактического и кавитационных разрушений граней водобойной стенки не будет.

Для установления размеров крепления определяем сопряженные глубины за водобойной стенкой:

$$h_{2p} = h_{p.3} / 1,1 = 8,39 / 1,1 = 7,7 \text{ м;}$$

$$\xi_2 = h_{2p} / h_{np} = 7,7 / 4,76 = 1,62.$$

По графику на рис. 4.20 находим $\xi_1 = h_{1p} / h_{np} = 0,58$, откуда $h_{1p} = \xi_1 \cdot h_{np} = 0,58 \cdot 4,84 = 2,81 \text{ м.}$

Скорость потока перед водобойной стенкой

$$v'_0 = \frac{q_{\text{пол}}}{1,1 h_2} = \frac{33,3}{1,1 \cdot 10,79} = 2,81 \text{ м/с,}$$

а гидродинамический напор перед водобойной стенкой

$$T'_0 = 1,1 h_2 + \frac{(v'_0)^2}{2g} = 1,1 \cdot 10,79 + \frac{2,81^2}{2 \cdot 9,81} = 12,27 \text{ м.}$$

Длина участка падения струи за водобойной стенкой по формуле (4.31)

$$l_1 = 4,84 + 1,3 \cdot 12,27 = 20,79 \text{ м.}$$

Длина гидравлического прыжка за водобойной стенкой по формуле (4.32)

$$l_2 = 5(7,7 - 2,81) = 24,45 \text{ м;}$$

длина переходного участка

$$l_3 = 0,5 l_2 = 0,5 \cdot 24,45 = 12,22 \text{ м;}$$

общая длина жесткой части крепления

$$x = l_c + l_1 + l_2 + l_3 = 32,37 + 20,79 + 24,45 + 12,22 = 89,83 \text{ м.}$$

Крупность устойчивого камня гибкой рисбермы определяем по графику на рис. 4.25 при $x/h = 89,83/8,39 = 10,71$ и степени затопления гидравлического прыжка $D = 1,1$. Найденному на графике значению величины $(d_n/h) \cdot 10^2 = 7,4$ соответствует диаметр камня наброски

$$d_n = 7,4 \cdot 8,39 / 10^2 = 0,62 \text{ м.}$$

С учетом коэффициента запаса 1,3 расчетное значение крупности камня

$$d_{н.р} = 1,3 d_n = 1,3 \cdot 0,62 = 0,81 \text{ м,}$$

что существенно превышает допустимое его значение, равное 0,5 м.

Для уменьшения крупности камня гибкого крепления и повышения надежности его работы предусматриваем концевое крепление в виде предохранительного ковша.

Глубину ковша h_3 устанавливаем подбором по формуле (4.41), задаваясь в ней несколькими значениями h_3 и определяя соответствующие значения d_n .

Для вычислений по формуле (4.41) выполняем предварительные вычисления. Определяем параметр турбулентности M_p в конце жесткого крепления по формуле (4.36), принимая в ней $\eta = h_{2p}/h_{1p} = 7,7/2,81 = 2,74$; $x_1 = l_2 + l_3 = 24,45 + 12,22 = 36,67 \text{ м; } h = 8,39 \text{ м:}$

$$M_p = \frac{4,55}{\frac{36,67}{8,39} - \left(8 - \frac{4,55}{0,235 \cdot 2,74 - 0,37} \right)} = 0,34.$$

По формуле (4.38) определяем параметр турбулентности потока в ковше, принимая в нем глубину воды $h_3 = 11$ м, коэффициент верхового откоса ковша $m = 4$ и $\eta_k = h_3/h = 11/8,39 = 1,31$:

$$M_k = \left(0,3 + \frac{0,7}{1,31}\right) \cdot 0,34 + \left(1 - \frac{1}{1,31}\right) \cdot 0,02 \cdot 4^{1,5} \cdot 0,34 + \\ + 0,7 \cdot (1,31 - 1) \frac{1}{1 + 0,02 \cdot 4^2} = 0,45.$$

Коэффициент размывающей способности потока в ковше по формуле (4.39)
 $k_r = 0,87(1 + 0,45) = 1,26.$

Принимая удельный расход воды в конце рисбермы с учетом ее расширения в плане равным

$$q_p = q_{\text{вот}}/1,2 = 33,3/1,2 = 27,75 \text{ м}^3/\text{с},$$

определяем среднюю скорость в ковше

$$v = q_p/h_3 = 2,75/11 = 2,5 \text{ м/с}$$

и среднюю размывающую скорость потока в ковше с нормальной турбулентностью по формуле (4.40)

$$u_0 = 1,26 \cdot 2,5 = 3,15 \text{ м/с}.$$

Крупность камня в ковше, устойчивого против размыва, по формуле (4.41)

$$d_n = (0,255 \cdot 3,15)^{10/3} / 15^{2/3} = 0,1 \text{ м}.$$

При умножении полученного размера камня на коэффициент запаса, равный 2, получаем расчетное его значение 0,2 м, что можно считать приемлемым и, следовательно, глубина воды в ковше h_3 была задана правильно. Глубина самого ковша

$$d_1 = h_3 - h = 11 - 8,39 = 2,61 \text{ м}.$$

Глубину воды в воронке размыва ниже гибкого крепления в ковше определяем по формуле (4.33) при $k_p = 1,1$; $x = 1,2$; $q_p = 27,75 \text{ м}^3/\text{с}$ и $v_{01} = 0,4 \text{ м/с}$:

$$h_p = 1,1 \cdot 1,2^{0,8} \sqrt[1,25]{27,75/0,4} = 37,91 \text{ м}.$$

Глубина самой воронки размыва

$$h_{\text{в.р}} = h_p - h_3 = 37,91 - 11 = 26,91 \text{ м}.$$

Максимальная пульсационная скорость в ковше по формуле (4.38)

$$u_{\text{max}} = 2,5 \cdot 0,45 = 1,13 \text{ м/с}.$$

Скорость в ковше, соответствующая критической глубине на рисберме,

$$v_{\text{кр}} = q_p/h_{\text{кр}} = 27,75/4,28 = 5,48 \text{ м/с}.$$

При $u'/v_{\text{кр}} = 1,13/5,48 = 0,21$ относительное расстояние $l_p/h_{\text{в.р}}$ от конца жесткого крепления в ковше до створа с максимальным размывом будет равно 3,8 (см. с. 149), а

$$l_p = 3,8 h_{\text{в.р}} = 3,8 \cdot 26,91 = 102,26 \text{ м}.$$

Длина верхового откоса воронки размыва

$$l_{\text{отк}} = \sqrt{h_{\text{в.р}}^2 + l_p^2} = \sqrt{26,91^2 + 102,26^2} = 105,74 \text{ м}.$$

Если принять длину гибкого крепления $l_n = l_p$, то она будет чрезмерно большой. Поэтому принимаем $l_n = 50$ м.

Объем камня на метр ширины крепления определяем, исходя из условия

покрытия верхового откоса воронки размыва двумя слоями камня, по формуле (4.37)

$$V_{\text{кам}} = 2 \cdot 105,74 \cdot 0,2 = 42,3 \text{ м}^3.$$

Этот объем камня укладываем по длине крепления неравномерно с уменьшением толщины слоя камня от начала к концу при сохранении общего расчетного объема камня. На конечном участке крепления длиной 10 м камень укладываем в два слоя (4 м^3), на втором участке длиной 20 м — в четыре слоя (16 м^3) и на третьем участке, примыкающем к жесткому креплению, длиной 20 м — в пять слоев (20 м^3).

4.3. ФИЛЬТРАЦИОННЫЙ РАСЧЕТ ПОДЗЕМНОГО КОНТУРА

Основными задачами фильтрационного расчета подземного контура плотин на нескальном основании являются определение фильтрационного и взвешивающего противодавления на подошву плотины и проверка общей и местной фильтрационной прочности грунта основания.

Фильтрационный расход воды под плотинами на глинистых или песчаных основаниях, если в них нет сильно водопроницаемых гравийно-галечниковых слоев, практически всегда находится в допустимых пределах.

В качестве расчетных обычно рассматриваются:

эксплуатационный случай при нормальных уровнях воды в верхнем и нижнем бьефах;

случай максимальных уровней воды в бьефах;

случай максимального напора (уровень верхнего бьефа — максимальный, а нижнего бьефа — минимальный);

случай появления щели в понуре;

случай выхода из строя отдельных частей дренажной системы.

Фильтрационное и взвешивающее противодавления определяют для всех расчетных случаев, а фильтрационная прочность основания — для случая действия максимального напора, отвечающего нормальным условиям эксплуатации.

В соответствии с нормативами для плотин IV класса и при предварительных расчетах плотин I, II и III классов фильтрационные расчеты допускается выполнять приближенными аналитическими методами. Одним из них является метод коэффициентов сопротивления Р. Р. Чугаева.

Фильтрационный расчет по методу коэффициентов сопротивления необходимо начинать с разработки расчетной схемы подземного контура, которая получается из действительной схемы подземного контура путем исключения различного рода деталей, несущественно влияющих на результаты расчета (рис. 4.28). Так, бетонные зубья заменяются водонепроницаемыми шпунтами той же длины, а мелкие зубья могут вообще не учитываться.

При разработке конструкций подземного контура и составлении его расчетной схемы следует иметь в виду, что заглубление фундаментной плиты устанавливается с учетом воздействия фильтрационного потока и, в частности, создания благоприятных условий его выхода в дренаж под водобоем. Исходя из этого, заглубление низового зуба (или шпунта, если он устраивается) в основание

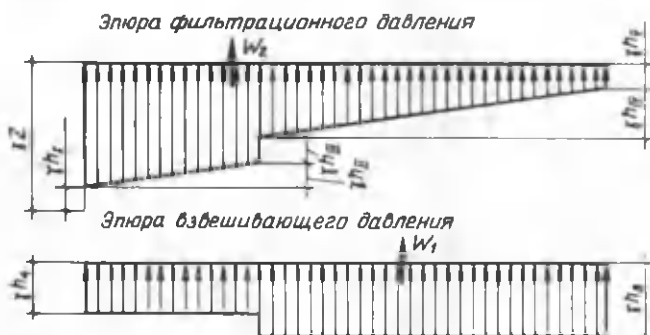
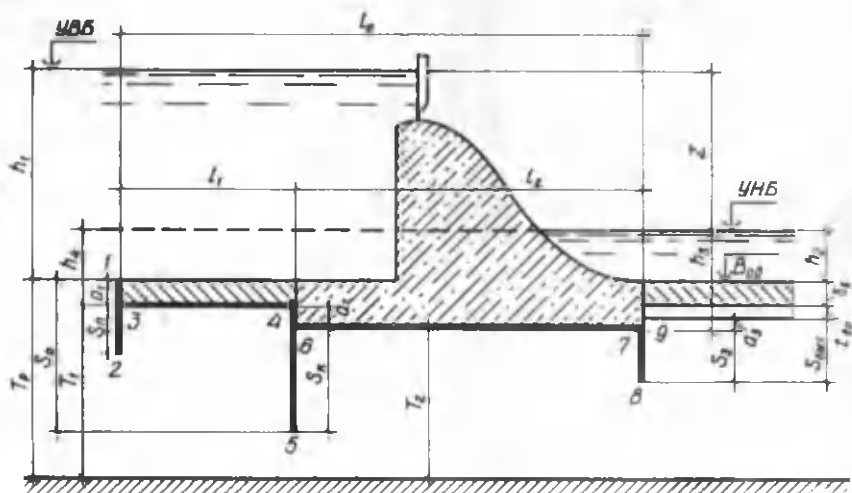


Рис. 4.28. К фильтрационному расчету

относительно поверхности водобоя может быть найдено по формуле

$$\delta_a = \delta_b + t_{др} + S_{вых}, \quad (4.43)$$

где δ_b — толщина плиты водобоя; $t_{др}$ — толщина дренажа под водобоем; $S_{вых}$ — заглубление низового зуба относительно основания водобойной плиты.

Толщина водобоя предварительно может быть определена по формуле (4.2) или по выражению

$$\delta_a \geq (1/10 \dots 1/12) l_{вод}, \quad (4.44)$$

где $l_{вод}$ — длина водобоя, которая в этом выражении может быть принята равной $5(h_2 - h_1)$, где h_2 и h_1 — сопряженные глубины гидравлического прыжка.

Заглубление низового зуба по условиям уменьшения выходных скоростей фильтрационного потока следует определять по зависимости

$$S_{вых} = (0,05 \dots 0,1) T, \quad (4.45)$$

но не более

$$S_{\text{вых}} = (0,05 \dots 0,1)l_0, \quad (4.46)$$

где T — заглубление расчетного водоупора под дно верхнего бьефа; l_0 — горизонтальная проекция подземного контура.

При известных отметке поверхности водобоя $\downarrow\text{Вод}$, длине низового шпунта и зуба S_a устанавливается отметка подошвы плотины $\downarrow\Pi$ с учетом затопления гидравлического прыжка и воздействия фильтрационного потока:

$$\downarrow\Pi = \downarrow\text{Вод} - d_a + S_a. \quad (4.47)$$

В соответствии с методом коэффициентов сопротивлений устанавливается расчетное положение водоупора, которое в общем случае может не совпадать с поверхностью действительного водоупора и быть различным при решении конкретных задач расчета. Расчетная глубина залегания водоупора характеризуется понятием активной зоны фильтрации, обозначаемой при определении фильтрационного противодавления через $T'_{\text{ак}}$, при определении выходного градиента — через $T''_{\text{ак}}$, при определении фильтрационного расхода — через $T'''_{\text{ак}}$.

При обозначении через l_0 и S_0 проекций подземного контура на горизонтальную и вертикальную плоскости $T'_{\text{ак}}$ и $T''_{\text{ак}}$ определяются по формулам, приведенным в табл. 4.1.

Расчетное значение глубины залегания водоупора T_p принимается в зависимости от действительного его залегания T_d . Если T_d меньше $T'_{\text{ак}}$ и $T''_{\text{ак}}$, то T'_p и T''_p равны T_d . Если T_d больше $T'_{\text{ак}}$ и $T''_{\text{ак}}$, то $T'_p = T'_{\text{ак}}$ и $T''_p = T''_{\text{ак}}$. Глубина T'''_p всегда равна T_d .

После определения соответствующего расчетного положения водоупора принятый подземный контур расчленяется на вертикальные и горизонтальные элементы (рис. 4.28).

Вертикальные элементы: а) входной 1, 2, 3 и выходной 7, 8, 9, а если шпунтов нет, то это уступы соответственно 1, 3 и 7, 9, для них коэффициенты сопротивления $\zeta_{\text{вх}}$ и $\zeta_{\text{вых}}$; б) внутренний шпунт 4, 5, 6 или, если шпунта нет, то уступ 4, 6 с коэффициентом сопротивления $\zeta_{\text{шп}}$.

Горизонтальные элементы 3, 4 и 6, 7 (их может быть несколько), для них коэффициент сопротивления ζ_r .

Т а б л и ц а 4.1. Определение расчетных величин $T'_{\text{ак}}$ и $T''_{\text{ак}}$

Схема подземного контура	l_0/S_0	$T'_{\text{ак}}$	$T''_{\text{ак}}$
Распластанная	≥ 5	$0,5l_0$	
Промежуточная	$3,4 \leq l_0/S_0 \leq 5$	$2,5S_0$	
Заглубленная	$1 \leq l_0/S_0 \leq 3,4$	$0,8S_0 + 0,5l_0$	$2T'_{\text{ак}}$
Весьма заглубленная	$0 \leq l_0/S_0 \leq 1$	$S_0 + 0,3l_0$	

Если формы и размеры входных и выходных элементов одинаковы, то

$$\zeta_{\text{вх}} = \zeta_{\text{вых}} = \zeta_{\text{шп}} + 0,44, \quad (4.48)$$

где

$$\zeta_{\text{ш}} = \frac{a}{T_1} + 1,5 \frac{S}{T_2} + \frac{0,5S/T_2}{1 - S/T_2 \cdot 0,75}, \quad (4.49)$$

где T_1 и T_2 — глубины залегания расчетного водоупора слева и справа от рассматриваемого шпунта или уступа; S — длина соответствующего шпунта. При этом всегда принимается $T_1 \geq T_2$ и

$$a = T_1 - T_2. \quad (4.50)$$

Если нет шпунта ($S = 0$), то

$$\zeta_{\text{вх}} = \zeta_{\text{вых}} = \zeta_{\text{уст}} = a/T_1 + 0,44; \quad (4.51)$$

если нет и уступа ($S = 0$ и $a = 0$), то

$$\zeta_{\text{вх}} = \zeta_{\text{вых}} = 0,44. \quad (4.52)$$

Для внутреннего шпунта применяется та же формула (4.49), но в нее подставляются свои значения S , T_1 , T_2 .

Для горизонтальных элементов длиной l при $l \geq 0,5(S_1 + S_2)$

$$\zeta_{\text{г}} = \frac{l - 0,5(S_1 - S_2)}{T}, \quad (4.53)$$

где S_1 и S_2 — размеры шпунтов, расположенных слева и справа от горизонтального элемента.

Если шпунт совмещается с зубом и уступом, то они также включаются в длину шпунта.

Принятые размеры подземного контура плотины должны быть проверены по условию общей и местной фильтрационной прочности грунта основания. Общая фильтрационная прочность основания обеспечивается, если

$$I_{\text{к}} < (I_{\text{к}})_{\text{доп}}, \quad (4.54)$$

где $I_{\text{к}}$ — контролирующий градиент напора фильтрационного потока; $(I_{\text{к}})_{\text{доп}}$ — допустимое значение контролирующего градиента.

В случае обычной схемы подземного контура, когда $l \geq S$,

$$I_{\text{к}} = Z/(T_p' \sum \zeta), \quad (4.55)$$

где $\sum \zeta$ — сумма коэффициентов сопротивления, найденная при T_p' :

$$\sum \zeta = \zeta_{\text{вх}} + \zeta_{\text{г}} + \zeta_{\text{шп}} + \zeta_2 + \zeta_{\text{вых}}. \quad (4.56)$$

При распластанной схеме подземного контура, когда $l \geq (5 \dots 10)S$,

$$I_{\text{к}} = I_{\text{г. к}}, \quad (4.57)$$

где $I_{\text{г. к}}$ — уклон линии эпюры фильтрационного давления на горизонтальном участке подземного контура.

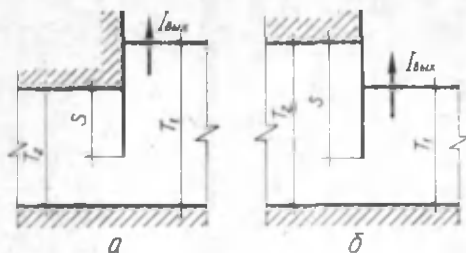


Рис. 4.29. Схемы выхода фильтрационного потока в нижний бьеф

Допустимое значение контролирующего градиента

$$(I_{к})_{доп} = I_{кр}^{ср} / k_{н}, \quad (4.58)$$

где $I_{кр}^{ср}$ — осредненный расчетный критический градиент напора (для глин равен 1,2, для суглинков — 0,65, песков крупных — 0,45, средних — 0,38, мелких — 0,29); $k_{н}$ — коэффициент надежности (для сооружений I класса $k_{н} = 1,25$, для II класса — 1,2, III — 1,15, IV — 1,1).

Местная фильтрационная прочность грунта основания обеспечивается, если выполняется условие

$$I_{вых} \leq I_{кр}^м, \quad (4.59)$$

где $I_{вых}$ — максимальный градиент напора; $I_{кр}^м$ — допустимое значение градиента напора (для несугфозионных грунтов не более 0,3, а при дренаже — не более 0,6).

При проверке местной фильтрационной прочности основания на выходе в нижний бьеф или в дренаж максимальный градиент напора фильтрационного потока

$$I_{вых} = \frac{Z}{T_1} \frac{1}{\alpha \sum \zeta}, \quad (4.60)$$

где $\sum \zeta$ — сумма коэффициентов сопротивления, определяемая при T_1'' ;

$$\alpha = \sqrt{\sin \left[\frac{\pi}{2} \left(\frac{S}{T_1} - \frac{T_2}{T_1} + 1 \right) \right]}. \quad (4.61)$$

В этих формулах размеры S , T_1 и T_2 относятся к выходному элементу подземного контура, возможные варианты которого показаны на рис. 4.29.

Формула (4.60) рекомендуется для случая $0,7 \leq T_2/T_1 \leq 1,4$. Методы определения $I_{вых}$ для других случаев изложены в [54].

Если действительный водоупор расположен на значительной глубине, например T_d считается равным бесконечности, выходной градиент, найденный по формуле (4.60), следует умножить на коэффициент запаса, равный 1,1.

Если в результате расчетов условия общей и местной фильтрационной прочности не удовлетворяются, размеры и конструкция подземного контура должны быть скорректированы.

Потери напора при обтекании элементов подземного контура определяются по формуле

$$h_i = Z \zeta_i / \sum \zeta, \quad (4.62)$$

где $Z = h_I + h_{II} + \dots + h_n$.

Зная потери напора фильтрационного потока на отдельных эле-

ментах подземного контура h_i , можно построить эпюру фильтрационного давления W_2 (рис. 4.28), определяя последовательно ее размеры γZ , γh_I , γh_{II} и т. д. и соединяя получающиеся точки эпюры прямыми линиями.

Эпюра взвешивающего давления W_1 строится путем откладывания вниз от горизонтальной линии величин γh_3 , γh_4 и т. д., где h_3 , h_4 — глубины погружения характерных точек подошвы сооружения под расчетный уровень воды нижнего бьефа (рис. 4.28).

Удельный фильтрационный расход

$$q = Zk/\sum \zeta, \quad (4.63)$$

где $\sum \zeta$ — сумма коэффициентов сопротивления, определяемая при $T''_p = T_d$; k — коэффициент фильтрации.

В случае глубокого залегания водоупора, когда T_d значительно больше $T'_{ан}$, расход по формуле (4.60) может быть найден только приближенно.

Пример 4.2. Произвести фильтрационный расчет подземного контура плотины (рис. 4.28) при следующих исходных данных: напор на плотине $Z = 16$ м; $l_1 = 32$ м, $l_2 = 40$ м; $h_2 = 8,5$ м, $h_3 = 11,5$ м, $h_4 = 10$ м. Длина понурного шпунта $S_n = 5$ м, королевого (вместе с зубом) $S_k = 16$ м, низового зуба $S_3 = 3$ м. Средняя толщина понура $a_1 = 1,5$ м, разность отметок подошвы понура и плотины $a_2 = 1,5$ м, разность отметок основания под водобоем и подошвы плотины $a_3 = 2,5$ м. Основание сложено средними песками. Водоупор расположен на глубине, принимаемой равной бесконечности. Сооружение II класса капитальности.

Порядок расчета. Определяем проекции подземного контура на горизонтальную и вертикальную плоскости и их отношение: $l_0 = l_1 + l_2 = 32 + 40 = 72$ м; $S_0 = a_1 + a_2 + S_k = 1,5 + 1,5 + 16 = 19$ м; $l_0/S_0 = 72/19 = 3,8$. Следовательно, подаемный контур относится к промежуточной схеме (табл. 4.1), для которой расчетные глубины залегания водоупора следующие: для проверки общей фильтрационной прочности и определения полного противодавления $T'_p = T'_{ан} = 2,5S_0 = 2,5 \cdot 19 = 47,5$ м; для определения выходного градиента $T''_p = T''_{ан} = 2T'_{ан} = 2 \cdot 47,5 = 95$ м.

При T'_p определяем значения коэффициентов сопротивления: понурного шпунта по формуле (4.49) при $a = a_1 = 1,5$ м; $S = S_n = 5$ м; $T_1 = T'_p = 47,5$ м; $T_2 = T'_p - a_1 = 47,5 - 1,5 = 46$ м:

$$\zeta'_{шп} = \frac{1,5}{47,5} + 1,5 \frac{5}{46} + \frac{0,5 \cdot 5/46}{1 - 5/46 \cdot 0,75} = 0,24;$$

входа по формуле (4.38)

$$\zeta_{вх} = 0,24 + 0,44 = 0,68;$$

первого горизонтального элемента по формуле (4.53) при $l = l_1 = 32$ м; $S_1 = 5$ м; $S_2 = S_k + a_2 = 16 + 1,5 = 17,5$ м; $T = 46$ м:

$$\zeta'_1 = \frac{32 - 0,5(5 + 17,5)}{46} = 0,45;$$

королевого шпунта по формуле (4.49) при $a = a_2 = 1,5$ м; $S = S_k = 16$ м; $T_1 = 46$ м; $T_2 = 44,5$ м:

$$\zeta''_{шп} = \frac{1,5}{46} + 1,5 \frac{16}{44,5} + \frac{0,5 \cdot 16/44,5}{1 - 16/44,5 \cdot 0,75} = 0,82;$$

второго горизонтального элемента по формуле (4.53) при $l = l_2 = 40$ м; $T = 44,5$ м; $S_1 = 16$ м; $S_2 = S_n = 3$ м:

$$\zeta_{\Gamma} = \frac{40 - 0,5(16 + 3)}{44,5} = 0,69;$$

низового зуба по формуле (4.49) при $a = a_2 = 2,5$ м; $S = S_2 = 3$ м; $T_1 = 47$ м; $T_2 = 44,5$ м:

$$\zeta_{\text{нип}} = \frac{2,5}{47} + 1,5 \frac{3}{44,5} + \frac{0,5 \cdot 3 / 44,5}{1 - 3 / 44,5 \cdot 0,75} = 0,18;$$

выхода по формуле (4.48)

$$\zeta_{\text{вых}} = 0,18 + 0,44 = 0,62.$$

Сумма коэффициентов сопротивления по формуле (4.56)

$$\sum \zeta = 0,68 + 0,45 + 0,82 + 0,69 + 0,62 = 3,26.$$

Проверяем общую фильтрационную прочность грунта основания по формуле (4.54). Контролирующий градиент напора по формуле (4.55)

$$I_{\kappa} = 16 / (47,5 \cdot 3,26) = 0,1.$$

Допустимое значение контролирующего градиента для средних песков определяем по формуле (4.58) при $I_{\text{кр}}^{\text{оп}} = 0,38$ и $k_{\kappa} = 1,2$:

$$(I_{\kappa})_{\text{доп}} = 0,38 / 1,2 = 0,32.$$

Так как $I_{\kappa} < (I_{\kappa})_{\text{доп}}$, то длина подземного контура плотины удовлетворяет условиям общей фильтрационной прочности основания.

Местную фильтрационную прочность грунта основания на выходе в дренаж под водобоем проверяем по формуле (4.59). С этой целью по тем же формулам (4.48) — (4.53) при $T'' = 95$ м определяем новые значения коэффициентов сопротивления и их сумму, которая в результате подсчетов (вычисления для краткости опускаем) оказалась равной $\sum \zeta = 2,05$. Значение коэффициента α определяем по формуле (4.61)

$$\alpha = \sqrt{\sin \left[\frac{3,14}{2} \left(\frac{3}{47} - \frac{44,5}{47} + 1 \right) \right]} = 0,41$$

Выходной градиент напора с коэффициентом запаса 1,1 определяем по формуле (4.60)

$$I_{\text{вых}} = 1,1 \frac{16}{47} \frac{1}{0,41 \cdot 2,05} = 0,45,$$

что меньше допустимого значения местного критического градиента напора при наличии дренажа $I_{\text{кр}}^{\text{м}} \leq 0,6$. Значит и местная фильтрационная прочность основания обеспечивается.

Для построения эпюр фильтрационного и взвешивающего давления определяем потери напора при обтекании отдельных элементов подземного контура по формуле (4.62), в которую подставляем значения коэффициентов сопротивления, найденные при T'' : $h_I = Z \zeta_{\text{нип}} / \sum \zeta = 16 \cdot 0,68 / 3,26 = 3,34$ м; $h_{II} = Z \zeta' / \sum \zeta = 16 \times 0,45 / 3,26 = 2,21$ м; $h_{III} = Z \zeta'' / \sum \zeta = 16 \cdot 0,82 / 3,26 = 4,02$ м; $h_{IV} = Z \zeta''' / \sum \zeta = 16 \cdot 0,69 / 3,26 = 3,39$ м; $h_V = Z \zeta_{\text{вых}} / \sum \zeta = 16 \cdot 0,62 / 3,26 = 3,04$.

Для построения эпюры фильтрационного давления определяем ее характерные размеры:

$$\gamma Z = 9,81 \cdot 16 = 157 \text{ кПа}; \quad \gamma h_I = 9,81 \cdot 3,34 = 32,8 \text{ кПа};$$

$$\gamma h_{II} = 9,81 \cdot 2,21 = 21,7 \text{ кПа}; \quad \gamma h_{III} = 9,81 \cdot 4,02 = 39,4 \text{ кПа};$$

$$\gamma h_{IV} = 9,81 \cdot 3,39 = 33,3 \text{ кПа}.$$

Строим эпюру фильтрационного давления, соединяя полученные точки прямыми линиями (рис. 4.28).

Ординаты эпюры взвешивающего давления:

$$\gamma h_3 = 9,81 \cdot 11,5 = 112,8 \text{ кПа}; \quad \gamma h_4 = 9,81 \cdot 10 = 98,1 \text{ кПа}.$$

4.4. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПЛОТИН

4.4.1. Определение действующих нагрузок

Схема действия нагрузок в случае гравитационных плотин на скальном основании показана на рис. 4.30. Собственный вес плотины G , вес механизмов $P_{\text{мех}}$, мостов $P_{\text{м}}$, давление воды W , волновые воздействия $W_{\text{в}}$, ледовые нагрузки $P_{\text{л}}$, давление наносов E_1 и сейсмические нагрузки определяют так же, как и для плотин на скальном основании (см. главу третью). Методы определения фильтрационного и взвешивающего противодавления изложены в предыдущем параграфе.

Построение эпюры гидростатического давления на плотину W_2 со стороны верхнего бьефа на участке примыкания понура имеет некоторые особенности. В случае глинистого понура нижняя ордината этой эпюры 1—2 равна сумме ординат эпюр взвешивающего и фильтрационного давлений в этой же точке 4—5—6. Точки 2 и 3 соединяются прямой линией. В случае анкерного водонепроницаемого понура ординаты эпюр гидростатического давления непосредственно под понуром и у низового ребра напорной грани плотины равны сумме взвешивающего и фильтрационного давлений в этих точках.

Вертикальные составляющие гидростатического давления W_4 , W_5 , W_6 и наносов $P_{\text{н}}$ равны соответственно весу воды и наносов в объеме, заключенном между гранями плотины, вертикальной плоскостью, проведенной через крайнюю образующую граней, и плоскостью быков (устоев).

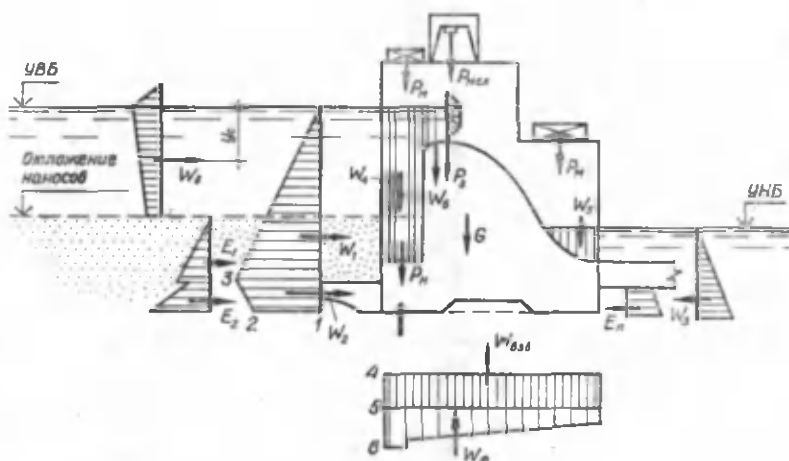


Рис. 4.30. Схема силовых воздействий на плотину

Активное давление грунта на напорную грань плотины действует по эпюре, имеющей вид трапеции. Верхняя ордината этой эпюры непосредственно ниже слоя отложений наносов

$$q_1 = \gamma_{\text{гр. взв}} h_{\text{пр}} \varepsilon_1, \quad (4.64)$$

а максимальная ордината этой эпюры в ее основании

$$q_2 = \gamma_{\text{гр}} (h_{\text{гр}} + h_{\text{пр}}) \varepsilon_1, \quad (4.65)$$

где $\varepsilon_1 = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi_{\text{гр}}/2)$ — коэффициент бокового давления; $h_{\text{пр}} = h_{\text{н}} \gamma_{\text{н. взв}} / \gamma_{\text{гр. взв}}$ — приведенная высота, м; $\gamma_{\text{н. взв}}$ — удельный вес наносов во взвешенном состоянии, кН/м^3 ; $\gamma_{\text{гр. взв}} = \gamma_{\text{нас}} - \gamma$ — удельный вес грунта во взвешенном состоянии, кН/м^3 ; $\gamma_{\text{нас}}$ — удельный вес грунта в состоянии насыщения водой, кН/м^3 ; $h_{\text{н}}$ — толщина слоя наносов, м; $h_{\text{гр}}$ — толщина слоя грунта, м; φ — угол внутреннего трения грунта под водой.

Ординаты эпюры пассивного давления на низовую грань плотины $E_{\text{п}}$ вычисляются аналогично по тем же формулам (4.64) и (4.65) с той лишь разницей, что коэффициент бокового давления

$$\varepsilon_2 = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2), \quad (4.66)$$

а приведенная высота

$$h_{\text{пр}} = \delta_{\text{в}} \gamma_{\text{в. взв}} / \gamma_{\text{гр. взв}}, \quad (4.67)$$

где $\delta_{\text{в}}$ — толщина водобоя, м; $\gamma_{\text{в. взв}}$ — удельный вес материала водобоя во взвешенном состоянии, кН/м^3 .

Так как в большинстве случаев статический расчет выполняется для секции плотины, то и нагрузки принимаются действующими на всю секцию. Поэтому нагрузки на единицу длины, равные площадям соответствующих эпюр, должны быть умножены на длину секции $L_{\text{с}}$. Точки приложения равнодействующих сил соответствуют центрам тяжести этих эпюр.

4.4.2. Определение контактных напряжений и расчет прочности

Нормальные напряжения по контакту плотины и основания необходимы для расчета прочности и устойчивости плотины.

Плотины на нескальных основаниях с напором более 15 м можно рассматривать как абсолютно жесткие конструкции. Метод определения контактных напряжений для таких плотин в случае несвязных грунтов основания зависит от их относительной плотности

$$D = \frac{\varepsilon_{\text{max}} - \varepsilon}{\varepsilon_{\text{max}} - \varepsilon_{\text{min}}}, \quad (4.68)$$

где ε_{max} , ε_{min} , ε — коэффициенты пористости песка соответственно при самом рыхлом, самом плотном и естественном состоянии.

Для песков в рыхлом состоянии $D = 0...0,33$, для песков средней плотности $D = 0,33...0,67$, для плотных песков $D = 0,67...1$.

Если основание сложено однородными несвязными грунтами с относительной плотностью $D \leq 0,5$, а подошва плотины плоская

или близкая к плоской, контактные напряжения определяются по формулам неравномерного сжатия и по методу «экспериментальных эпюр». При соответствующем обосновании допускается определять контактные напряжения только по одному из указанных методов.

По первому методу нормальные краевые напряжения у верховой и низовой граней плотины определяются по формуле

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}, \quad (4.69)$$

где P — сумма вертикальных сил, действующих на подошву секции плотины; F — площадь подошвы секции плотины; M — сумма моментов всех сил относительно центра тяжести плоскости подошвы секции плотины; W — момент сопротивления подошвы секции плотины:

$$W = L_c b^2 / 6; \quad (4.70)$$

b — ширина подошвы плотины; L_c — протяженность секции по оси плотины.

Правила знаков для напряжений и моментов здесь такие же, как и при определении напряжений в плотинах на скальном основании (см. главу третью).

По методу «экспериментальных эпюр» при внецентренном приложении равнодействующей внешних сил и отсутствии растягивающих напряжений по подошве плотины (при $2l_T/6 \leq 1/(3m_n)$) ординаты эпюры контактных напряжений определяются по формуле

$$\sigma_x = \bar{\sigma}_x \sigma_{cp} (1 \pm 12e_p x / b^2 m_n), \quad (4.71)$$

где σ_x — нормальное контактное напряжение в точке, находящейся на расстоянии x от центра подошвы плотины; $\bar{\sigma}_x$ — относительное нормальное контактное напряжение в соответствующей точке, определяемое по табл. 4.2 в зависимости от числа моделирования $N_\sigma = \sigma_{cp} / (b \gamma_{в. пзв})$; σ_{cp} — среднее нормальное контактное напряжение по подошве плотины ($\sigma_{cp} = P / (b L_c)$); e_p — эксцентриситет

Таблица 4.2. Относительные нормальные контактные напряжения σ_x

$\frac{2x}{b}$	Значения $\bar{\sigma}_x$ при N_σ						
	0,5	1	2	4	6	8	10
0	1,18	1,22	1,28	1,34	1,38	1,40	1,42
0,1	1,17	1,21	1,27	1,32	1,36	1,38	1,40
0,2	1,16	1,20	1,25	1,29	1,33	1,35	1,36
0,3	1,14	1,17	1,20	1,24	1,27	1,29	1,30
0,4	1,11	1,14	1,15	1,18	1,20	1,22	1,23
0,5	1,08	1,09	1,09	1,10	1,11	1,12	1,12
0,6	1,03	1,02	1,01	1,00	0,99	0,98	0,98
0,7	0,98	0,95	0,91	0,87	0,85	0,83	0,82
0,8	0,92	0,87	0,80	0,74	0,70	0,67	0,65
0,9	0,82	0,74	0,68	0,59	0,50	0,46	0,43
1,0	0	0	0	0	0	0	0

приложения нагрузки, нормальной к плоскости подошвы сооружения; m_k — коэффициент, зависящий от числа моделирования iN_σ :

N_σ	0,5	1	2	4	6	8	10
m_k	1,221	1,295	1,345	1,402	1,464	1,501	1,528

При подстановке в формулу (4.71) величин e_p и x учитывается их знак относительно центра подошвы плотины.

Если однородное основание сложено связными грунтами или несвязными грунтами с относительной плотностью $D > 0,5$ при плоской подошве плотины или имеющей ломаное очертание при любой относительной плотности, контактные напряжения определяются по формулам неравномерного сжатия и по методу теории упругости с условным ограничением глубины сжимаемого слоя до $0,3b$ для песчаных грунтов и $0,7b$ — для глинистых.

Для сооружений III и IV классов, возводимых на несвязных грунтах, и IV класса — на связных грунтах допускается определять нормальные контактные напряжения только по формулам неравномерного сжатия.

Изложенные методы определения контактных напряжений под плотинной в поперечном направлении могут применяться и для плотин на нескальном основании с напором менее 15 м, т. е. при меньшей жесткости плотины. Но при этом обязательной является проверка гибкости системы плотины — основание в продольном направлении (по оси плотины) и при необходимости учитывается ее влияние на контактные напряжения.

Распределение нагрузок, действующих на подошве секции плотины, считается приемлемым, если коэффициент неравномерности

$$k = \sigma_{\max}/\sigma_{\min} \quad (4.72)$$

находится в допустимых пределах. В этом выражении σ_{\max} и σ_{\min} — максимальное и минимальное значения нормальных контактных напряжений по подошве плотины. Допустимые значения коэффициента неравномерности обычно рекомендуются для глинистых оснований меньше 1,5—2, для песчаных — меньше 2—3.

Секции гравитационных плотин представляют собой сложную пространственную систему, состоящую из фундаментной плиты, водослива, быков и полубыков. Точный расчет такой конструкции затруднителен и может быть выполнен лишь на основе результатов модельных исследований. Существующие аналитические методы расчета являются весьма громоздкими, а получающиеся по ним результаты имеют определенную погрешность.

В соответствии со СНиП II-50-74 секции плотин I и II классов рассчитываются на общую прочность (с учетом пространственной работы плотины на упругом основании) методами строительной механики и теории упругости. Для расчета плотин III и IV классов, а также для предварительных расчетов плотин I и II классов допускается применение упрощенных методов строительной механики, предусматривающих раздельное выполнение расчетов в поперечном (вдоль потока) и продольном (поперек потока) направлениях.

Отдельные элементы плотины — быки, полубыки, части фундаментной плиты и пр. — рассчитываются на местную прочность под действием сил, приложенных непосредственно к рассматриваемому элементу.

4.4.3. Расчет устойчивости плотин

Расчеты устойчивости плотин на нескальном основании выполняются для секции плотины по методу предельных состояний с соблюдением условия, выраженного формулой (1). При этом должна учитываться возможность плоского сдвига (по основанию), смешанного (с частью основания) и глубинного (поверхность сдвига полностью располагается в основании).

Расчет устойчивости плотины только по схеме плоского сдвига производится для оснований, сложенных песчаными, крупнообломочными, твердыми и полутвердыми глинистыми грунтами при соблюдении условия

$$N_{\sigma} = \sigma_{\max} / (b\gamma_1) \leq B, \quad (4.73)$$

где σ_{\max} — максимальное нормальное напряжение в угловой точке подошвы сооружения; γ_1 — удельный вес грунта основания, принимаемый с учетом взвешивания, если основание расположено ниже уровня грунтовых вод; B — безразмерный критерий, принимаемый равным 1 для плотных песков и 3 — для прочих грунтов; для оснований плотин I и II классов значение B уточняется по результатам экспериментальных исследований.

При основаниях, сложенных пластичными, туго- и мягкопластичными глинистыми грунтами, плоский сдвиг плотины будет иметь место в том случае, если кроме условия (4.73) удовлетворяются дополнительно условия $\operatorname{tg} \psi \geq 0,45$ и $c^0 \geq 4$, где $\operatorname{tg} \psi$ — расчетное значение коэффициента сдвига, а c^0 — коэффициент степени консолидации. В том случае, если условия плоского сдвига не удовлетворяются, имеет место смешанный или глубинный сдвиг.

Расчетные поверхности плоского сдвига принимаются в соответствии со схемами на рис. 4.31.

При расчете устойчивости плотины по схеме плоского сдвига (без поворота) и горизонтальной плоскости сдвига величины $R_{п.л}$ и N_p , входящие в выражение (1), определяются по формулам:

$$R_{п.л} = P \operatorname{tg} \varphi + m_1 E_{п.п} + Fc; \quad (4.74)$$

$$N_p = T_a + E_{а.в} - T_a; \quad (4.75)$$

где P — сумма вертикальных составляющих нагрузок с учетом противодействия; φ и c — соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление поверхности сдвига; m_1 — коэффициент условий работы (при отсутствии экспериментальных данных принимается равным 0,7); $E_{п.п}$ и $E_{а.в}$ — расчетные значения горизонтальных составляющих соответственно пассивного давления грунта со стороны низовой грани плотины и активного давления грунта

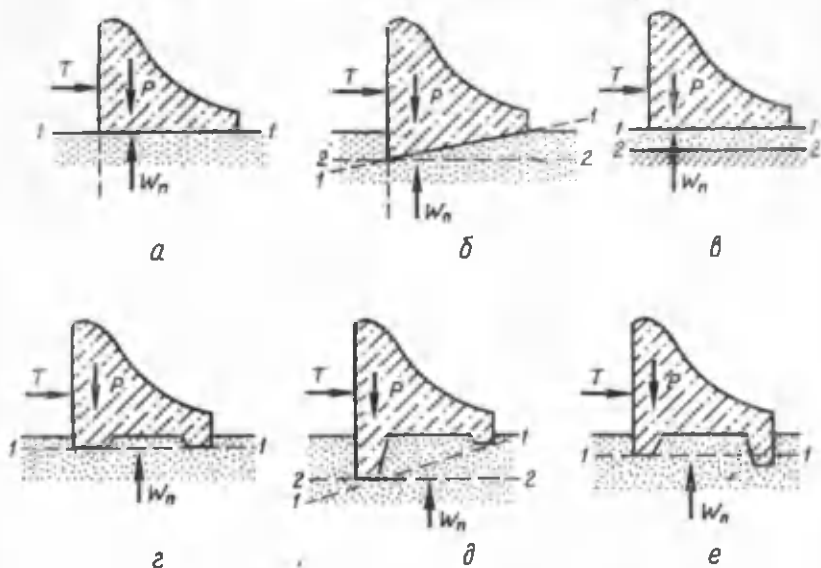


Рис. 4.31. Схемы расчетных поверхностей сдвига:

а, б — плоская подошва сооружения; *а* — наличие каменной постели; *г* — наличие верхового и низового зубьев одинаковой глубины; *д* — верховой зуб больше низового; *е* — низовой зуб больше верхового; 1—1, 2—2 — расчетные поверхности сдвига

со стороны верховой ее грани; F — горизонтальная проекция площади подошвы плотины, в пределах которой учитывается сцепление; T_n, T_n — суммы горизонтальных активных сил, действующих соответственно со стороны верховой и низовой граней плотины, за исключением активного давления грунта.

В случае анкерного понура предельное сопротивление при плоском сдвиге определяется по формуле

$$R_{п. а} = P \operatorname{tg} \varphi + m_1 E_{п. п} + Fc + Q_a, \quad (4.76)$$

где Q_a — сила сдвига, воспринимаемая анкерным понуром. Приближенно ее можно определять по формуле

$$Q_a = \frac{(G_{а. п} + W_n - W_{ф. п})f + cF_n}{k_3}, \quad (4.77)$$

где $G_{а. п}$ — вес анкерного понура и грунтовой пригрузки с учетом взвешивания; W_n — гидростатическое давление воды на понур сверху; $W_{ф. п}$ — полное противодавление воды на подошву понура снизу; f — коэффициент трения плиты понура по грунту (для гравелисто-галечниковых грунтов $f=0,5...0,6$, для песчаных — $0,4...0,5$, для супесей — $0,35...0,4$, для суглинков — $0,25...0,35$, для глин — $0,2...0,3$); c — удельное сцепление грунта основания понура; k_3 — коэффициент запаса, принимаемый равным $1,1—1,25$, в зависимости от класса сооружения; F_n — площадь подошвы понура.

Устойчивость плотины на сдвиг обеспечивается, если выполняется условие, выраженное формулой (1). Исходя из этой формулы,

коэффициент надежности при горизонтальной расчетной поверхности сдвига определяется по выражению (в формуле (1) $m = 1$)

$$k_n = R_{пл}/(n_c N_p). \quad (4.78)$$

Расчеты устойчивости плотины при смешанной и глубинной схемах сдвига выполняются специальными методами.

Пример 4.3. Проверить устойчивость гравитационной плотины (рис. 4.30) при следующих исходных данных: грунт основания — средние пески с удельным весом во взвешенном состоянии $\gamma_1 = 12 \text{ кН/м}^3$, углом внутреннего трения под водой $\varphi = 26^\circ$ и коэффициентом трения бетона по песку $f = 0,45$. Ширина плотины по основанию $b = 40 \text{ м}$. Длина секции плотины $L_0 = 49 \text{ м}$. Плотина III класса капитальности. Сочетание нагрузок основное. Действующие на плотину силы, их значения и моменты относительно центра тяжести подошвы секции приведены в табл. 4.3.

Порядок расчета. Определяем нормальные контактные напряжения по формулам (4.69) и (4.70):

$$\sigma = -\frac{375\,678}{49 \cdot 40} \pm \frac{782\,946 \cdot 6}{49 \cdot 40^2} = -191,7 \pm 59,9 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{\max} = -251,6 \text{ кПа}; \quad \sigma_{\min} = -131,8 \text{ кПа}.$$

Таблица 4.3. Нагрузки, действующие на плотину, и их моменты относительно центра тяжести подошвы секции плотины

Нагрузка	Обозначение	Значение нагрузки, кН		Плечо, м	M, кН·м
		вертикальной	горизонтальной		
Собственный вес	G_1	-301 363	—	4,3	-1 295 861
	G_2	- 73 457	—	1	+ 73 457
	G_3	- 16 951	—	17	+ 288 167
	G_4	- 22 602	—	16	- 361 632
	G_5	-197 063	—	5	- 985 315
	G_6	- 48 736	—	15	+ 731 040
Гидростатическое давление воды	W_1	—	+162 473	11,7	+1 900 334
	W_2	—	+ 37 854	1,5	+ 56 781
	W_3	—	- 31 786	3,8	- 120 787
	W_4	- 10 202	—	16	- 163 232
	W_5	- 30 018	—	14	+ 420 252
	W_6	- 1 570	—	10	- 15 700
Давление фильтрационного потока	$W_{\text{воз}}$	+221 117	—	0	0
	W_0	+139 400	—	4	+ 557 600
Волновое давление	W_B	—	+ 3 211	17	+ 54 587
Давление наносов и грунта	E_1	—	+ 4 932	5	+ 24 660
	E_2	—	+ 2 835	2	+ 5 670
	E_n	—	- 3 969	1,7	- 6 747
	P_n	- 23 073	—	16	- 369 168
Вес затворов, подъемных механизмов и мостов	P_3	- 2 184	—	10	- 21 840
	$P_{\text{мех}}$	- 3 924	—	10	- 39 240
	P_M	- 5 052	—	15	+ 75 780
		$\Sigma P = 375\,678 \text{ кН}$	$\Sigma M = 782\,946 \text{ кН·м}$		

Следовательно, нормальные контактные напряжения сжимающие, а их неравномерность характеризуется коэффициентом неравномерности, определяемым по формуле (4.72),

$$k = 251,6/131,8 = 1,91,$$

что является приемлемым, так как для песков его допустимое значение 2...3.

По формуле (4.73) устанавливаем возможный характер сдвига плотины

$$N_{\sigma} = 251,6/(40 \cdot 12) = 0,52.$$

Так как N_{σ} меньше $B = 3$, то возможен лишь плоский сдвиг плотины по основанию.

По формулам (4.74), (4.75) и (4.78) определяем коэффициент надежности при плоском сдвиге плотины:

$$R_{пл} = 375\,678 \cdot 0,49 + 0,7 \cdot 3969 = 186\,860,5 \text{ кН};$$

$$T_n = W_1 + W_2 + W_n = 162\,473 + 37\,854 + 3211 = 203\,538 \text{ кН};$$

$$E_{a.n} = E_1 + E_2 = 4932 + 2835 = 7767 \text{ кН};$$

$$T_n = W_2 = 31\,786 \text{ кН};$$

$$N_p = 203\,538 + 7767 - 31\,786 = 179\,519 \text{ кН};$$

$$k_n = 186\,860,5/179\,519 = 1,04.$$

Поскольку для сооружений III класса коэффициент надежности должен быть равен 1,15, то плотина недостаточно устойчива. Обеспечить требуемую устойчивость плотины можно различными приемами: устроить плоский дренаж под плотиной и уменьшить этим фильтрационное давление; увеличить ширину плотины по основанию и увеличить этим вес плотины; устроить анкерный понур или комбинацией этих приемов.

В данном примере заменим глиняный понур на анкерный той же длины. В этом случае силу сдвига, воспринимаемую анкерным понуром, определим по формуле (4.77) при весе анкерного понура $G_{a.n} = 32\,000 \text{ кН}$, гидростатическом давлении воды на понур сверху $W_n = 310\,760 \text{ кН}$ и полном противодействии на понур $W_{ф.n} = 270\,258 \text{ кН}$:

$$Q_a = \frac{(32\,000 + 310\,760 - 270\,258)0,45}{1,2} = 27\,188 \text{ кН}.$$

Пренебрегая незначительными изменениями горизонтального давления воды на плотину в зоне примыкания анкерного понура, определим $R_{пл.a}$ по формуле (4.76)

$$R_{пл.a} = R_{пл} + Q_a = 186\,860,5 + 27\,188 = 214\,048,5 \text{ кН}.$$

Коэффициент надежности при сдвиге плотины с анкерным понуром

$$k_n = 214\,048,5/179\,519 = 1,19.$$

Коэффициент надежности несколько превышает его нормативное значение, следовательно, плотина имеет требуемый запас устойчивости на сдвиг.

Глава пятая

ВОДОЗАБОРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

5.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Водозаборными сооружениями называются гидротехнические сооружения, обеспечивающие отбор воды из водисточников и подачу ее в водоводы для последующего транспортирования водопотребителю.

По виду источника питания различают водозаборы речные, озерные (водохранилищные) и морские.

По способу подачи воды в водоводы — самотечные и с механическим подъемом воды. В первых вода поступает в водоводы под действием силы тяжести (напора) самотеком, а во вторых — с помощью насосных станций.

По способу отбора воды — бесплотинные и плотинные.

По высотному расположению — открытые (поверхностные) и глубинные. Первые отбирают воду из поверхностных слоев потока, а вторые — из средних и донных слоев. Глубинные водозаборы обычно применяются на высоконапорных плотинных гидроузлах.

По назначению — для целей ирригации, гидроэнергетики, промышленного и питьевого водоснабжения.

В настоящем учебном пособии рассматриваются речные, самотечные, открытые водозаборы, применяемые в ирригации, гидроэнергетике и промышленном водоснабжении. Другие типы водозаборных сооружений рассматриваются в соответствующих специальных курсах (гидроэлектростанций, водоснабжения и др.). Типы водозаборных сооружений в значительной степени определяются гидрологическими особенностями водисточников. Далее рассматриваются водозаборные сооружения на горных реках, которые являются основным источником водных ресурсов на больших территориях Средней Азии, Сибири, Кавказа и Европейской части Советского Союза, на которых быстрыми темпами развиваются орошаемое земледелие, гидроэнергетика и промышленность.

Горным рекам присущи следующие общие черты:

- значительные колебания расходов и горизонтов воды — многолетние и сезонные, а для рек со снеговым питанием — и суточные;
- значительные скорости течения;
- внезапно начинающиеся и быстро нарастающие паводки;
- большое количество влекомых и взвешенных наносов, особенно в период паводков;
- частые деформации русел, вызывающие блуждание потоков в пойме;
- большое количество мусора в период паводка (корчей, пней, листьев и целых деревьев);
- часто наблюдающееся в зимнее время массовое образование шуги.

Реки горного происхождения по длине можно разделить на три участка: горный, предгорный, равнинный [20]. Каждому участку реки присущи свои специфические гидрологические и геологические условия (расходы воды, уклоны, крупность наносов, ширина русла, геологическое строение пород и т. д.).

Краткая характеристика этих участков рек приводится в табл. 5.1.

Указанные особенности горных рек определяют требования к водозаборным сооружениям, которые должны:

обеспечивать бесперебойную подачу воды в водоводы в соответствии с графиком водопотребления;

Таблица 5.1. Характеристики различных участков рек

Участок реки	Уклон	Влекомые наносы	Зимний режим	Особые условия
Горный	>0,05	Валуново-галечниково-гравелистые (крупнее 50 мм)	На мелких реках возможно промерзание до дна. На больших и средних — шуга, забереги	В отдельные периоды возможно прекращение поверхностного стока. Кратковременные ливневые и селевые потоки
Предгорный	0,05—0,001	Гравелисто-галечниково-песчаные (1—300 мм)	Шуга, забереги. Возможен ледостав	Широкая гравелисто-галечниковая пойма, неустойчивость потока
Равнинный	<0,001	Мелкопесчаные и пылеватые (мельче 1 мм)	Шуга, длительный ледостав, интенсивный ледоход с заторами	Мезандрирующее, легко размываемое русло

предохранять водоводы от попадания в них влекомых наносов, плавника, льда и шуги;

беспрепятственно пропускать паводковые расходы реки, в том числе и внезапные;

прекращать подачу воды в водоводы в случаях, предусмотренных правилами эксплуатации;

защищать рыбу от попадания в водоприемник на реках, имеющих рыбохозяйственное значение.

Класс водозаборных сооружений устанавливается по СНиП II-50-74 с учетом требований на проектирование объектов водоснабжения и рекомендаций [20] по проектированию водозаборов оросительных систем.

При расчетах пропускной способности плотинных водозаборов максимальные расчетные расходы и уровни воды определяются в зависимости от класса сооружений (см. табл. 3).

Надежная и бесперебойная работа водозабора в значительной мере зависит от места его расположения, особенно в случае бесплотинного водозабора. Для успешной борьбы с влекомыми наносами водозаборные сооружения целесообразно располагать на вогнутом берегу криволинейного участка реки, у которого устанавливаются максимальные глубины и в наибольшей степени проявляется поперечная циркуляция в потоке, направляющая наносы к выпуклому берегу реки.

В соответствии с рекомендациями Н. Ф. Данелия [15], верхнюю стенку бокового водоприемника (рис. 5.1, а) следует располагать ниже точки 3 пересечения касательной 1—3 к выпуклому берегу, проведенной в начале кривой, с вогнутым берегом (по урезу паводка 1—5 % -й обеспеченности).

Фронтальный водозабор следует размещать нормально по отношению к радиальному сечению 0—3 (рис. 5.1, б).

Окончательно местоположение водозаборного сооружения вы-

бирают в результате технико-экономического сравнения нескольких наиболее возможных вариантов.

По современным представлениям, количество наносов, проникающих в каналы при водозаборе, в значительной степени зависит от забираемого расхода и не зависит от углов отвода воды (для сооружений, не стесняющих речной поток). Однако от угла отвода зависит пропускная способность водоприемников водозаборных сооружений. Поэтому при их проектировании необходимо предусматривать плавное безотрывное обтекание всех поверхностей сооружений. С этой точки зрения наиболее выгоднейшим углом отвода α (рис. 5.2) является угол

$$\alpha = \arccos v_0/v_1, \quad (5.1)$$

где v_0 — скорость речного потока на подходе к сооружению при паводке обеспеченностью 75—85 %; v_1 — скорость в водоприемнике, которая, как правило, должна превышать v_0 . Скорость в водоприемнике определяется по формуле

$$v_1 = \frac{Q}{B(H-Z)}, \quad (5.2)$$

где Q — расчетный максимальный расход водоприемника; B — ширина отверстия водоприемника; H — напор на пороге; Z — перепад между верхним бьефом и уровнем на пороге водоприемника.

Скорость v_1 рекомендуется выбирать в пределах 1,5—2,5 м/с.

Ширину подхода B_0 (рис. 5.2, б) в зависимости от угла отвода α и ширины отверстия водоприемника B рекомендуется определять по следующим данным:

v_0/v_1	0	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,7	0,9
α	90°	87°08'	84°15'	78°28'	72°32'	66°25'	60°	45°34'	25°50'
B/B_0	0,65	0,58	0,57	0,56	0,55	0,5	0,45	0,29	0,2

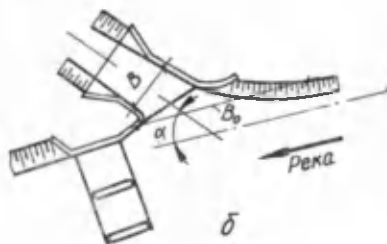
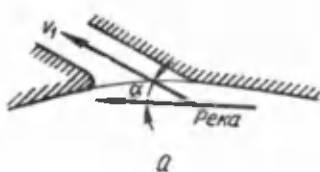


Рис. 5.2. Схемы к определению:

а — угла отвода воды в канал; б — ширины подхода к нему

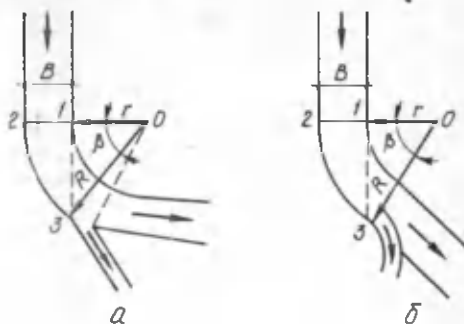


Рис. 5.1. Размещение водозабора на криволинейном участке по Н. Ф. Дanelия: а — бокового водозабора; б — фронтального

В тех случаях, когда скорость входа в водоприемник близка к скорости речного потока u_0 , угол отвода α рекомендуется назначать не более $15-30^\circ$.

Типы и расположение водозаборных сооружений и их водоприемников, а также их конструкции устанавливаются в зависимости от участка реки (горного, предгорного, равнинного), назначения водозабора, компоновки гидроузла, способа отбора воды (бесплотинный, плотинный), природных условий и условий эксплуатации (режима наносов, ледового и термического режимов, количества и вида плавника, режима сработки и заиливания верхнего бьефа).

Бесплотинные водозаборы, как правило, применяются лишь для ирригации и водоснабжения и редко на гидроэнергетических объектах. Они устраиваются в тех случаях, когда уровни воды в реке обеспечивают отвод требуемого расхода воды и командование магистрального канала над орошаемой территорией. В противном случае устраивается плотинный водозабор.

Рациональные типы водозаборных сооружений выявляются технико-экономическим сравнением их вариантов.

Водозаборные устройства включают сооружения и элементы, являющиеся общими для речных подпорных гидротехнических сооружений (глухие и водосбросные плотины, устройства нижнего бьефа, сопрягающие сооружения, элементы подземного контура и т. д.), и специальные сооружения, характерные только для водозаборных устройств (водоприемники, промывные галереи, карманы и т. д.).

Гидравлические, фильтрационные и статические расчеты общих сооружений и их элементов следует выполнять методами, изложенными в предыдущих главах, посвященных проектированию соответствующих подпорных сооружений. Специфическими являются лишь гидравлические расчеты специальных сооружений водозаборных устройств и их элементов.

5.2. БЕСПЛОТИННЫЕ ВОДОЗАБОРЫ

По принципу управления потоком воды, подаваемой в канал, все бесплотинные водозаборы можно разделить на нерегулируемые и регулируемые.

Нерегулируемые водозаборы представляют собой канал, отводящий воду из реки потребителю (рис. 5.2, а). Такие водозаборы обычно применяются при отводе из реки не более 10 % ее расхода. Простота их устройства влечет за собой большие эксплуатационные затруднения, связанные с невозможностью регулирования забираемого расхода воды, захватом в канал большого количества наносов, плавника, льда и шуги, деформацией русла и смещением вниз по реке головы канала.

Для повышения надежности нерегулируемого водозабора его иногда устраивают многоголовым, состоящим из нескольких каналов-прокопов (рис. 5.3), которые могут выполнять роль отстойников с механической очисткой их от наносов. Очистка каналов-прокопов от наносов производится поочередно, что позволяет не пре-

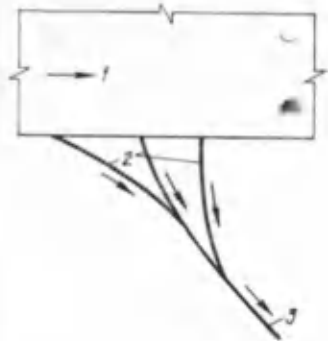


Рис. 5.3. Схема многоголового водозабора:

1 — река; 2 — прокопы-отстойники; 3 — канал

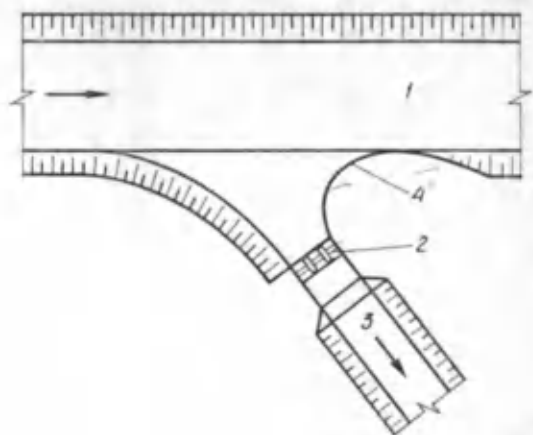


Рис. 5.4. Бесплотинный водозабор с водоприемником в голове канала:

1 — река; 2 — водоприемник; 3 — каял; 4 — отражатель наносов (вертикальная стенка)

кращать подачу воды в магистральный канал. Такой водозабор позволяет в некоторой степени регулировать расход воды, подаваемой в канал, и вести борьбу с наносами. Однако его надежность все же невелика, а эксплуатация связана с большими трудностями.

В регулируемых водозаборах в голове канала располагается водоприемное сооружение (водоприемник или регулятор), с помощью которого обеспечивается подача расхода воды в канал в соответствии с графиком водопотребления при всех расчетных уровнях воды в реке.

Для уменьшения захвата в канал наносов нерегулируемые и регулируемые водозаборы следует по возможности располагать на вогнутом берегу реки в соответствии с рекомендациями, приведенными в п. 5.1. При устройстве водоприемников в голове канала низовой борт их входной части рекомендуется делать в виде вертикальной стенки, которая играет роль отражателя наносов (рис. 5.4).

При легкоразмываемых грунтах водоприемник размещается за пределами деформаций русла реки. В этом случае он располагается на некотором удалении от реки (1—3 км), с которой соединяется подводящим каналом (рис. 5.5, а). Подводящий канал в этом

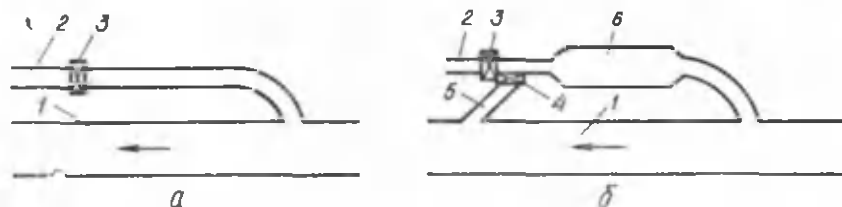


Рис. 5.5. Бесплотинный водозабор с подводящим каналом:

а — без отстойника; б — с отстойником; 1 — река; 2 — магистральный канал; 3 — водоприемник; 4 — промывной регулятор; 5 — сбросной канал; 6 — отстойник

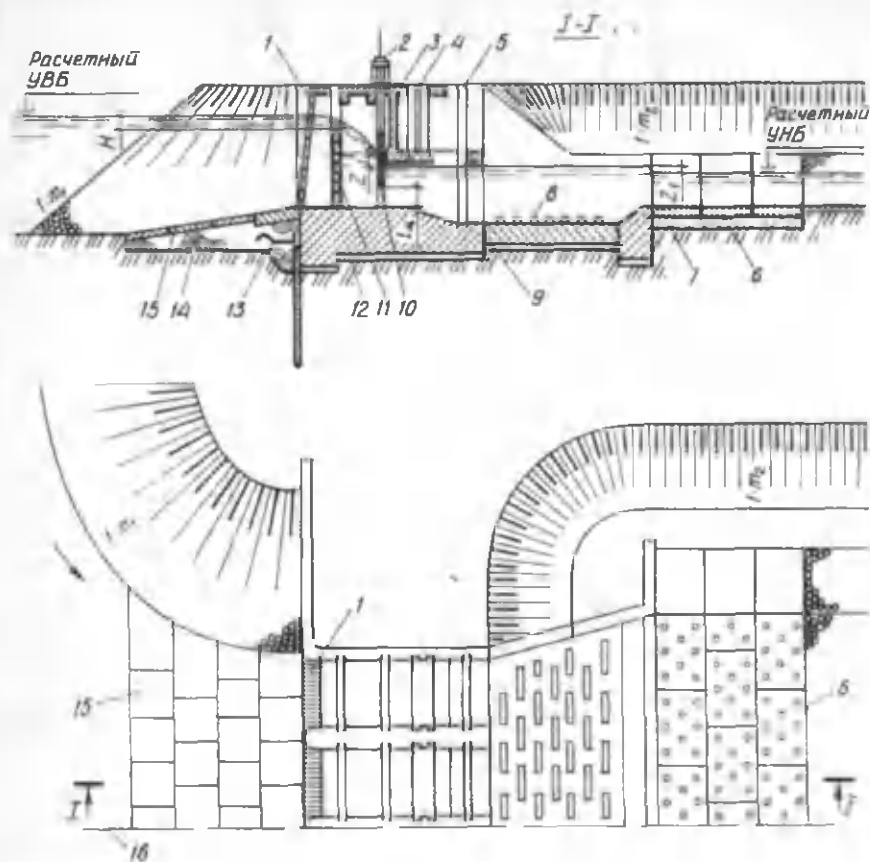


Рис. 5.6. Конструкция водоприемника бесплотинного водозабора:

1 — решетки; 2 — подъемник; 3 — диафрагма; 4 — пазы для хранения шандор; 5 — паз для низовых шандор; 6 — дырчатые плиты; 7 — обратный фильтр; 8 — гасители; 9 — уплотнение плав; 10 — затвор; 11 — шандоры; 12 — подготовка; 13 — битумный мат; 14 — понур; 15 — бетонные плиты; 16 — ось сооружения

случае целесообразно использовать в качестве отстойника, очистка которого от наносов производится механически или в сочетании с гидравлической промывкой (рис. 5.5, б).

Тип и конструкция водоприемника бесплотинного водозабора устанавливаются в зависимости от забираемого расхода, разности уровней воды в реке и канале, условий эксплуатации. При небольшой разнице уровней воды в реке и канале водоприемник устраивается открытого типа, а при значительных перепадах уровней применяются водоприемники с диафрагмой (рис. 5.6).

Диафрагма позволяет существенно уменьшить высоту затворов, облегчить подъемник и конструкции служебных мостиков. Низ диафрагмы располагается на отметке расчетного меженичного уровня воды в реке.

Для забора осветленных верхних слоев речного потока со стороны верхнего бьефа устраиваются шандорные ограждения, ис-

пользуемые в качестве ремонтных затворов и порога переменной высоты. Высота закладки шандорного порога в паводок определяется уровнем воды в реке и расходом, забираемым в канал.

Отметка входного порога водоприемника назначается из условия забора в канал расчетного расхода воды, но не ниже средних отметок дна реки или подводящего канала.

Для борьбы с плавником на входе в водоприемник устанавливается грубая решетка, а для борьбы со льдом и шугой — специальные шугосбросы и запаны.

Чтобы обеспечить непрерывную подачу воды потребителю при неисправности рабочих затворов и благоприятный режим потока в нижнем бьефе, в водоприемнике рекомендуется устраивать не менее трех пролетов.

5.3. ПЛОТИННЫЕ ВОДОЗАБОРЫ

По гидравлическому принципу плотинные водозаборы подразделяются на донно-решетчатые, боковые и фронтальные. Как правило, рассматриваемые речные водозаборные гидроузлы устраиваются низконапорными (до 10 м).

На каждом из участков реки можно применять водозаборы нескольких типов, близких по своим характеристикам. Поэтому окончательный выбор типа водозабора осуществляется технико-экономическим сравнением различных вариантов.

5.3.1. Донно-решетчатые водозаборы

Донно-решетчатые водозаборы применяются на горных участках рек, характеризующихся резкими стихийными проявлениями режима потока (см. табл. 5.1), которые создают тяжелые условия для работы водозаборных сооружений. Наиболее полно этим условиям отвечают водозаборные гидроузлы тирольского типа.

Одним из возможных вариантов такого водозабора является водозаборный гидроузел, в состав которого входят (рис. 5.7): невысокая плотина, в донный порог которой встроена водоприемная галерея, перекрытая решеткой с металлическими стержнями; промывная камера; шугосброс и водоприемник канала.

Вода, проходящая над решетчатой частью водосливной плотины, частично или полностью поступает через решетку в водоприемную галерею, из которой она попадает в промывную камеру и далее через водоприемник в канал. Промывная камера имеет нижние и верхние затворы, которые позволяют промывать отложившиеся в камере наносы в нижний бьеф плотины и, в случае необходимости, забирать воду в канал, минуя водоприемную галерею. В первом случае верхний и нижний затворы открыты, а затвор водоприемника канала закрыт. Во втором случае верхний затвор камеры и водоприемника канала открыты, а нижний затвор камеры закрыт.

В зависимости от соотношения ширины водозаборной части гидроузла B_n и ширины реки при расчетном паводке возможны три типа компоновки гидроузла: 1) водозаборная часть B_n равна

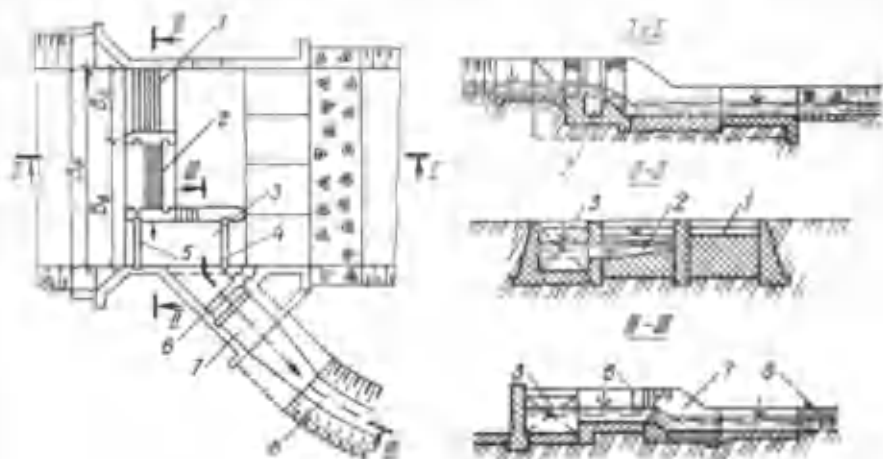


Рис. 5.7. Донно-решчатый водозабор с промывной камерой:

1 — водосбросная плотина; 2 — донная галерея, перекрытая решеткой; 3 — промывная камера; 4, 5 — нижний и верхний затворы промывной камеры; 6 — шугосброс; 7 — водопрямник; 8 — канал

ширине русла реки B_p ; 2) водозаборная часть B_v составляет лишь часть ширины русла реки B_p и тогда устраивается водосбросная часть плотины шириной B_c ; 3) водозаборная и водосбросная плотины составляют лишь часть суммарной ширины русла реки и затопляемой поймы, что вызывает необходимость возведения глухой плотины из грунтовых материалов.

Водозаборная решетка галереи выполняется из прочных стержней, способных противостоять истиранию наносами и устанавлива-

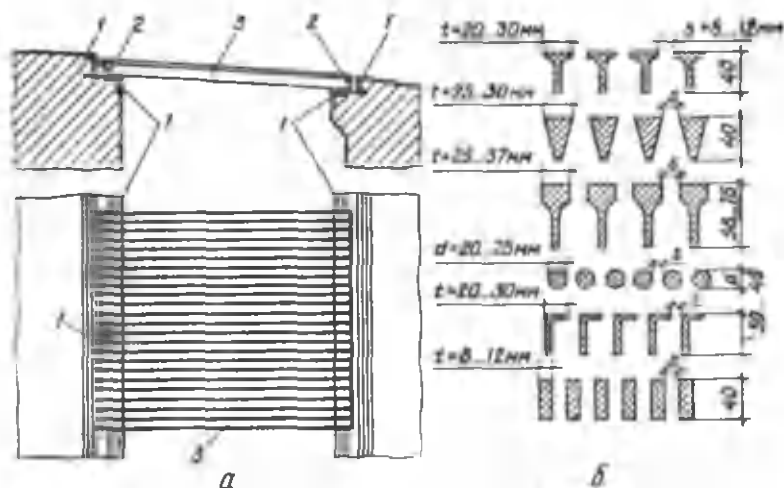


Рис. 5.8. Конструкция решетки галереи донно-решчатого водозабора:

а — решетка; б — формы поперечного сечения стержней; 1 — защитная закладка; 2 — рама решетки; 3 — секция решетки (размеры в мм)

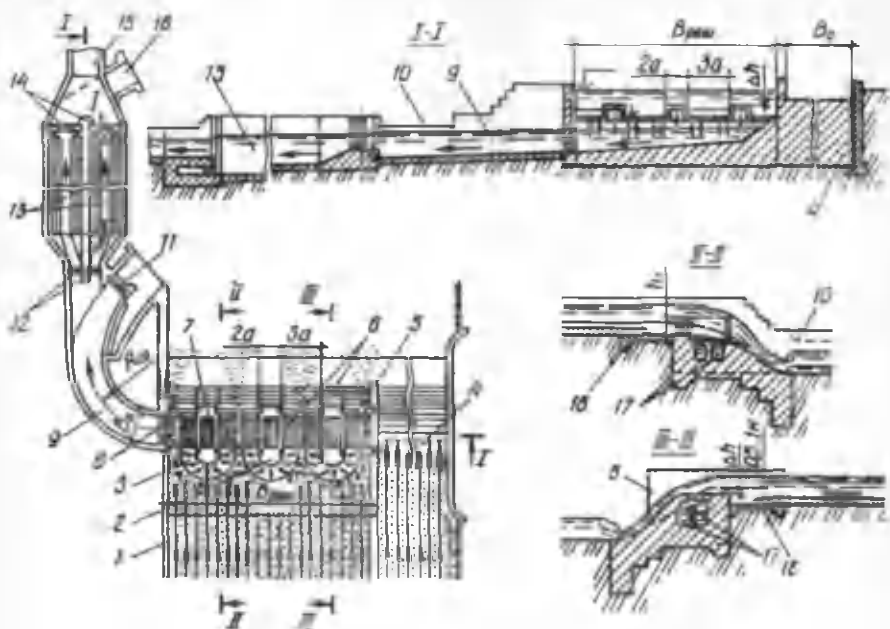


Рис. 5.9. Послойно решетчатый водозабор:

1 — донные токи; 2 — быки, затопляемые в паводок; 3 — обратное донное течение; 4 — водосбросная плита; 5 — разделительная стенка; 6 — решетки нижнего яруса; 7 — решетки верхнего яруса; 8 — затворы; 9 — криволинейный канал (пескогравелиловка); 10 — уравнительный водослив; 11 — промывное отверстие с затвором; 12 — затворы в начале отстойника; 13 — двухкамерный отстойник; 14 — затворы в конце отстойника; 15 — магистральный канал; 16 — пульповод отстойника; 17 — водозаборная галерея; 18 — понур

ется с наклоном в сторону нижнего бьефа. Возможная конструкция решетки и рекомендуемые формы поперечного сечения ее стержней показаны на рис. 5.8. При тяжелом режиме наносов и возможности прохождения селевых потоков устанавливаются две решетки: верхняя из толстых стержней, воспринимающих удары камней и имеющих широкие просветы (5—10 см), и нижняя с менее толстыми стержнями и мелкими просветами (5—12 мм).

Водоприемная галерея имеет переменное сечение по длине, и в ней, как правило, предусматривается безнапорный режим. Поверхности галереи рекомендуется облицовывать стальными плитами. На выходе из галереи устанавливается затвор.

Кроме описанного выше типа донно-решетчатого водозабора имеется большое количество его разновидностей [7], отличающихся устройствами для борьбы с наносами. Одним из таких усовершенствованных водозаборов является послойно-решетчатый водозабор [15] (рис. 5.9).

Решетчатая часть водосливной плотины такого водозабора представляет широкий порог, на котором устраиваются невысокие затопляемые в паводок быки, разделяющие водоприемный фронт на ряд пролетов.

При обтекании затопляемых в паводок быков с их лобовой стороны создается зона с повышенным давлением, вследствие чего

появляются нисходящие токи и в придонном слое потока возникает обратное донное течение, которое отжимает донные наносы к середине пролетов между быками. Поэтому водоприемные отверстия в пороге плотины размещаются на участках, примыкающих к быкам, где движения донных наносов нет. Эти водоприемные отверстия перекрываются мелкой решеткой, через которую вода подается в водоприемную галерею.

С этой же целью в боковых стенках и на верхней поверхности быков также устроены водоприемные отверстия, перекрываемые грубой решеткой, через которые в паводок вода поступает в галерею из верхних слоев потока, свободных от донных наносов и менее насыщенных взвешенными наносами.

Средние части пролетов между быками, где происходит интенсивное движение крупных донных наносов, облицовывают стальными плитами или износостойкими железобетонными плитами.

Вода, поступившая через решетки водоприемных отверстий, отводится одной или двумя водоприемными галереями в сооружения для борьбы с мелкими фракциями наносов. Такими сооружениями могут быть пескогравелиловки и отстойники, которые при тяжелом режиме наносов в реке применяются совместно.

При необходимости отвода всего расхода реки в межень в пролетах между быками устанавливаются шандоры. Для маневрирования шандорами и подъема решеток на быках располагаются служебные мостики и подъемные механизмы.

Послойно-решетчатый водозабор хорошо работает при параллельно-струйном подходе потока, что достигается устройством разделительной стенки между водосбросной и водозаборной частями плотины. Длину стенки рекомендуется принимать равной тройной длине решетчатой части плотины, а отметку ее верха — равной отметке гребня водосбросной части плотины или на 0,5—1 м выше нее. При необходимости для создания прямолинейного участка реки русло ее выпрямляют регуляционными сооружениями на длине в 5 раз большей длины решетчатой части плотины.

Створ водозабора может располагаться также радиально на изогнутом участке реки. В этом случае решетчатая часть плотины размещается у вогнутого берега, где в естественных условиях в течение ряда лет река сохраняет свое положение.

Послойно-решетчатый водозабор рекомендуется применять на горных и предгорных участках рек при их расходах от 0,2 до 500 м³/с и отводе расхода воды от 0,2 до 12 м³/с при одностороннем водозаборе и от 0,4 до 24 м³/с — при двустороннем. При этом слой воды, переливающийся через быки, не должен превышать их десятикратной высоты.

Затапливаемые быки имеют ширину $2a$, где $a = 0,5...0,75$ м, и высоту $h = (0,6...1)a$. Пролет между быками принимается равным $3a$, и для размещения мелких донных решеток он разбивается на три равные части шириной a каждая. Крайние пролеты имеют ширину $2a$ и разбиваются на две равные части, на одной из которых устраивается водоприемное отверстие с мелкой решеткой.

Быки выдвигаются от начала решеток на $1,5a$, радиус закругления лобовой стороны быка $Z = 0,75a$.

Секции решеток верхнего и нижнего ярусов устраиваются съемными. Решетки нижнего яруса имеют уклон $i = 0,1 \dots 0,15$ и коэффициент просветов $P_n = 0,25 \dots 0,35$; решеткам верхнего яруса придается уклон $i = 0,05 \dots 0,1$ и просвет $P_v = 0,4 \dots 0,6$.

Радиус криволинейной пескогравиеловки $R_{cp} = (2,5 \dots 4)B_k$, где B_k — ее ширина. Превышение гребня водосбросной плотины над затапливаемыми быками $\Delta h \geq 0,1$ м. Длина бетонного крепления перед затапливаемыми быками $(5 \dots 6)a$.

Количество донных водоприемных галерей определяется гидравлическим расчетом. Сечение каждой галереи $1-3$ м² при ширине $1-2$ м, высоте в конце галереи $1-1,5$ м и средней скорости $v_r = 1,5 \dots 2$ м/с. Уклон дна галереи $i_r = 0,03$. В конце галереи устанавливаются затворы.

При наличии в потоке плавающих деревьев, корчей, валунов, а также при возможных селевых потоках послойно-решетчатый водозабор устраивать не следует. Его эксплуатация также затруднительна и при интенсивном шугоходе. В последнем случае должен быть предусмотрен открытый боковой водоприемник зимнего питания в верховой сопрягающей стенке.

5.3.2. Боковые водозаборы

Боковой водозабор является одним из наиболее распространенных типов водозаборных сооружений, так как имеет сравнительно простую конструкцию и может применяться на всех участках при одностороннем и двустороннем отводе воды. Однако наиболее часто он применяется на предгорных и равнинных участках рек, где условия для его применения наиболее благоприятные.

Отвод воды в боковом водозаборе осуществляется под некоторым углом к течению реки через открытые водоприемники, к которым примыкает водосбросная плотина с низким порогом.

Недостатком такого водозабора является захват в водоприемник большого количества наносов, которое существенно превышает долю отводимого в канал расхода реки. Это является следствием возникновения циркуляционного течения при боковом отводе воды, в результате которого водоприемник питается преимущественно из донных слоев речного потока, наиболее насыщенных наносами.

Уменьшение захвата крупных фракций наносов при боковом водозаборе достигается введением в его конструкцию ряда дополнительных устройств: входных порогов, донных промывных галерей, выносных полков, наносозащитных козырьков, искусственных криволинейных подводящих русел и пр.

Наиболее перспективными являются боковые водозаборы, в которых для борьбы с наносами используется поперечная циркуляция, возникающая или искусственно создаваемая перед боковыми водоприемниками. Наиболее характерными боковыми водозаборами, основанными на использовании поперечной циркуляции, явля-

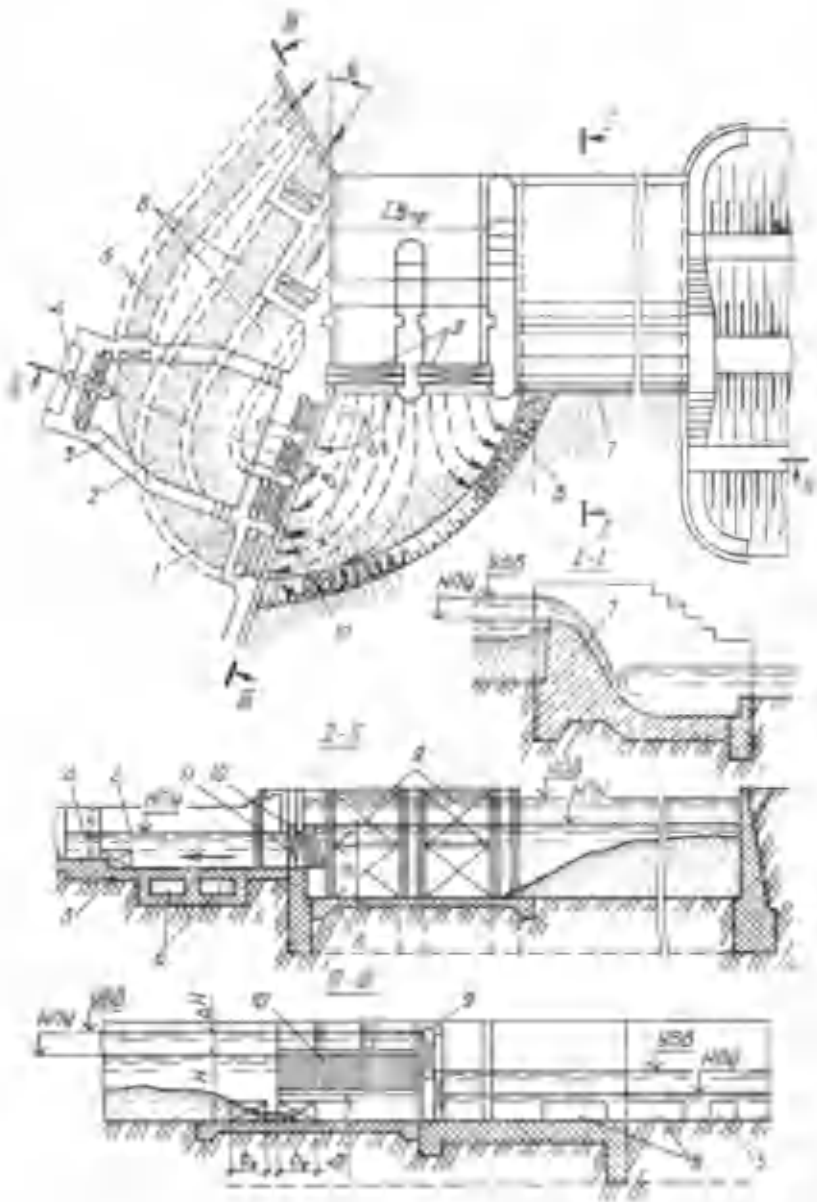


Рис. 5.10. Боковой водозабор с наносоперехватывающими галереями:

1 — водоприемник; 2 — аванкамера; 3 — криволинейный порог; 4 — канал; 5 — промывник аванкамеры; 6 — наносоперехватывающие галереи; 7 — водосборная плита; 8 — понур; 9 — двойные затворы промывных отверстий плиты; 10 — решетка водоприемника; 11 — затворы водоприемника

ются водозаборы с наносоперехватывающими галереями системы проф. Н. Ф. Данелия [15] и Ферганский.

Компоновка и конструкция бокового водозабора с наносоперехватывающими галереями показаны на рис. 5.10.

Плотина состоит из глухой и водосбросной частей. Последняя, в свою очередь, состоит из водосливной плотины без затворов или с затворами на гребне и промывных отверстий с низким порогом и затворами.

К промывным отверстиям плотины примыкает водоприемник. В его пороге устраиваются наносоперехватывающие галереи, входные отверстия которых размещены выше и ниже верхней стенки водоприемника в зоне концентрации донных наносов.

Непосредственно за водоприемником может располагаться пескогравелиловка в виде криволинейного порога, в конце которого устраивается промывное отверстие с затвором.

На входе в водоприемник и в конце пескогравелиловки на входе в канал также устанавливаются затворы. Перед затворами водоприемника устанавливаются мусороудерживающие решетки.

Принцип действия водозабора основан на использовании циркуляционного течения, возникающего в результате изгиба струй при повороте потока в боковой отвод. При этом в районе верхней стенки водоприемника в потоке возникает зона с пониженным давлением, куда устремляются донные струи и втягиваемые ими наносы. Расположенные здесь наносоперехватывающие галереи, работая непрерывно или периодически, отводят поступающие наносы в нижний бьеф.

Промывные отверстия водосбросной плотины в нормальных условиях эксплуатации рекомендуется держать закрытыми. В этом случае при натекании на них речного потока возбуждается циркуляционное течение, при котором возникают обратные донные струи, отжимающие основную массу донных наносов от входа в водоприемник.

Интенсивные циркуляционные течения, возникающие перед водоприемником, обеспечивая отвод основной массы донных наносов в наносоперехватывающие галереи, в то же время вызывают взмучивание части донных наносов, которые во взвешенном состоянии могут проникать в водоприемник. Прошедшие в водоприемник наносы перехватываются пескогравелиловкой и отводятся в нижний бьеф, чем достигается высокая степень осветления воды, забираемой в канал.

Водозабор с наносоперехватывающими галереями рекомендуется применять на горных и предгорных участках рек для забора в канал расхода воды от 5 до 150 м³/с при глубине потока перед фронтом водозабора $H = 2...8$ м.

Отметка нормального подпорного уровня в верхнем бьефе должна обеспечивать отвод расчетного расхода воды в канал и получение необходимых промывных скоростей в галереях (4—7 м/с).

Пролеты промывных отверстий водосбросной плотины открывают при пропуске максимальных расходов воды в реке, при промыве

отложившихся в верхнем бьефе наносов и при пропуске плавника, льда и шуги. С этой целью они оборудуются сдвоенными затворами, допускающими поверхностный перелив воды.

При больших относительных отводах воды в канал (50—80 %) порог промывных отверстий плотины располагается на 1—1,5 м выше уровня среднего бытового дна реки, что уменьшает опасность его завала наносами со стороны нижнего бьефа.

Затворы промывных отверстий плотины для увеличения интенсивности благоприятного циркуляционного течения рекомендуется располагать ближе к водоприемнику в створе, где обычно располагаются шандорные заграждения, которые в данном случае располагаются ниже рабочих затворов.

Ширина всех отверстий водосбросной плотины устанавливается гидравлическим расчетом и должна обеспечивать пропуск расчетных максимальных расходов воды при расчетных уровнях верхнего бьефа.

Линия входа в водоприемник располагается под углом к оси плотины $\alpha_B = 90 \dots 115^\circ$.

Ширина отверстий водоприемника B устанавливается гидравлическим расчетом и должна обеспечивать отвод в канал расчетного расхода воды при скорости входа $v_{вх} = 1,5 \dots 2$ м/с и нормальном подпорном уровне в верхнем бьефе.

Высота входного порога водоприемника определяется из условия размещения в нем наносоперехватывающих галерей, высота которых

$$h_r = (0,25 \dots 0,33)H,$$

но не менее 1 м.

Наносоперехватывающие галереи рассчитываются на пропуск суммарного расхода $\sum Q_r = (0,5 \dots 1)Q$, а пропускная способность одной галереи $Q_r = (0,2 \dots 0,25)Q$, где Q — расход водоприемника.

Галереи выходят в нижний бьеф под углом $\Theta = 15 \dots 30^\circ$ к оси потока, а их количество принимается не менее двух.

Порог входных отверстий галерей располагается на отметке понура, а на входе и выходе из галерей устанавливаются затворы и устраиваются смотровые колодцы.

Водосливная поверхность промывных отверстий плотины и внутренние поверхности галерей облицовываются материалом, устойчивым против истирания наносами — твердыми породами камня, стальными листами, чугунными плитами и пр.

Ферганский водозабор применяется преимущественно на предгорных участках рек, но может применяться и на равнинных участках. В состав сооружений водозаборного гидроузла входят криволинейное подводящее русло реки устойчивой ширины, водоприемник, водосбросная плотина с низким порогом и отводящее русло (рис. 5.11).

Водоприемник устраивают на вогнутом берегу в месте, которое определяется по рекомендациям проф. Н. Ф. Дanelия в соответствии с рис. 5.1. На входе в водоприемник устраивается входной по-

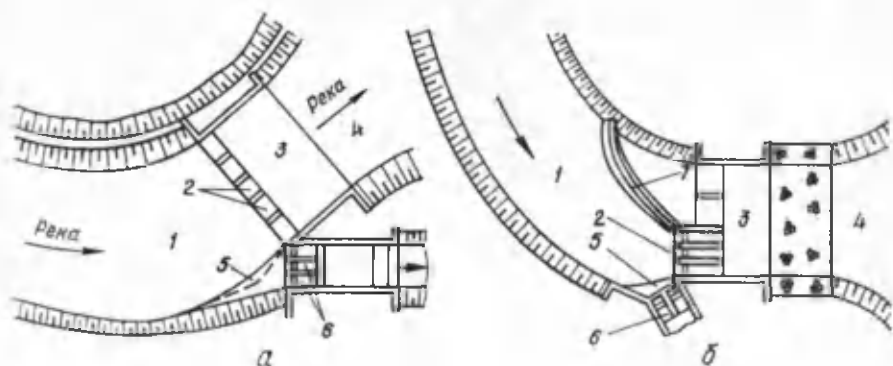


Рис. 5.11. Ферганский водозабор:

a — без бокового водосброса; *б* — с боковым автоматическим водосбросом; 1 — криволинейное подводящее русло; 2 — водосбросная плотина; 3 — водбой; 4 — отводящее русло; 5 — Г-образный порог; 6 — водоприемник; 7 — криволинейный автоматический водосброс

рог, которому рекомендуется придавать в поперечном сечении Г-образное очертание.

В результате поперечной циркуляции, возникающей в криволинейном подводящем русле, поверхностные осветленные струи потока устремляются к вогнутому берегу и отводятся оттуда в водоприемник, а донные струи и транспортируемые ими наносы направляются к выпуклому берегу и перемещаются вдоль него в пролеты водосбросной плотины.

При значительных колебаниях расходов воды в подводящем русле в состав сооружений гидроузла дополнительно включают боковой автоматический водослив с гребнем на отметке НПУ, примыкающий к водосбросной плотине (рис. 5.11, б). В плане этот водослив очерчивается по радиусу, равному $(0,8...1,5)B_{уст}$, где $B_{уст}$ — ширина устойчивого русла.

Благодаря устройству бокового водослива ширину русла у водозабора можно уменьшить, что позволяет сохранить пропускную способность русла в паводок и увеличить интенсивность благоприятной циркуляции в потоке в период межени.

Размеры криволинейного подводящего русла, водосбросных сооружений и водоприемника устанавливаются гидравлическим расчетом.

Успешная борьба с донными наносами в Ферганском водозаборе обеспечивается при коэффициенте водозабора 0,6—0,7. При более высоких значениях коэффициента водозабора для борьбы с наносами применяются дополнительные устройства (наносоперехватывающие галереи, наносотбойные стенки и т. д.) или допускается аккумуляция наносов в верхнем бьефе с последующей их промывкой через водосбросную плотину при возрастании промывных расходов.

При двустороннем отводе воды в Ферганском водозаборе вследствие специфики его устройства вода на другой берег может подаваться дюкером, который часто устраивается в фундаментной плите водосбросной плотины.

5.3.3. Фронтальные водозаборы

Фронтальные водозаборы характеризуются фронтальным расположением отвода воды по отношению к оси речного потока. Они применяются на предгорных и равнинных участках рек при одностороннем и двустороннем водозаборе.

Могут быть две принципиальные схемы фронтальных водозаборов: основанные на вертикальном расслоении потока и на использовании искусственно создаваемой поперечной циркуляции.

В состав фронтальных водозаборов, основанных на вертикальном расслоении потока, входят устойчивое прямолинейное подводящее русло, устройство для отвода воды и борьбы с наносами, водосбросная плотина с низким порогом, отводящее русло.

Существует много разновидностей таких водозаборов (рис. 5.12). При отводе небольших расходов воды применяется лотковый водозабор, в котором осветленные слои потока отводятся в лоток, расположенный между быками водосбросной плотины, и дальше в канал, а донные слои потока, насыщенные наносами, проходят в нижний бьеф через отверстия под лотком.

На предгорных участках рек при небольших коэффициентах водозабора применяются водозаборы с промывными карманами, в которых осаждающиеся наносы периодически промываются в нижний бьеф через промывные отверстия. Вода в канал отводится через водоприемник с входным порогом, примыкающий к промывным отверстиям. В водозаборе с промывным карманом происходит взмучивание донных наносов при резких изгибах потока на входе в карман и в водоприемник, и они во взвешенном состоянии проникают в канал.

На равнинных участках рек применяются фронтальные двухъярусные водозаборы, в которых вода в канал отводится по криво-

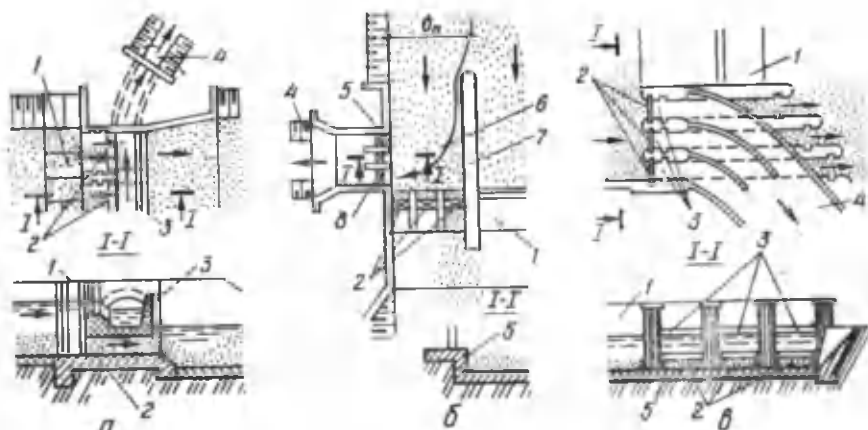


Рис. 5.12. Типы фронтальных водозаборов:

а — лотковый; б — с промывными карманами; в — двухъярусный; 1 — плотина; 2 — промывные отверстия; 3 — железобетонный лоток; 4 — магистральный канал; 5 — входной порог; 6 — карман; 7 — разделительная стенка; 8 — водоприемник

линейному лотку с разделительными стенками, а донные наносы промываются в нижний бьеф через прямолинейные донные промывные галереи большого сечения.

В этом типе водозабора также имеет место взмучивание наносов на входе в водоприемный лоток и проникновение их в канал. Поэтому в водозаборах последних двух типов устанавливаются дополнительные устройства, улучшающие их противонаносные свойства (наносозащитные козырьки, решетчатые полки и т. д.), что, однако, влечет за собой дальнейшее усложнение конструкций водозабора.

Так же, как и в рассмотренных ранее других типах водозаборов, улучшить работу фронтального водозабора можно при использовании для борьбы с донными наносами искусственно создаваемой поперечной циркуляции. Характерными типами водозаборных сооружений, основанными на этом принципе, являются фронтальный водозабор с боковыми наносоперехватывающими галереями системы проф. Н. Ф. Данелия [15] и фронтальный водозабор с криволинейным карманом системы И. И. Кириенко [21].

Фронтальный двусторонний водозабор с боковыми наносоперехватывающими галереями (рис. 5.13) основан на том же принципе, что и боковой водозабор с наносоперехватывающими галереями (см. рис. 5.10) и имеет с ним много общих конструктивных элементов. Их отличие заключается в устройстве фронтального промывного кармана, в разделительной стенке которого располагаются водоприемные отверстия и наносоперехватывающие галереи, симметричные аналогичным береговым элементам.

На другой берег вода подается дюкером, расположенным в теле водосливной плотины или перед ней.

В результате строго бокового отвода воды в водоприемники и натекания потока на затворы промывных отверстий кармана в нем возникают интенсивные циркуляционные течения (рис. 5.13), которыми донные наносы направляются в лево- и правосторонние наносоперехватывающие галереи.

Донные наносы, прошедшие во взмученном состоянии в водоприемники, перехватываются пескогравелиловками, расположенными на обоих берегах перед входом в каналы.

Скорость течения в водоприемниках принимается либо равной скорости в кармане, либо несколько меньше (1,5—2 м/с).

Число наносоперехватывающих галерей с каждой из сторон не должно быть меньше двух, а их высота $h_r = (0,15 \dots 0,5)H$, где H — глубина воды перед промывными отверстиями кармана.

Фронтальный водозабор с криволинейным карманом рекомендуется для применения на предгорных участках рек при одностороннем и двустороннем отводе воды при коэффициентах водозабора до 0,9.

Он состоит (рис. 5.14) из водосбросной плотины с низким порогом, расположенной под углом 25—40° к основному направлению речного потока в верхнем бьефе, и фронтального криволинейного кармана с порогом на входе.

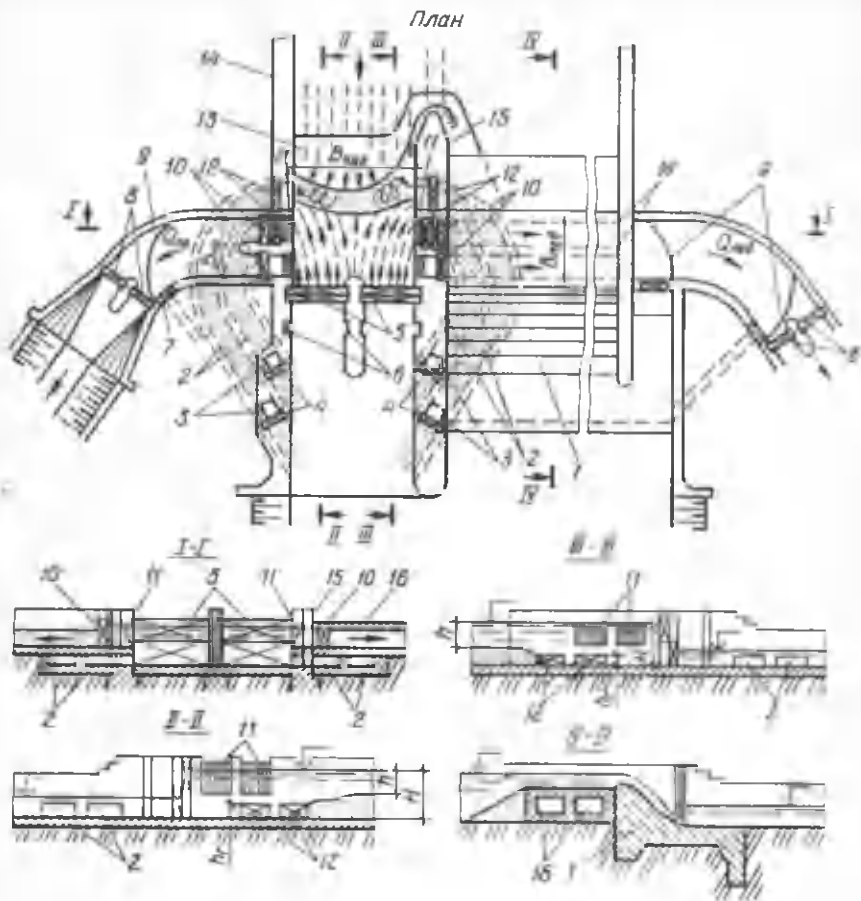


Рис. 5.13. Фронтальный двусторонний водозабор с наносепрехватывающими галереями:

1 — водосливная плотина; 2 — наносепрехватывающие галереи; 3 — смотровые колодцы галерей; 4 — затворы в конце галерей; 5 — сдвоенные затворы промывных отверстий кармана; 6 — пазы для шандор; 7 — затвор промывника; 8 — затворы магистральных каналов; 9 — криволинейные пороги; 10 — затворы водоприемника; 11 — съёмные решетки; 12 — затворы входных отверстий галерей; 13 — карман; 14 — струенаправляющая стенка; 15 — разделительная стенка; 16 — водопроводящие дюкеры

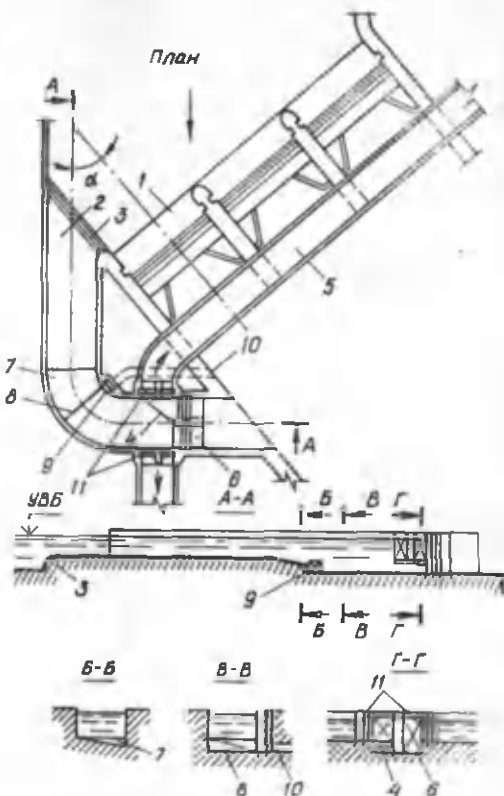
После горизонтального входного участка дно кармана понижается до отметки понура. Это понижение выполняется в виде виража, имеющего поперечный уклон в сторону выпуклого берега.

В конце виража устраивается радиально расположенный вертикальный донный уступ переменной высоты. В месте пересечения линии донного уступа с выпуклым берегом располагается отверстие промывной галереи.

Ниже закругления кармана на продолжении вогнутой стенки, а при двустороннем водозаборе и на продолжении выпуклой стенки располагаются водоприемники с входными порогами. Перед водоприемником на продолжении выпуклой стенки устраивается небольшой выносной полок.

Рис. 5.14. Двусторонний фронтальный водозабор с криволинейным карманом:

1 — водосбросная плотина; 2 — фронтальный криволинейный карман; 3 — входной донный порог; 4 — промывной полок водоприемника; 5 — водопроводящий лоток; 6 — промывные отверстия со двоянными затворами; 7 — вираж; 8 — вертикальный донный уступ переменной высоты; 9 — донное промывное отверстие с затвором на входе; 10 — промывная галерея; 11 — водоприемники



Криволинейный карман заканчивается двумя промывными отверстиями, разделенными быком.

Входные отверстия промывной галереи, водоприемников и промывного устройства оборудуются затворами. В промывных отверстиях устанавливаются двоянные затворы, а перед затворами водоприемников — мусороудерживающие решетки.

Принцип действия водозабора основан на искусственном создании благоприятных для борьбы с наносами циркуляционных течений как в криволинейном кармане, так и на подходе к нему. Такая циркуляция возникает перед входом в карман вследствие его фронтального расположения по отношению к речному потоку при удельных расходах в реке, превышающих удельные расходы воды в кармане, и усиливается боковым сбросом воды через плотину.

Порог на входе в карман выполняет роль дополнительной преграды для крупных донных наносов, уменьшая их поступление в карман.

Прошедшие в карман донные наносы циркуляционным течением на закруглении кармана транспортируются ко входному отверстию промывной галереи у выпуклой стенки.

Конфигурация дна кармана в виде виража усиливает благоприятную поперечную циркуляцию, а устройство донного уступа в конце виража и возникающее за ним винтовое течение в сторону входного отверстия промывной галереи фиксируют место отвода наносов и гарантируют их перехват.

Ниже закругления кармана осветленная от донных наносов вода поступает в водоприемник ниже вогнутой стенки, а при двустороннем водозаборе — и в симметрично расположенный водоприемник ниже выпуклой стенки. На другой берег реки вода подается

по открытому железобетонному лотку, расположенному на продолжении быков водосбросной плотины.

Промывные отверстия в конце кармана выполняют вспомогательную роль, которая состоит в промывке кармана при выходе из строя промывной галереи, защите водоприемника от мусора и шуги путем поверхностного сброса воды в нижний бьеф через двонные затворы.

Основные размеры фронтального водозабора с криволинейным карманом устанавливаются гидравлическим расчетом.

Как показали лабораторные исследования [21], водозабор обладает высокими противонаносными свойствами при значениях коэффициента водозабора до 0,9, хорошо приспособлен для борьбы с плавником и шугой, не требует регулирования подводящего русла, так как благоприятное циркуляционное течение создается в криволинейном кармане и лишь в той части речного потока, которая подлелжит осветлению. Схема маневрирования затворами плотины остается неизменной при всех направлениях потока в верхнем бьефе (по мере нарастания паводка подъем затворов всегда начинается с пролетов, примыкающих к входу в карман), что облегчает эксплуатацию и автоматизацию работы затворов.

Установлено также, что в криволинейном кармане кроме донных наносов перехватывается также до 20 % взвешенных наносов крупных фракций (примерно 90 % с $d > 0,25$ мм и 30 % с $d = 0,1 \dots 0,25$ мм), которые вызывают наибольшие эксплуатационные затруднения и для улавливания которых устраиваются отстойники. Это в некоторых случаях позволяет отказаться от устройства отстойника, что может дать заметный экономический эффект.

5.4. ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ ВОДОЗАБОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

5.4.1. Определение глубины воды перед бесплотинными водозаборами

Вследствие резкого поворота потока и отвода воды в боковой водоприемник бесплотинного водозабора перед ним возникает местное понижение уровня воды (рис. 5.15), которое необходимо учитывать при определении пропускной способности водоприемника.

Расчетная глубина воды перед водоприемником

$$h_0 = h_1 - Z_I - Z_{II}, \quad (5.4)$$

где Z_I — понижение уровня воды в реке, связанное с отводом воды в канал; Z_{II} — понижение уровня воды, вызываемое восстановлением кинетической энергии ниже водоприемника; h_1 — глубина воды в реке выше водоприемника.

Величина Z_I определяется по выражению

$$Z_I = h_1 - h_{II}, \quad (5.5)$$

где h_{II} — глубина воды ниже водоприемника.

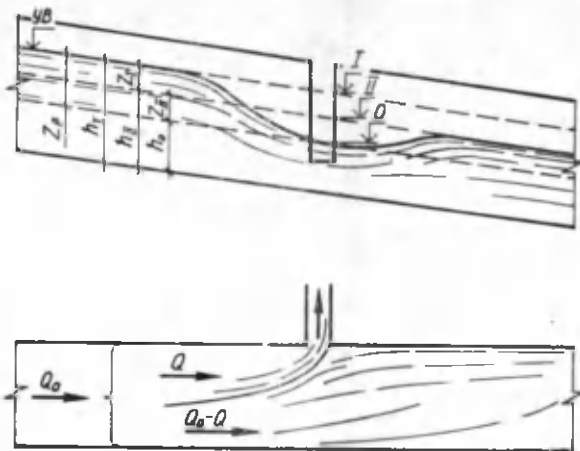


Рис. 5.15. К определению понижения уровня воды у бесплотинного водозабора

Значения h_1 и h_{II} определяются по кривой связи расходов и глубин воды в реке $Q = f(h)$.

Величину Z_{II} можно определить по формуле

$$Z_{II} = \frac{3}{2} \frac{k}{1-k} \frac{v_{II}^2}{2g}, \quad (5.6)$$

где $k = Q/Q_0$ — коэффициент водозабора; $v_{II} = (Q_0 - Q)/\omega_2$ — средняя скорость в реке ниже водоприемника; Q_0 — расход реки перед водоприемником; Q — расход водоприемника; ω_2 — площадь живого сечения реки ниже водоприемника.

В том случае, если найденная глубина воды перед водоприемником будет меньше критической глубины $h_{кр}$, то в качестве расчетной принимается критическая глубина

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\alpha Q_0^2 / (g B_p^2)}, \quad (5.7)$$

где $\alpha = 1 \dots 1,1$ — коэффициент кинетичности; B_p — средняя ширина поперечного сечения русла реки.

Пример 5.1. Определить глубину воды перед бесплотинным водозабором h_0 . Расчетный расход воды в реке $Q_0 = 500 \text{ м}^3/\text{с}$, водозабора — $Q = 150 \text{ м}^3/\text{с}$. Глубина воды в реке выше водозабора $h_1 = 2,5 \text{ м}$, ниже водозабора $h_{II} = 1,7 \text{ м}$. Форма поперечного сечения реки близка к прямоугольной с шириной $B_p = 200 \text{ м}$.

Порядок расчета. Определяем понижение уровня воды в реке, связанное с отводом воды в канал, по формуле (5.5)

$$Z_1 = 2,5 - 1,7 = 0,8 \text{ м}.$$

Коэффициент водозабора

$$k = 150/500 = 0,3.$$

Площадь живого сечения реки ниже водоприемника

$$\omega = 1,7 \cdot 200 = 340 \text{ м}^2.$$

Средняя скорость в реке ниже водозабора

$$v_{II} = (500 - 150)/340 = 1,03 \text{ м/с}.$$

Понижение уровня воды, вызываемое восстановлением кинетической энергии, по формуле (5.6)

$$z_{II} = \frac{3}{2} \frac{0,3}{1-0,3} \frac{1,03^2}{2 \cdot 9,81} = 0,04 \text{ м.}$$

Расчетная глубина воды перед водоприемником по формуле (5.4)

$$h_0 = 2,5 - 0,8 - 0,04 = 1,66 \text{ м.}$$

Критическая глубина по формуле (5.7)

$$h_{кр} = \sqrt[3]{1,05 \cdot 500^2 / (9,81 \cdot 200^2)} = 0,88 \text{ м.}$$

Так как $h_{кр} = 0,88 \text{ м} < h_0 = 1,66 \text{ м}$, то в качестве расчетной глубины принимаем $h_0 = 1,66 \text{ м}$.

5.4.2. Расчет водоприемников бесплотинных водозаборов

Ширина водопропускных отверстий водоприемника зависит от абсолютных значений и перепада уровней воды в реке и водоприемнике Z . Для определения расчетного значения перепада уровней необходимо иметь кривые связи расходов и глубин $Q = f(h)$ в реке и канале и графики зависимости глубины в реке и канале от времени $h = f(t)$ для расчетного года за время работы канала.

График $h = f(t)$ для реки строится для ее расходов ниже водоприемника, т. е. для расходов $Q_1 = Q - Q_0$.

Графики $h = f(t)$ для реки и канала приводятся к одному полю и совмещаются (рис. 5.16).

Для определения расчетного перепада уровней в водоприемнике на совмещенных графиках выбираются критические условия работы водозабора с малыми перепадами уровней Z_1, Z_2, Z_3 (точки 1, 2, 3). Так как в этих случаях в канал забираются различные расходы воды, то еще неизвестно, какой из них будет расчетным. Поэтому ширина отверстий водоприемника определяется для всех принятых значений перепада. Расчетным значением перепада уровней будет то, при котором ширина водоприемника получается наибольшей.

Ширина отверстия водоприемника, работающего в режиме затопленного водослива с широким порогом, может быть приближенно определена по формуле (2.86), в которой $Z_0 = H_0 - h_{II}$ (рис. 5.17), а

$$H_0 = H + \frac{av_0^2}{2g} \cos \alpha.$$

Глубина подтопления определяется по формуле

$$h_n = h_k - P_1, \quad (5.8)$$

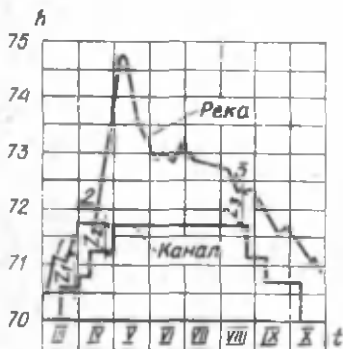


Рис. 5.16. График для определения расчетного перепада уровней в водоприемнике бесплотинного водозабора

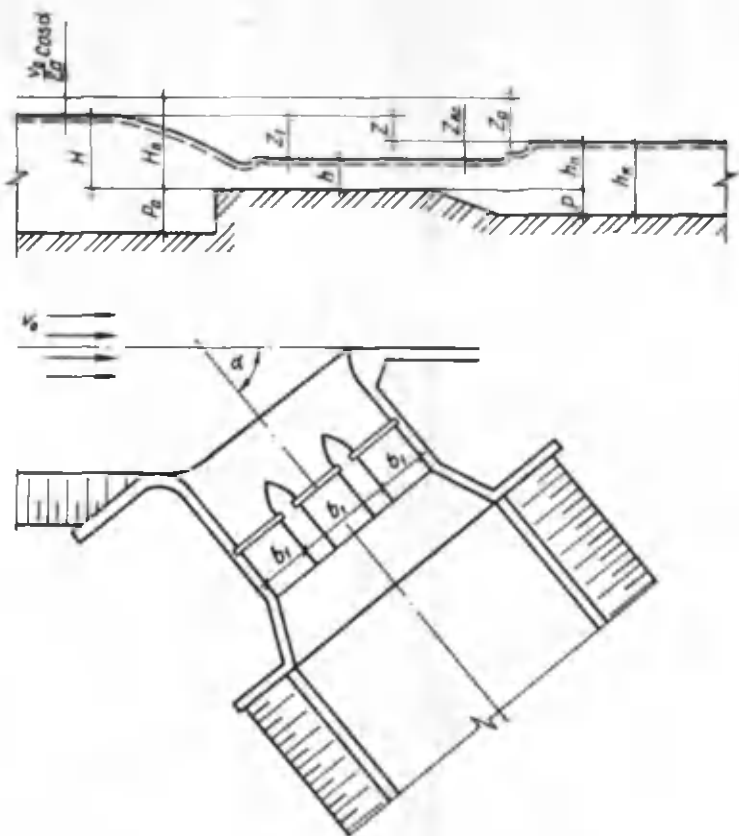


Рис. 5.17. К определению размеров отверстий водоприемника

где h_k — глубина воды в канале; P_1 — высота порога водоприемника со стороны канала.

Найденная наибольшая ширина отверстий водоприемника разбивается на отдельные пролеты стандартных размеров (см. п. 2.1), и их пропускная способность проверяется по более точной формуле [44]

$$Q = a \epsilon \rho b h_n \sqrt{2g(H_0 - h_n)}, \quad (5.9)$$

где a — коэффициент, учитывающий перепад восстановления $Z_{вс}$.

Значение коэффициента a определяется в зависимости от плавности входа и параметра

$$\nu_n = b h_n / \Omega, \quad (5.10)$$

где Ω — площадь живого сечения в нижнем бьефе водоприемника:

ν_n	0	0,3	0,5	0,7
a при непланном выходе	1	1,15	1,3	1,2
a при плавном выходе	1,3	1,5	1,45	1,3

Из этих данных следует, что пренебрежение перепадом восстановления $Z_{вс}$ завышает ширину отверстия водоприемника до 50 % и только при неплавном выходе и $v_{в} = 0$ можно принимать $\alpha = 1$.

При установке на входе в водоприемник сороудерживающих решеток, забральных балок или других конструкций, вызывающих стеснение потока, рекомендуется вместо φ по табл. 2.7 вводить в расчет

$$\varphi_c = 1/\sqrt{1/\varphi^2 + \zeta_p + \zeta_a}, \quad (5.11)$$

где ζ_p и ζ_a — коэффициенты сопротивления соответственно решеток и забральной балки.

Коэффициент ζ_p в зависимости от отношения толщины стержней s к просвету между ними s' :

s/s'	$\leq 1/10$	1/8	1/6	1/4	1/2
ζ_p	0,05	0,08	0,11	0,19	0,49

Коэффициент ζ_a в зависимости от отношения глубины погружения забральной балки h к напору H :

h/H	$< 0,1$	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4
ζ_a	0	0,05	0,09	0,15	0,23	0,36

Пример 5.2. Определить размеры отверстий бесплотинного водоприемника, работающего в режиме затопленного водослива с широким порогом (рис. 5.17). Наименьшие критические перепады уровней воды в реке и канале $Z_1 = 0,2$ м, $Z_2 = 0,25$ м, $Z_3 = 0,35$ м, а соответствующие им расходы и глубины воды в канале $Q_1 = 20$ м³/с, $Q_2 = 25$ м³/с, $Q_3 = 40$ м³/с; $h_{н1} = 1,7$ м, $h_{н2} = 2$ м, $h_{н3} = 2,8$ м.

Высота входного порога водоприемника над дном канала $P_1 = 1$ м. Угол отвода воды в водоприемник $\alpha = 45^\circ$, скорость подхода потока $v_0 = 1$ м/с, сороудерживающая решетка имеет коэффициент сквозности $s/s' = 1/2$.

Порядок расчета. Определяем глубины подтопления h_n при трех критических режимах работы водоприемника по формуле (5.8):

$$h_{н1} = 1,7 - 1 = 0,7 \text{ м}; \quad h_{н2} = 2 - 1 = 1 \text{ м}; \quad h_{н3} = 2,8 - 1 = 1,8 \text{ м}.$$

По формуле (2.86) определяем приближенные значения ширины отверстий водоприемника, принимая по табл. 2.7 значения коэффициента скорости $\varphi = 0,78$ и пренебрегая скоростью подхода, влиянием угла отвода воды, боковым сжатием и перепадом восстановления за водоприемником:

$$b_1 = \frac{20}{0,78 \cdot 0,7 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,2}} = 18,52 \text{ м};$$

$$b_2 = \frac{25}{0,78 \cdot 1 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,25}} = 14,45 \text{ м};$$

$$b_3 = \frac{40}{0,78 \cdot 1,8 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,35}} = 10,87 \text{ м}.$$

Таким образом, расчетными являются перепад уровней $Z_1 = 0,2$ м и соответствующие ему $Q_1 = 20$ м³/с, $h_{н1} = 1,7$ м и $h_{н1} = 0,7$ м, так как при этом значении перепада ширина отверстия водоприемника получилась наибольшей.

Полученную максимальную ширину отверстия водоприемника $b_1 = 18,52$ м разбиваем в соответствии с рекомендациями п. 2.1 на три пролета по 6 м каждый. Разделительные быки принимаем толщиной 1 м с оголовками полуциркульного очертания в плане.

При известном значении площади живого сечения в нижнем бьефе водо-

приемника, принимаемой для данного расчетного случая равной $\Omega = 45 \text{ м}^2$, по выражению (5.10) определяем значение параметра v_n :

$$v_n = 18 \cdot 0,7/45 = 0,28.$$

В зависимости от значения параметра v_n определяем коэффициент $a = 1,14$, учитывающий перепад восстановления.

Коэффициент бокового сжатия e при известном напоре на пороге водоприемника, принимаемом для данного расчетного случая $H = 0,9 \text{ м}$, определяем по формуле (2.85)

$$e = 1 - 0,11 \frac{0,9}{0,9 + 6} = 0,99.$$

Уточненное значение коэффициента скорости с учетом сопротивления на соудерживающей решетке по формуле (5.11)

$$\varphi_c = 1/\sqrt{1/0,78 + 0,49} = 0,76.$$

Перепад уровней в водоприемнике с учетом скорости подхода v_0 и угла отвода α

$$Z_0 = Z + \frac{v_0^2}{2g} \cos \alpha = 0,2 + \frac{1}{2 \cdot 9,81} \cdot 0,71 = 0,25 \text{ м}.$$

Проверяем пропускную способность принятых отверстий водоприемника по полной формуле (5.9):

$$Q = 1,14 \cdot 0,99 \cdot 0,76 \cdot 18 \cdot 0,7 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,25} = 23,88 \text{ м}^3/\text{с}.$$

что несколько больше расчетного расхода $Q_1 = 20 \text{ м}^3/\text{с}$, следовательно, размеры отверстий водоприемника определены правильно с некоторым запасом.

Расчет сопряжения бьефов за водоприемником при незатопленном истечении, возникающем обычно при наполнении канала водой, выполняется так же, как и за открытым водоспуском (см. п. 2.4.1).

5.4.3. Расчет водоприемников плотинных водозаборов

Размеры водоприемника плотинного водозабора определяются так же, как и водоприемника бесплотинного водозабора, как затопленного водослива с широким порогом по формуле (5.9).

Расчетный перепад уровней воды в водоприемнике плотинного водозабора принимается при нормальном подпорном уровне воды в верхнем бьефе и уровне в канале при максимальном отводе воды. Перепад уровней должен назначаться с таким расчетом, чтобы скорость в водоприемнике была 1,5—2,5 м/с. После назначения скорости в водоприемнике соответствующий перепад уровней без учета перепада восстановления можно определить [45] по формуле

$$Z = \frac{1}{\varphi^2} \frac{v^2}{2g} - \frac{v_0^2}{2g}, \quad (5.12)$$

где v_0 и v — соответственно скорость подхода и на пороге водоприемника.

Высота входного порога P_0 (рис. 5.17) назначается в пределах от 1/2 до 2/3 глубины потока перед водоприемником, но она долж-

на быть не менее 1 м над ожидаемыми в будущем отложениями наносов. При наличии донных промывных галерей минимальная высота входного порога определяется как сумма высоты галерей и толщины перекрытий над ними.

При принятом значении высоты входного порога P_0 устанавливается напор на пороге H и при известных параметрах канала по формуле (5.9) определяется ширина отверстия водоприемника b , которая затем разбивается на отдельные стандартные пролеты с последующей проверкой их пропускной способности по той же формуле с учетом перепада восстановления $Z_{вс}$.

Сказанное о расчете сопряжения бьефов за водоприемниками бесплотинных водозаборов (см. п. 5.4.2) относится и к водоприемникам плотинных водозаборов.

5.4.4. Регулирование русел у плотинных водозаборов

С целью создания стабильных и благоприятных для борьбы с наносами условий работы водозаборных сооружений подводящему руслу в верхнем бьефе придается прямолинейная или криволинейная в плане форма.

В нижнем бьефе отводящему руслу всегда придается прямолинейная форма, которая должна обеспечивать плавное сопряжение водосбросной плотины с естественным руслом реки, предотвращение сбойных течений, устойчивость русла против размыва и транспортирование наносов, поступающих из верхнего бьефа. Длина зарегулированного русла в нижнем бьефе принимается равной $(1...2)B_{у.р}$, где $B_{у.р}$ — ширина устойчивого русла (рис. 5.18).

Ширину устойчивого прямолинейного русла для всех участков рек рекомендуется определять [46] по формуле

$$B_{у.р} = \sqrt{Q_p H v_n^3}, \quad (5.13)$$

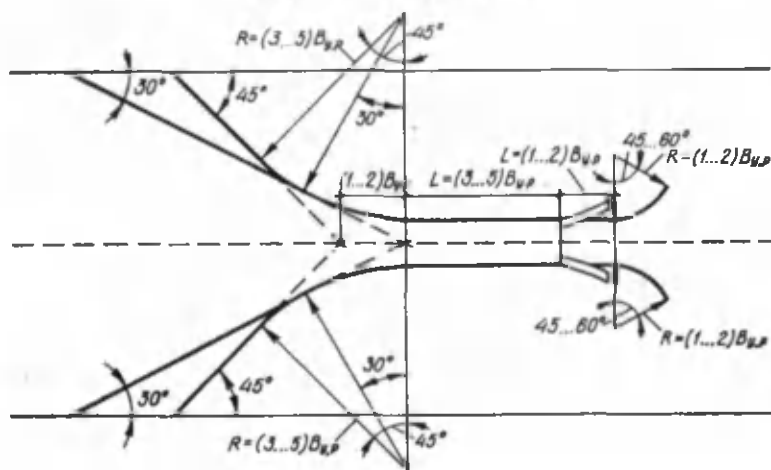


Рис. 5.18. Схема прямолинейного зарегулированного русла у водозаборного сооружения

где Q_p — руслоформирующий расход, принимаемый равным максимальному расходу обеспеченностью 5—10 %; H — глубина в верхнем бьефе; v_n — неразмывающая скорость для речных отложений.

Ширину устойчивого русла можно также определять по зональным формулам:

при уклоне дна $i < 0,01$ по формуле С. Т. Алтунина

$$B_{y.p} = A Q_p^{0,5} / i^{0,2}, \quad (5.14)$$

где $A = 0,7 \dots 0,1$;

при уклоне дна $i > 0,03$ по формуле Н. А. Крошкина

$$B_{y.p} = \frac{2,6}{i^{0,2}} \left(\frac{Q_p}{Vg} \right)^{0,4}; \quad (5.15)$$

на равнинных участках рек, сложенных мелкопесчаными отложениями, по формуле Х. Ш. Шапиро

$$B_{y.p} = 0,16(Q_p/i)^{0,5}. \quad (5.16)$$

Глубина устойчивого русла должна составлять примерно $1/20$ его ширины.

В верхнем бьефе прямолинейное зарегулированное русло состоит из прямолинейного и раструбного участков (рис. 5.18). Длина прямолинейного участка (3...5) $B_{y.p}$. Раструбный участок сопрягает прямолинейный участок с естественным руслом. Угол поворота раструбного участка от начала прямолинейного 30—45°.

При создании криволинейного зарегулированного русла (рис. 5.19) его длину принимают равной (3,5...5,5) $B_{y.p}$, радиус кривизны геометрической оси (3...5) $B_{y.p}$, угол поворота 45—70°.

Сопряжение криволинейного зарегулированного и естественного русел осуществляется с помощью раструбного участка, который со стороны вогнутого берега имеет прямолинейный участок длиной (1...2) $B_{y.p}$, а затем — криволинейный с радиусом закругления (1...2) $B_{y.p}$ и углом поворота 60—70°.

Со стороны выпуклого берега раструбный участок начинается с закругления радиусом (1,5...2,5) $B_{y.p}$ при угле поворота 30...45°

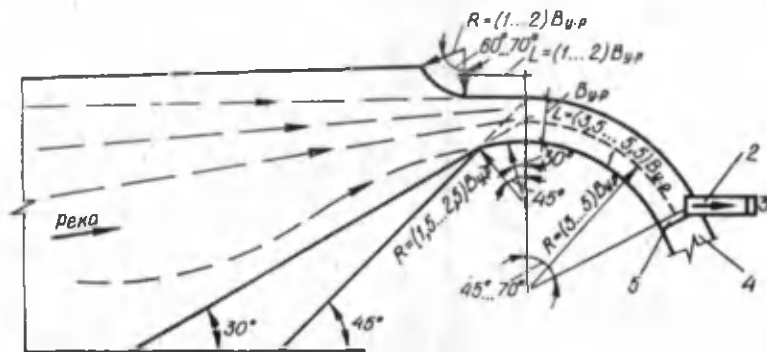


Рис. 5.19. Схема криволинейного зарегулированного русла у водозаборного сооружения:

1 — подводящее русло; 2 — водоприемник; 3 — канал; 4 — отводящее русло; 5 — водосброс

и заканчивается прямолинейной вставкой, линия которой с естественным берегом составляет угол 30—45°.

Берега зарегулированного русла выполняются в виде струенаправляющих дамб из местного грунта с креплением напорного откоса каменной наброской, сборными железобетонными плитами и т. д. Конструкция дамб должна учитывать возможность местного размыва у подошвы откоса. Крепление откосов дамб в нижнем бьефе должно выполняться с учетом местного и общего размыва русла.

5.4.5. Расчет водоприемной галереи донно-решетчатого водозабора

В водоприемной галерее (см. рис. 5.7) обычно предусматривается безнапорный режим движения воды, при котором пропускная способность донной решетки определяется [7] по формуле

$$Q = 1,93 \mu k_n k_q B_{\text{реш}}^2 l_{\text{реш}} \sqrt{Q_1^{2/3} + Q_2^{2/3}}, \quad (5.17)$$

где μ — коэффициент расхода отверстий решетки (для решетки из плоских стержней при ее уклоне $i_{\text{реш}} = 0,1$ и $k_n = 0,4 \dots 0,5$ $\mu = 0,65 \dots 0,6$, при $i_{\text{реш}} = 0,2$ $\mu = 0,6 \dots 0,55$; для решетки из клиновидных стержней значение μ больше указанных примерно на 5—10 %); $k_n = S/(S + t)$ — коэффициент просветности решетки; S — ширина просвета между стержнями; t — толщина стержней; k_q — коэффициент чистоты решетки, принимаемый обычно 0,8—0,85, а для послойно-решетчатых водозаборов — 0,9—0,95; $B_{\text{реш}}$ — ширина решетки (нормально к течению реки), равная длине донной галереи; $l_{\text{реш}} = 1 \dots 2$ м — длина горизонтальной проекции решетки; Q_1, Q_2 — расходы воды в начале и в конце решетки ($Q = Q_1 - Q_2$).

В качестве расчетных целесообразно принимать расходы воды в реке, соответствующие началу движения донных наносов в реке в меженьный период. При меньших расходах вода может отводиться в галерею при поднятых решетках и через другие открытые водоприемные отверстия гидроузла.

В формуле (5.17) неизвестными являются величины $B_{\text{реш}}$ и $l_{\text{реш}}$. Задавшись значением одной из них, можно определить другую соответственно по формулам:

$$l_{\text{реш}} = \frac{Q}{1,93 \mu k_n k_q B_{\text{реш}}^2 \sqrt{Q_1^{2/3} + Q_2^{2/3}}}; \quad (5.18)$$

$$B_{\text{реш}} = \left(\frac{Q}{1,93 \mu k_n k_q l_{\text{реш}} \sqrt{Q_1^{2/3} + Q_2^{2/3}}} \right)^{3/2}. \quad (5.19)$$

Ширина водоприемной галереи b_r принимается несколько больше длины решетки с таким расчетом, чтобы в верхней части галереи образовались консоли длиной 0,3—0,5 м (см. рис. 5.8). Тогда

$$b_r = l_{\text{реш}} + (0,6 \dots 1). \quad (5.20)$$

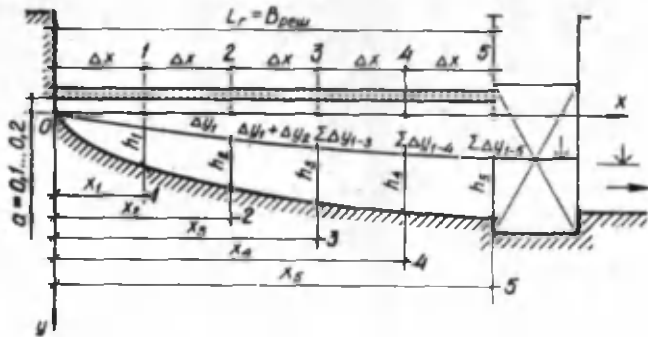


Рис. 5.20. К расчету галереи донно-решетчатого водозабора

При безнапорном режиме движения воды в галерее ее расчет выполняется в следующей последовательности (рис. 5.20).

В масштабе вычерчивается пролет решетчатой части плотины, равный ширине решетки $B_{\text{реш}}$. Длина галереи $L_r = B_{\text{реш}}$. В начале галереи ниже нижней плоскости решетки на расстоянии $a = 0,1 \dots 0,2$ м в точке 0 намечается начало координат.

Водоприемная галерея по длине разбивается на n расчетных участков $\Delta x_{0-1}, \Delta x_{1-2}$ ($n = 4 \dots 6$) и определяется расстояния от начала галереи до расчетных сечений $x_1, x_2, x_3 \dots$.

Для каждого расчетного сечения определяются расходы воды в галерее Q_1, Q_2, Q_3 по формуле

$$Q_n = Qx/L_r. \quad (5.21)$$

По условиям транспортирования наносов в галерее скорость течения в сечении, отстоящем от ее начала на расстоянии $l = 0,5$ м, принимается $v_n = 1,5 \dots 2$ м/с, а в конце галереи $v_k = 2,5 \dots 3,5$ м/с. В этом случае средняя скорость в расчетных сечениях v_1, v_2, v_3 определяется по формуле

$$v_n = v_n + a_n(x - l), \quad (5.22)$$

где $a_n = \frac{v_n - v_n}{L_r - l}$ — коэффициент пропорциональности.

При известных значениях $B_r, Q_1, Q_2, Q_3 \dots, v_1, v_2, v_3 \dots$ определяются гидравлические характеристики потока в расчетных сечениях:

площадь живого сечения

$$\omega_n = Q_n/v_n; \quad (5.23)$$

глубина потока

$$h_n = \omega_n/b_r; \quad (5.24)$$

гидравлический радиус

$$R_n = \omega_n/(b_r + 2h_n); \quad (5.25)$$

гидравлический уклон

$$i_n = v_n^2 / (C_n^2 R_n), \quad (5.26)$$

где коэффициент Шези C_n определяется при коэффициенте шероховатости $n = 0,3...0,4$ [46] по табл. 5 приложения; средний гидравлический уклон на участках

$$i_{n. \text{ ср}} = (i_{n-1} + i_n)/2; \quad (5.27)$$

потери напора на участках

$$\Delta y_n = i_{n. \text{ ср}} \Delta x. \quad (5.28)$$

На расчетной схеме в расчетных сечениях от оси абсцисс откладываются суммарные значения Δy , определяются отметки уровня воды в галерее и строится линия свободной поверхности. Откладывая от нее соответствующие значения глубин h_n и соединяя эти точки прямыми линиями, получают профиль дна галереи. Глубина в начале галереи обычно принимается равной 0,5 м.

Высота галереи в расчетных сечениях

$$H_{гн} = a + h_n + \sum \Delta y, \quad (5.29)$$

где $\sum \Delta y$ — суммарные потери напора по длине до рассматриваемого сечения.

Пример 5.3. Определить размеры решетки и водоприемной галереи донно-решетчатого водозабора. Расход воды, поступающей в водоприемную галерею, $Q = 10 \text{ м}^3/\text{с}$, расход воды перед решеткой $Q_1 = 24 \text{ м}^3/\text{с}$, ниже решетки $Q_2 = 14 \text{ м}^3/\text{с}$. Режим потока в галерее безнапорный. Решетка из полосовой стали со стержнями толщиной $t = 20 \text{ мм}$, с зазорами $S = 10 \text{ мм}$, длина решетки $l_{реш} = 1,5 \text{ м}$, а ее уклон $i_{реш} = 0,2$. Коэффициент шероховатости галереи $n = 0,03$.

Порядок расчета. При коэффициенте просветности $k_n = 10/(10 + 20) = 0,375$ и уклоне решетки $i_{реш} = 0,2$ ее коэффициент расхода равен $\mu = 0,6$. Коэффициент чистоты решетки принимаем равным $k_c = 0,8$. Ширина решетки по формуле (5.19)

$$B_{реш} = \left(\frac{10}{1,93 \cdot 0,6 \cdot 0,375 \cdot 0,8 \cdot 1,5 \sqrt{24^{2/3} + 14^{2/3}}} \right)^{3/2} = 11,61 \text{ м}.$$

Принимаем с некоторым запасом $B_{реш} = 12 \text{ м}$.

Ширина водоприемной галереи по выражению (5.20)

$$b_r = 1,5 + 0,6 = 2,1 \text{ м}.$$

Длину галереи L_r принимаем равной ширине решетки $B_{реш}$ и разбиваем ее на четыре равных участка длиной $\Delta x = 3 \text{ м}$ с расчетными сечениями в конце каждого участка (рис. 5.20).

Для каждого расчетного сечения определяем расход воды в галерее по формуле (5.21).

Скорость в сечении, отстоящем от начала галереи на 0,5 м, принимаем равной $v_n = 1,8 \text{ м/с}$, а в конце галереи $v_n = 2,5 \text{ м/с}$. Скорость потока в расчетных сечениях определяем по формуле (5.22). Гидравлические характеристики потока

Т а б л и ц а 5.2. Характеристики потока в водоприемной галерее

№ расчетного сечения	Q_n	v_n	ω_n	h_n	R_n	C_n	i_n	$i_{n. \text{ ср}}$	Δy_n
0	0	—	1,05	0,50	—	—	—	—	—
1	2,49	1,95	1,28	0,61	0,39	25,8	0,0146	0,0073	0,02
2	4,98	2,13	2,34	1,11	0,54	28,3	0,0105	0,0126	0,04
3	7,47	2,31	3,23	1,54	0,62	29,4	0,0100	0,0103	0,03
4	10	2,5	4	1,90	0,68	30,1	0,0101	0,0101	0,03

в галерее определяем по формулам (5.22) — (5.28), и все расчеты сводим в табл. 5.2.

Как следует из таблицы, общее понижение уровня воды по длине галерей, равное сумме потерь напора Σh , составляет 0,12 м.

По данным табл. 5.2, на расчетной схеме (рис. 5.20) можно графически воспроизвести линию свободной поверхности воды в галерее и уклон ее дна. Высоты галерей в расчетных сечениях, отсчитываемые от нижней плоскости решетки, определяем по формуле (5.29):

$$H_{г0} = 0,2 + 0,5 = 0,7 \text{ м};$$

$$H_{г1} = 0,2 + 0,61 + 0,02 = 0,83 \text{ м};$$

$$H_{г2} = 0,2 + 1,11 + 0,06 = 1,37 \text{ м};$$

$$H_{г3} = 0,2 + 1,54 + 0,09 = 1,83 \text{ м};$$

$$H_{г4} = 0,2 + 1,9 + 0,12 = 2,22 \text{ м}.$$

При расходах воды в реке, превышающих расчетный расход, напор над решеткой и ее пропускная способность увеличатся, и режим потока в галерее может стать напорным. При этом пропускная способность галерей несколько увеличится.

5.4.6. Расчет промывных галерей водоприемников

Гидравлическим расчетом промывных галерей устанавливаются размеры их поперечных сечений, обеспечивающие пропуск расчетного расхода донных наносов. В качестве расчетного принимается случай работы галерей при прохождении максимального паводка, когда река транспортирует наибольшее количество наносов и условия работы галерей наиболее тяжелые (рис. 5.21).

Расход донных наносов, который должен промываться через галерею, расположенные в пороге водоприемника, определяется [38] по формуле

$$G_T = G_p \frac{Q_{в} + Q_T}{Q_p} k_3, \quad (5.30)$$

где G_p — расход донных наносов в реке, кг/с; $Q_{в}$, Q_T , Q_p — расходы воды соответственно в водоприемнике, в галереях и в реке, м³/с; k_3 — коэффициент захвата наносов (при фронтальном расположении водоприемника $k_3 = 1$, при боковом $k_3 = 1,5 \dots 2$ [38]).

Расход донных наносов в реке устанавливается на основании данных гидрологических изысканий, а если они отсутствуют, то ориентировочно по формуле И. И. Леви

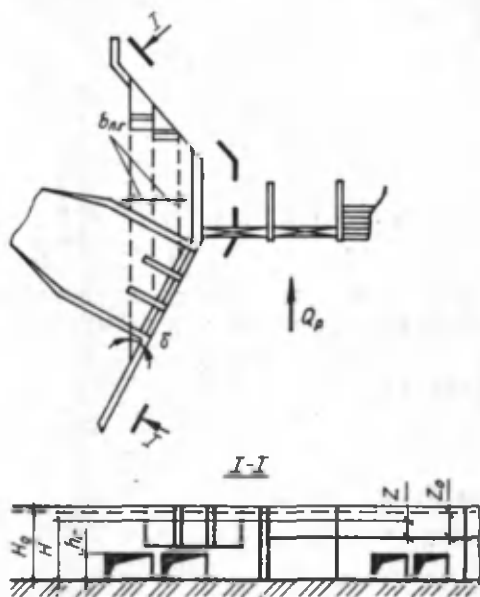


Рис. 5.21. Схема промывных галерей водоприемника

$$G_p = 5B_p \left[\left(\frac{u_p}{\sqrt{gd}} \right)^2 - 3 \frac{u_p}{\sqrt{gd}} \right] u_p d, \quad (5.31)$$

где B_p — расчетная ширина реки, м; u_p — средняя скорость в реке, м/с; g — ускорение свободного падения, м/с²; d — средний диаметр наносов, м, равный диаметру частиц, мельче которых содержится 60—70 %.

Размеры поперечного сечения галерей определяются подбором. Суммарную ширину всех галерей предварительно можно принимать

$$B_r = (0,3 \dots 0,7) B_n \sin \delta, \quad (5.32)$$

где B_n — ширина входного порога водоприемника, м; δ — угол между линией входного порога и направлением галерей (рис. 5.21).

Для экономии воды на промыв величину B_r желательно назначать возможно меньшей. Поэтому первое ее значение следует принимать $B_r = 0,3 B_n \sin \delta$.

Ширина одной галереи b_r получается делением суммарной ширины галерей B_r на принятое их количество. Первое значение высоты галереи h_r также следует принимать минимальным и равным по условиям осмотра и ремонта 1 м. При этом принимаемые размеры галерей округляются до ближайшего стандартного размера (см. п. 2.1).

Для ряда значений h_r находятся гидравлические характеристики потока в галерее:

гидравлический радиус

$$R_r = \frac{b_r h_r}{2(b_r + h_r)}; \quad (5.33)$$

коэффициент сопротивления по длине

$$\lambda_R = 0,003 + \frac{1}{16 \left(21g \frac{2R}{d} + 1,74 \right)^{1/4}}; \quad (5.34)$$

коэффициент расхода галереи

$$\mu = 1 \sqrt{1 + \zeta_{вх} + \lambda_R l / R}, \quad (5.35)$$

где $\zeta_{вх}$ — коэффициент сопротивления на входе (при плавном очертании входа $\zeta = 0,1$, при незначительном округлении входных кромок $\zeta = 0,3$, при наличии поворота галереи непосредственно за входом $\zeta = 0,3 \dots 0,6$); l — длина галереи, м;

расход воды в напорных галереях

$$Q_r = \mu B_r h_r \sqrt{2gZ_0}, \quad (5.36)$$

где $Z_0 = УВБ - УНБ + v_0^2 / (2g)$ — напор в галерее с учетом скорости подхода, м;

скорость потока в галерее

$$u_r = Q_r / (B_r h_r). \quad (5.37)$$

При известной скорости течения в галереях расход донных на-

наносов, транспортируемых всеми галереями, можно приближенно определить по формуле

$$G_r = 5B_r \left[\left(\frac{u_r}{Vgd} \right)^3 - 3 \frac{u_r}{Vgd} \right] u_r d. \quad (5.38)$$

Расход наносов Q_r , транспортируемых галереями, сравнивается с расходом наносов G_r , поступающих к порогу водоприемника. Если последний больше, то размеры галерей увеличиваются, и весь расчет повторяется до совпадения этих расходов наносов.

Найденная скорость в галерее должна удовлетворять условию

$$u_r \geq u = 3\sqrt{gd_{\max}}, \quad (5.39)$$

где d_{\max} — диаметр наиболее крупных камней в составе донных наносов, м.

Как правило, при крупных галечниковых наносах скорость в галереях не должна быть меньше 4 м/с.

Если в составе наносов есть отдельные крупные камни, то необходимость их промыва определяет и требуемый режим работы галерей. В таких случаях устанавливается скорость u по формуле (5.39) и сравнивается со скоростью в галерее u_r , определяемой по формуле (5.37). Если $u_r \geq u$, то промыв крупных камней обеспечивается. В противном случае напор на гидроузле мал, и его необходимо увеличить, а расчет повторить при новом значении Z .

При наличии в составе наносов крупных камней расчет транспортирования основной массы наносов в галереях носит обычно лишь поверочный характер.

5.4.7. Расчет промывных карманов

Промывные карманы обычно применяются при фронтальных плотинных водозаборах. Они служат для создания структуры потока, благоприятной для борьбы с наносами. При этом можно выделить промывные карманы-отстойники, в которых стремятся создать параллельно-струйное течение (см. рис. 5.12), и карманы, в которых искусственно создается поперечная циркуляция (см. рис. 5.13; 5.14).

Исходя из условия осаждения расчетных фракций наносов, длина и ширина карманов-отстойников определяется по формулам:

$$L_{\text{кар}} = \frac{B}{2} + (1,2 \dots 1,5) \frac{v}{\omega} H; \quad (5.40)$$

$$B_{\text{кар}} = Q/(vH), \quad (5.41)$$

где $L_{\text{кар}}$ — длина кармана, м; B — ширина водоприемника, м; $v = 0,3$ м/с — средняя скорость в кармане; ω — гидравлическая крупность наносов, м/с; H — глубина воды в кармане до его заиления, м; $B_{\text{кар}}$ — ширина кармана, м; Q — расход воды, поступающей в водоприемник, м³/с.

Характерные конструкции карманов, в которых искусственно создается благоприятная для борьбы с наносами поперечная циркуляция, представлены ранее на рис. 5.13 и 5.14.

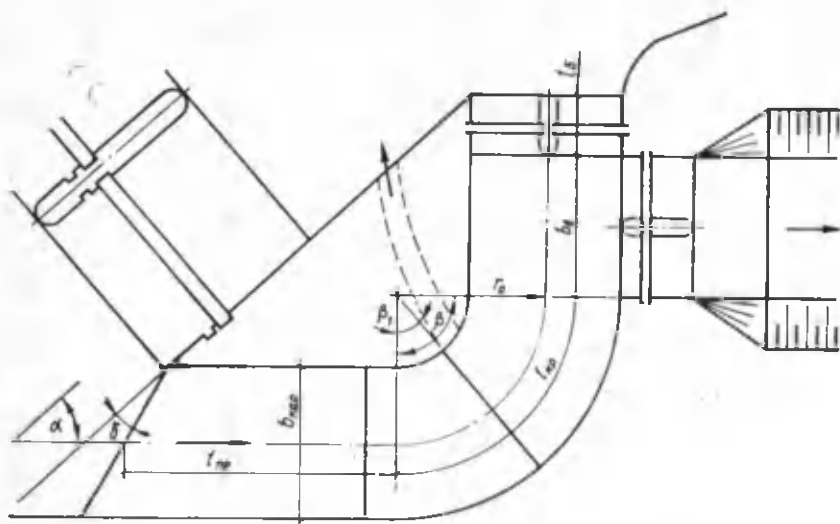


Рис. 5.22. Схема криволинейного кармана

Ширина кармана $B_{\text{кар}}$ с наносперехватывающими галереями определяется в зависимости от суммарной ширины отверстий водоприемников $B_{\text{пр}}$ и $B_{\text{лев}}$:

$$B_{\text{кар}} = (0,8 \dots 1,2)(B_{\text{пр}} + B_{\text{лев}}) \quad (5,42)$$

и проверяется по соотношению

$$B_{\text{кар}} q_{\text{кар}} \leq B_{\text{р}} q_{\text{р}}, \quad (5,43)$$

где $q_{\text{кар}}$ и $q_{\text{р}}$ — соответственно удельные расходы воды в кармане и в реке перед входом в карман; $B_{\text{р}}$ — ширина реки.

Длина кармана $L_{\text{кар}}$ определяется с учетом размещения в нем водоприемных и наносперехватывающих отверстий и увеличивается на 3—4 толщины разделительной стенки.

Расход воды в кармане

$$Q_{\text{кар}} = (1,5 \dots 2) \sum Q, \quad (5,44)$$

где Q — расход воды в водоприемниках, $\text{м}^3/\text{с}$.

Размеры криволинейного кармана (рис. 5.22) определяются гидравлическим расчетом. В качестве расчетного принимается расход реки, соответствующий среднему паводку.

Расчетные характеристики определяются в следующей последовательности.

Расход воды в кармане

$$Q_{\text{кар}} = Q + Q_{\text{г}} = 1,2Q, \quad (5,45)$$

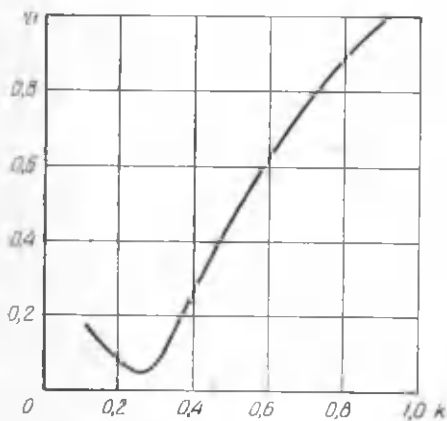


Рис. 5.23. График зависимости $\eta_1 = f(k)$

где Q и Q_T — соответственно расходы водоприемников и галереи, $\text{м}^3/\text{с}$.

Коэффициент отвода воды в карман

$$k = Q_{\text{кар}}/Q_p, \quad (5.46)$$

где Q_p — расход воды в реке.

По графику на рис. 5.23 в зависимости от коэффициента k определяется параметр η_1 , характеризующий степень осветления воды от донных наносов на входе в карман.

Насыщенность потока донными наносами в начальной части кармана

$$\mu_{\text{кар}} = \eta_1 \mu_p, \quad (5.47)$$

где $\mu_{\text{кар}}$ и μ_p — соответственно насыщенность потока донными наносами в кармане и в реке, % по массе.

Значение μ_p определяется на основе данных гидрологических изысканий, а при их отсутствии — по формуле

$$\mu_p = G_p/(10Q_p), \quad (5.48)$$

где G_p — расход донных наносов в реке, определяемый по формуле (5.31), $\text{кг}/\text{с}$.

Подбором определяется средняя скорость потока на входном участке кармана u , обеспечивающая транспортирование наносов, поступающих в карман:

при $R/d_k > 60$

$$\mu_{\text{кар}} = \frac{0,2}{(Vgd)^3} \left(\frac{d}{0,34VQ_{\text{кар}}} \right)^{1,25} \left(u^{3,6} + 1,4u^{2,6}Vgd \lg \frac{4,1VQ}{d_k V u} \right); \quad (5.49)$$

при $10 < R/d_k < 40$

$$\mu_{\text{кар}} = \frac{0,2}{(Vgd)^3} \left(\frac{d}{0,55VQ_{\text{кар}}} \right)^{1,25} \left(u^{3,6} - 1,04u^{2,6}Vgd - \right. \\ \left. - 0,87u^{2,6}Vgd \lg \frac{3,4VQ_{\text{кар}}}{d_k V u} \right), \quad (5.50)$$

где u — средняя скорость течения в кармане, $\text{м}/\text{с}$; d_k — диаметр донных наносов, м , равный диаметру частиц, крупнее которых содержится 10%; d — средний диаметр наносов, м ; R — гидравлический радиус, м .

Задаваясь последовательно значениями скорости u , при известных диаметрах d и d_k по формуле (5.49) или (5.50) определяются значения $\mu_{\text{кар}}$. Искомая скорость будет соответствовать требуемой транспортирующей способности потока в кармане $\mu_{\text{кар}}$.

Скорость в кармане не должна превышать средней скорости в реке при среднем паводке и для приближенных расчетов она может быть принята равной 0,8—0,9 указанной скорости в реке.

Глубина воды в кармане и его ширина определяются по формулам:

$$h_{кар} = 0,55\sqrt{Q_{кар}/u}; \quad (5.51)$$

$$b_{кар} = Q_{кар}/(h_{кар}u). \quad (5.52)$$

Ширина кармана корректируется с учетом стандартных грааций пролетов промывных отверстий в конце кармана (см. п. 2.1) и принятой толщины быка между ними, после чего по формуле (5.52) уточняется и глубина воды в кармане.

При известных отметках НПУ и понура высота входного порога кармана

$$h_n = \downarrow\text{НПУ} - \downarrow\text{пон} - h_{кар}^*. \quad (5.53)$$

Длина кармана $L_{кар}$ (рис. 5.22) по его оси определяется по формулам:

$$l_{пр} = (0,5r_0 + b_n + l_6) \operatorname{ctg} \alpha - r_0; \quad (5.54)$$

$$l_{кр} = 0,5\pi r_0; \quad (5.55)$$

$$L_{кар} = l_{пр} + l_{кр} + b_n - 0,5b_{кар}[\operatorname{ctg} \alpha - \operatorname{ctg}(\alpha + \delta)], \quad (5.56)$$

где $l_{пр}$, $l_{кр}$, b_n , l_6 — длины соответственно прямолинейного и криволинейного участков кармана, ширина водоприемника (при двух водоприемниках — наибольшая) и длина быка промывных отверстий, м; α — угол между осями кармана и водосбросной плотины; $\delta = 0 \dots 30^\circ$ — угол между линией входного порога и продолжением лицевой грани устоя водосбросной плотины; r_0 — радиус закругления осевой линии, принимаемый равным ширине кармана ($r_0 = b_{кар}$), м.

Ширина водоприемника определяется гидравлическим расчетом, а длина быка промывных отверстий — размерами затворов и служебных мостиков.

Угол поворота кармана $\beta = 90^\circ$, линия донного уступа повернута от начала закругления кармана на угол $\beta_1 = 39^\circ$, высота донного уступа у вогнутой стенки (при глубине перед плотиной 4—5 м)

$$h_{y1} = \left(\frac{1}{2} \dots \frac{2}{3}\right)h_n, \quad (5.57)$$

а у выпуклой

$$h_{y2} = h_{y1} - 0,06b_{кар}, \quad (5.58)$$

где она, однако, не должна быть меньше 0,4 м.

Начало виража располагается от линии донного уступа вдоль выпуклой стенки на расстоянии

$$l_{н. в} = (h_n - h_{y2}) \operatorname{ctg} 10^\circ. \quad (5.59)$$

Таблица 5.3. Определение скорости в кармане

u	$u^{3,6}$	$u^{2,6}$	$1g \frac{3,4 \sqrt{Q}}{d_k \sqrt{u}}$	$\mu_{кар}$
2,0	12,1257	6,0629	2,1592	-0,0044
2,1	14,4540	6,8829	2,1486	-0,0030
2,2	17,0892	7,7678	2,1385	-0,0010
2,3	20,0549	8,7195	2,1286	0,0016

Гидравлическими расчетами устанавливаются размеры промывной галереи, при которых ее поперечному сечению придется квадратная форма, а расчетный расход воды принимается $Q_r = 0,2Q$, где Q — расход водоприемника, m^3/c .

Количество поступающих в нее наносов (расход)

$$G_r = \mu_{кар} Q_{кар}. \quad (5.60)$$

Пример 5.4. Определить размеры криволинейного кармана одностороннего фронтального водозабора (рис. 5.22). Расход водоприемника $Q = 30 m^3/c$, расчетный расход воды в реке $Q_p = 150 m^3/c$. Насыщенность речного потока донными наносами $\mu_p = 0,3 g/l = 0,03 \%$. Углы $\alpha = 30^\circ$, $\delta = 20^\circ$. Средний диаметр донных наносов $d = 0,061 m$, диаметр донных наносов, равный диаметру частиц, крупнее которых содержится 10 %, $d_k = 0,1 m$. Ширина водоприемника $b_a = 9,5 m$. Длина быка промывных отверстий $l_0 = 6 m$. Отметка НПУ — 446,5 м, отметка поверхности понура — 442,5 м.

Порядок расчета. По формуле (5.45) определяем расход воды в кармане

$$Q_{кар} = 1,2 \cdot 30 = 36 m^3/c.$$

Коэффициент отвода воды в карман по формуле (5.46)

$$k = 36/150 = 0,24.$$

По графику на рис. 5.23 определяем параметр $\eta_1 = 0,05$, а затем насыщенность потока донными наносами в кармане по формуле (5.47)

$$\mu_{кар} = 0,05 \cdot 0,03 = 0,0015 \%$$

По формуле (5.50), соответствующей крупным наносам, подбором определяем среднюю скорость в кармане, обеспечивающую транспортирование донных наносов, поступающих в карман. Вычисления ведем в табличной форме (табл. 5.3).

Как следует из таблицы, наносы, поступающие в карман в количестве, соответствующем насыщению 0,0015 % по массе, будут транспортироваться при скорости течения в кармане 2,2—2,3 м/с. В качестве расчетной принимаем $u = 2,3 m/c$.

Определяем глубину воды в кармане и его ширину по формулам (5.51) и (5.52):

$$h_{кар} = 0,55 \sqrt{36/2,3} = 2,2 m;$$

$$b_{кар} = 36/(2,2 \cdot 2,2) = 7,2 m.$$

Принимаем в конце кармана два промывных отверстия шириной по 3 м и бык между ними толщиной 1,2 м.

По выражению (5.53) высота входного порога кармана

$$h_{\text{п}} = \downarrow 446,5 - 442,5 - 2,2 = 1,8 \text{ м.}$$

Длина кармана по формулам (5.54) — (5.56)

$$l_{\text{пр}} = (7,2 + 9,5 + 6) \operatorname{ctg} 30^\circ - 3,6 = 35,67 \text{ м;}$$

$$l_{\text{кр}} = 0,5 \cdot 3,14 \cdot 7,2 = 11,3 \text{ м;}$$

$$L_{\text{кар}} = 35,67 + 11,3 + 9,5 - 0,5 \cdot 7,2 [\operatorname{ctg} 30^\circ - \operatorname{ctg} (30 + 20)^\circ] = 53,27 \text{ м.}$$

Угол поворота кармана $\beta = 90^\circ$, линия донного уступа повернута от начала закругления на угол $\beta_1 = 39^\circ$, высота донного уступа у вогнутой стенки $h_{y1} = 0,5 \cdot 1,8 = 0,9 \text{ м}$, а у выпуклой — $h_{y2} = 0,9 - 0,06 \cdot 7,2 = 0,5 \text{ м}$.

Начало виража располагается от линии донного уступа вдоль выпуклой стенки на расстоянии

$$l_{\text{н. в}} = (1,8 - 0,5) \cdot 5,67 = 7,4 \text{ м.}$$

Таблица 1. Допустимые неразмывающие средние скорости v для глинистых грунтов [42]

Удельное сцепление c , кПа	v , м/с, при глубине потока h , м							
	0,5		1		3		5	
	при содержании легкорастворимых солей CaCl_2 , MgCl_2 , NaCl , Na_2SO_4 , Na_2CO_3 , NaHCO_3 , % по плотному остатку веса абсолютно сухого грунта							
	<0,2	0,2-3	<0,2	0,2-3	<0,2	0,2-3	<0,2	0,2-3
0,5	0,39	0,36	0,43	0,40	0,49	0,46	0,52	0,49
1,0	0,44	0,39	0,48	0,43	0,55	0,49	0,58	0,52
2,0	0,52	0,41	0,57	0,45	0,65	0,52	0,69	0,55
3,0	0,59	0,43	0,64	0,48	0,74	0,55	0,78	0,59
4,0	0,65	0,46	0,71	0,51	0,81	0,58	0,86	0,62
5,0	0,71	0,48	0,77	0,53	0,89	0,61	0,98	0,65
7,4	0,83	0,51	0,91	0,56	1,04	0,64	1,10	0,69
12,3	1,03	0,6	1,13	0,67	1,30	0,76	1,37	0,81
14,7	1,21	0,65	1,33	0,72	1,52	0,82	1,60	0,88
19,6	1,28	0,75	1,40	0,82	1,60	0,93	1,69	1,0
22,1	1,36	0,80	1,48	0,88	1,70	1,0	1,80	1,07
24,5	1,42	0,82	1,55	0,91	1,78	1,04	1,88	1,10
29,4	1,54	0,90	1,69	0,99	1,94	1,12	2,04	1,20
34,3	1,67	0,97	1,83	1,06	2,09	1,22	2,21	1,30
39,2	1,79	1,03	1,96	1,15	2,25	1,31	2,38	1,40
44,1	1,88	1,09	2,06	1,20	2,35	1,39	2,49	1,46
49,0	1,99	1,26	2,17	1,28	2,50	1,46	2,63	1,56
58,8	2,16	1,27	2,38	1,38	2,72	1,60	2,88	1,70

Примечание. При содержании легкорастворимых солей в глинистых грунтах более 3 % допустимые неразмывающие средние скорости должны устанавливаться на основании исследований.

Таблица 2. Допустимые неразмывающие средние скорости потока v для скальных грунтов (осадочных и изверженных пород)

Временное сопротивление грунта сжатию в состоянии полного водонасыщения R_c , МПа	v , м/с, при средней глубине потока h , м			
	0,5	1	3	5
100	9,1	11,1	14,4	15,8
50	6,4	7,84	10,2	11,2
25	4,6	5,6	7,2	8,0
20	4,1	5,0	6,4	7,0
10	3,1	3,7	4,9	5,3
5	2,2	2,8	3,7	4,0
2,5	1,7	2,1	2,8	3,1

Таблица 3. Допустимые неразмывающие средние скорости потока v для закрепленных русел

Вид крепления	Проектная марка бетона или раствора по прочности на сжатие	v , м/с, при глубине потока h , м			
		0,5	1	2	5
Бетонная облицовка (поток не содержит песчаных и галечниковых наносов)	100	12,5	13,8	16,0	17,0
	150	14,0	15,6	18,0	19,1
	200	15,6	17,3	20,0	21,2
	300	19,2	21,2	24,6	26,1
Облицовка из каменной кладки (поток не содержит песчаных и галечниковых наносов)	150—50	7,4	8,7	10,7	11,6
	25	6,3	7,4	9,1	9,8
	10	4,3	5,0	6,2	6,7
Габбионы (размером 0,5×0,5×1 м и более)	—	4,7	5,5	6,8	7,3
Каменная наброска в плетневых клетках	—	3,0	3,5	4,0	4,4
Мошение одиночное на слое щебня или глины (10—15 см) с покрытием слоем глины, ила, соломы или сена:					
	на свеженасыпанном утрамбованном грунте при крупности камней, см:				
15—20	—	2,4	2,8	3,5	3,8
20—30	—	2,8	3,3	4,1	4,4
на осевшем или плотно утрамбованном грунте при крупности камней, см:					
	15—20	—	2,6	3,0	3,7
20—30	—	3,0	3,6	4,5	4,9
Мошение двойное на слое щебня при крупности камней, см:					
	15—20	—	3,0	3,5	4,3
20—30	—	3,1	3,7	4,7	5,1
Дерновка плашмя	—	1,0	1,25	1,5	1,5

Таблица 4. Коэффициент шероховатости n закрытых водоводов (труб)

Трубы	n
Керамические	0,012—0,015
Асбестоцементные	0,011—0,012
Экструдированные пластмассовые	0,010—0,012
Деревянные и дощатые	0,013—0,015
Железобетонные и бетонные напорные:	
без штукатурки	0,012—0,016
со штукатуркой	0,01—0,014
с торкретированным слоем	0,013—0,019
Металлические напорные	0,012—0,015

Таблица 5. Коэффициент Шези С

R, м	Значение С при л											
	0,011	0,012	0,013	0,014	0,017	0,02	0,0225	0,025	0,0275	0,03	0,035	0,04
0,10	67,2	60,3	54,3	49,3	38,1	30,6	26,0	22,4	19,6	17,3	13,8	11,2
0,12	68,8	61,9	55,8	50,8	39,5	32,6	27,2	23,5	20,6	18,3	14,7	12,1
0,14	70,3	63,3	57,2	52,2	40,7	33,0	28,2	24,5	21,6	19,1	15,4	12,8
0,16	71,5	64,5	58,4	53,3	41,8	34,0	29,2	25,4	22,4	19,9	16,1	13,4
0,18	72,6	65,6	59,5	54,3	42,7	34,8	30,0	26,2	23,2	20,6	16,8	14,0
0,20	73,7	66,6	60,4	55,3	43,6	35,7	30,8	26,9	23,8	21,3	17,4	14,5
0,22	74,6	67,5	61,3	56,2	44,4	36,4	31,5	27,6	24,5	21,9	17,9	15,0
0,24	75,5	68,3	62,1	57,0	45,2	37,1	32,2	28,3	25,1	22,5	18,5	15,5
0,26	76,3	69,1	62,9	57,7	45,9	37,8	32,8	28,8	25,7	23,0	18,9	16,0
0,28	77,0	69,8	63,6	58,4	46,5	38,4	33,4	29,4	26,2	23,5	19,4	16,4
0,30	77,7	70,5	64,3	59,1	47,2	39,0	33,9	29,9	26,7	24,0	19,9	16,8
0,32	78,3	71,1	65,0	59,7	47,8	39,5	34,4	30,3	27,1	24,4	20,3	17,2
0,34	79,0	71,8	65,7	60,3	48,3	40,0	34,9	30,8	27,6	24,9	20,7	17,6
0,36	79,6	72,4	66,1	60,9	48,8	40,5	35,4	31,3	28,0	25,3	21,1	17,9
0,38	80,1	72,9	66,7	61,4	49,3	41,0	35,9	31,7	28,4	25,6	21,4	18,3
0,40	80,7	73,4	67,1	61,9	49,8	4,5	36,3	32,2	28,8	26,0	21,8	18,6
0,42	81,3	73,9	67,7	62,4	50,2	41,9	36,7	32,6	29,2	26,4	22,1	18,9
0,44	81,8	74,4	68,2	62,9	50,7	42,3	37,1	32,9	29,6	26,7	22,4	19,2
0,46	82,3	74,8	68,6	63,3	51,1	42,7	37,5	33,3	29,9	27,1	22,8	19,5
0,48	82,7	75,3	69,1	63,7	51,5	43,1	37,8	33,6	30,2	27,4	23,1	19,8
0,50	83,1	75,7	69,5	64,1	51,9	43,5	38,2	34,0	30,4	27,8	23,4	20,1
0,55	84,1	76,7	70,4	65,2	52,8	44,4	39,0	34,8	31,4	28,5	24,0	20,7
0,60	85,0	77,7	71,4	66,0	53,7	45,2	39,8	35,5	32,1	29,2	24,7	21,3
0,65	86,0	78,7	72,2	66,9	54,5	45,9	40,6	36,2	32,8	29,8	25,3	21,9
0,70	86,8	79,4	73,0	67,6	55,2	46,6	41,2	36,9	33,4	30,4	25,8	22,4
0,75	87,5	80,2	73,8	68,4	55,9	47,3	41,8	37,5	34,0	31,0	26,4	22,9
0,80	88,3	80,8	74,5	69,0	56,5	47,9	42,4	38,0	34,5	31,5	26,8	23,4
0,85	89,0	81,6	75,1	69,7	57,2	48,4	43,0	38,6	35,0	32,0	27,3	23,8
0,90	89,4	82,1	75,5	69,9	57,5	48,8	43,2	38,9	35,5	32,3	27,6	24,1
0,95	90,3	82,8	76,5	70,9	58,3	49,5	43,9	39,5	35,9	32,9	28,2	24,6
1,00	90,9	83,3	76,9	71,4	58,8	50,0	44,4	40,0	36,4	33,3	28,6	25,0
1,10	92,0	84,4	78,0	72,5	59,8	50,9	45,3	40,9	37,3	34,1	29,3	25,7
1,20	93,1	85,4	79,0	73,4	60,7	51,8	46,1	41,6	38,0	34,8	30,0	26,3
1,30	94,0	86,3	79,9	74,3	61,5	52,5	46,9	42,3	38,7	35,5	30,6	26,9
1,40	94,8	87,1	80,7	75,1	62,2	53,2	47,5	43,0	39,3	36,1	31,1	27,5
1,50	95,7	88,0	81,5	75,9	62,9	53,9	48,2	43,6	39,8	36,7	31,7	28,0
1,60	96,5	88,7	82,2	76,5	63,6	54,5	48,7	44,1	40,4	37,2	32,2	28,5
1,70	97,3	89,5	82,9	77,2	64,3	55,1	49,3	44,7	41,0	37,7	32,7	28,9
1,80	98,0	90,1	83,5	77,8	64,8	55,6	49,8	45,1	41,4	38,1	33,0	29,3
1,90	98,6	90,8	84,2	78,4	65,4	56,1	50,3	45,6	41,8	38,5	33,4	29,7
2,00	99,3	91,4	84,8	79,0	65,9	56,6	50,8	46,0	42,3	38,9	33,8	30,0
2,20	100,4	92,4	85,9	80,0	66,8	57,4	51,6	46,8	43,0	39,6	34,4	30,7
2,40	101,5	93,5	86,9	81,0	67,7	58,3	52,3	47,5	43,7	40,3	35,1	31,2
2,60	102,5	94,5	88,1	81,9	68,4	59,0	53,0	48,2	44,2	40,9	35,6	31,7
2,80	103,5	95,3	88,7	82,6	69,1	59,7	53,6	48,7	44,8	41,4	36,1	32,2
3,00	104,4	96,2	89,4	83,4	69,8	60,3	54,2	49,3	45,3	41,9	36,6	32,5
3,20	105,2	96,9	90,1	84,1	70,4	60,8	54,6	49,7	45,7	42,3	36,9	32,9
3,40	106,0	97,6	90,8	84,8	71,0	61,3	55,1	50,1	46,1	42,6	37,2	33,2
3,60	106,7	98,3	91,5	85,4	71,5	61,7	55,5	50,5	46,4	43,0	37,5	33,5
3,80	107,4	99,0	92,0	85,9	72,0	62,1	55,8	50,8	46,8	43,3	37,8	33,7
4,00	108,1	99,6	92,7	86,5	72,5	62,5	56,2	51,2	47,1	43,6	38,1	33,9
4,20	108,7	100,1	93,2	86,9	72,8	62,9	56,5	51,4	47,3	43,8	38,3	34,1
4,40	109,2	100,6	93,6	87,4	73,2	63,2	56,8	51,6	47,5	44,0	38,4	34,3
4,60	109,8	101,0	94,2	87,8	73,5	63,6	57,0	51,8	47,8	44,2	38,6	34,4
4,80	110,4	101,5	94,6	88,3	73,9	63,9	57,3	52,1	48,0	44,4	38,7	34,5
5,00	111,0	102,0	95,0	88,7	74,2	64,1	57,6	52,4	48,2	44,6	38,9	34,6

Примечание. По формуле Н. Н. Павловского (для метрических мер)

$$C = R^y/n, \text{ где } y = 2,5\sqrt{n} - 0,13\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0,01).$$

Т а б л и ц а 6. Функция $\varphi(\eta)$
(канал с прямым уклоном дна $i > 0$, $\chi = 3,3$)

η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$	η	$\varphi(\eta)$
0	0	0,78	0,889	0,990	1,906	1,23	0,354	1,65	0,151
0,05	0,050	0,79	0,907	0,995	2,118	1,24	0,344	1,70	0,139
0,10	0,100	0,80	0,926	1,000	∞	1,25	0,335	1,75	0,129
0,15	0,150	0,81	0,945	1,005	1,445	1,26	0,326	1,80	0,120
0,20	0,200	0,82	0,965	1,010	1,237	1,27	0,318	1,85	0,112
0,25	0,250	0,83	0,986	1,015	1,115	1,28	0,310	1,90	0,105
0,30	0,301	0,84	1,008	1,020	1,029	1,29	0,302	1,95	0,098
0,35	0,352	0,85	1,032	1,025	0,964	1,30	0,295	2,0	0,092
0,40	0,404	0,86	1,056	1,030	0,910	1,31	0,288	2,1	0,082
0,45	0,458	0,87	1,082	1,035	0,866	1,32	0,281	2,2	0,073
0,50	0,512	0,88	1,111	1,040	0,826	1,33	0,275	2,3	0,066
0,55	0,569	0,89	1,041	1,045	0,791	1,34	0,269	2,4	0,059
0,60	0,629	0,90	1,174	1,05	0,762	1,35	0,263	2,5	0,054
0,61	0,641	0,905	1,191	1,06	0,710	1,36	0,253	2,6	0,049
0,62	0,653	0,910	1,209	1,07	0,666	1,37	0,252	2,7	0,045
0,63	0,666	0,915	1,229	1,08	0,628	1,38	0,247	2,8	0,041
0,64	0,679	0,920	1,250	1,09	0,596	1,39	0,242	2,9	0,038
0,65	0,692	0,925	1,272	1,10	0,568	1,40	0,237	3,0	0,035
0,66	0,705	0,930	1,295	1,11	0,542	1,41	0,232	3,5	0,025
0,67	0,719	0,935	1,319	1,12	0,519	1,42	0,227	4,0	0,018
0,68	0,793	0,940	1,345	1,13	0,498	1,43	0,222	4,5	0,014
0,69	0,747	0,945	1,374	1,14	0,479	1,44	0,218	5,0	0,0107
0,70	0,761	0,950	1,404	1,15	0,461	1,45	0,214	6,0	0,0070
0,71	0,776	0,955	1,438	1,16	0,445	1,46	0,210	8,0	0,0035
0,72	0,791	0,960	1,476	1,17	0,430	1,47	0,206	10,0	0,0018
0,73	0,806	0,965	1,518	1,18	0,416	1,48	0,202		
0,74	0,822	0,970	1,566	1,19	0,402	1,49	0,198		
0,75	0,838	0,975	1,623	1,20	0,389	1,50	0,194		
0,76	0,854	0,980	1,692	1,21	0,376	1,55	0,178		
0,77	0,871	0,985	1,782	1,22	0,365	1,60	0,164		

Т а б л и ц а 7. Коэффициент шероховатости n открытых русел [45]

Род стенки	n	$1/n$
Весьма тщательно остроганные доски, хорошо пригнанные	0,009	111,1
Строганные доски. Штукатурка из чистого цемента	0,010	100,0
Цементная штукатурка (1/3 песка). Чистые (новые) гончарные, чугунные и стальные трубы, хорошо уложенные и соединенные	0,011	90,9
Нестроганные доски, хорошо пригнанные. Водопроводные трубы в нормальных условиях, без заметной инкрустации; весьма чистые водосточные трубы, весьма хорошая бетонировка	0,012	83,3
Тесовая кладка, весьма хорошая кирпичная кладка. Водосточные трубы в нормальных условиях; несколько загрязненные водопроводные трубы. Нестроганные доски, не вполне тщательно пригнанные	0,013	76,9
Загрязненные трубы (водопроводные и водосточные). Средняя кирпичная кладка. Бетонировка каналов в средних условиях	0,014	71,4
Грубая кирпичная кладка; каменная кладка (нетесовая) с чистой отделкой поверхностей при ровном постелистом		

Род стенки	п	1/п
камне. Чрезвычайно загрязненные водостоки. Брезент по деревянным рейкам	0,015	66,7
Обыкновенная бутовая кладка в удовлетворительном состоянии. Старая (расстроенная) кирпичная кладка. Сравнительно грубая бетонировка. Гладкая, весьма хорошо разработанная скала	0,017	58,8
Каналы, покрытые толстым, устойчивым илистым слоем; каналы в плотном лессе и в плотном мелком гравии, затянутые сплошной илистой пленкой (однако в безукоризненном состоянии)	0,018	55,6
Очень грубая кладка; сухая кладка из крупных камней; булыжная мостовая. Каналы, чисто высеченные в скале. Каналы в лессе, плотном гравии, плотной земле, затянутые илистой пленкой (в нормальном состоянии)	0,020	50,0
Мостовая из крупного рваного камня, с резко выступающими углами. Каналы в скале при посредственной обработке поверхности; каналы в плотной глине. Каналы в лессе, гравии, земле, затянутые несплошной (местами прерываемой) илистой пленкой. Большие земляные каналы, находящиеся в условиях содержания и ремонта выше средних	0,0225	44,4
Большие земляные каналы в средних условиях содержания и ремонта и малые — в хороших. Реки и ручьи в благоприятных условиях (со свободным течением, без засорения и значительных водорослей)	0,025	40,0
Земляные каналы: большие — в условиях ниже среднего, малые — в средних	0,0275	36,4
Каналы и реки в сравнительно плохих условиях (например, местами с водорослями и булыжником или заметно заросшие травой, с местными обвалами откосов и т. д.)	0,030	33,3
Каналы и реки, находящиеся в весьма плохих условиях, с неправильным профилем, значительно засоренные камнями, водорослями и пр.	0,035	28,6
То же, в исключительно плохих условиях (обломки скалы и крупные камни по руслу, густые корни, значительные промоины и обвалы, заросли камыша)	0,040	25,0

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Аверкиев А. Г., Макаров И. И., Синотин В. И.* Бесплотинные водозаборные сооружения.— Л.: Энергия, 1969.— 162 с.
2. *Автомобильные дороги: СНиП 2.05.02-85.*— М.: Стройиздат, 1986.— 56 с.
3. *Айрапетян Р. А.* Проектирование каменно-набросных и каменно-земляных плотин.— М.: Энергия, 1968.— 295 с.
4. *Бетонные плотины (на скальных основаниях) / М. М. Гришин, Н. П. Розанов, Л. Д. Белый и др.*— М.: Стройиздат, 1975.— 350 с.
5. *Водозаборные сооружения для водоснабжения из поверхностных источников / А. С. Образовский, Н. В. Ереснов, В. Н. Ереснов, М. А. Казанский.*— М.: Стройиздат, 1976.— 367 с.
6. *Рекомендации по гидравлическому расчету водосливов. Прямые водосливы: В 2 ч.— Л.: Энергия, 1974.— Ч. 1.— 57 с.*
7. *Волков И. М., Кононенко П. Ф., Федичкин И. К.* Гидротехнические сооружения.— М.: Колос, 1968.— 361 с.
8. *Вопросы применения полиэтилена в конструкциях противофильтрационных устройств плотин из местных материалов.*— Л.: Энергия, 1967.— 92 с.
9. *Розанов Н. Н.* Плотины из грунтовых материалов.— М.: Стройиздат, 1983.— 296 с.
10. *Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования: СНиП II-50-74.*— М.: Стройиздат, 1975.— 24 с.
11. *Гидротехнические сооружения / Под ред. Н. П. Розанова.*— М.: Агропромиздат, 1985.— 430 с.
12. *Гидротехнические сооружения: В 2 ч. / Под ред. М. М. Гришина.*— М.: Высш. шк., 1979.— Ч. 1.— 614 с.
13. *Гидротехнические сооружения: В 2 ч. / Под ред. М. М. Гришина.*— М.: Высш. шк., 1979.— Ч. 2.— 335 с.
14. *Гулько Ф. Г.* Материалы по гидравлическим расчетам нижних бьефов водосливных бетонных и железобетонных гравитационных плотин, возводимых на не скальных основаниях.— Л.: Энергия, 1966.— 109 с.
15. *Данелия Н. Ф.* Водозаборные сооружения на реках с обильными донными наносами.— М.: Колос, 1964.— 330 с.
16. *Доценко Т. П., Канарский В. Ф.* Плотины и дамбы распластанного профиля.— М.: Энергия, 1975.— 145 с.
17. *Замарин Е. А., Фандеев В. В.* Гидротехнические сооружения.— М.: Колос, 1965.— 543 с.
18. *Замарин Е. А.* Проектирование гидротехнических сооружений.— М.: Сельхозгиз, 1961.— 226 с.
19. *Инструкция по проектированию отстойников и наносоперехватывающих сооружений для оросительных систем.*— М., 1977.— 30 с.
20. *Инструкция по проектированию низконапорных плотинных речных водозаборов оросительных систем.*— М., 1976.— 55 с.
21. *Кириенко И. И., Климук А. С.* Фронтальный водозабор с криволинейным карманом // Гидравлика и гидротехника.— К., 1983.— Вып. 37.— С. 80—85.
22. *Липкинд В. М.* Бетонные плотины гидроэлектростанций.— М.; Л.: Госэнергоиздат, 1956.— 256 с.

23. *Моисеев С. Н.* Каменно-земляные и каменно-набросные плотины.— М.: Энергия, 1970.— 224 с.
24. *Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85.*— М.: Стройиздат, 1976.— 29 с.
25. *Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов): СНиП 2.06.04-82.*— М.: Стройиздат, 1983.— 39 с.
26. *Нещипорович А. А.* Плотины из местных материалов.— М.: Стройиздат, 1973.— 320 с.
27. *Справочник проектировщика бетонных сооружений гидроэлектростанций / Под ред. Ю. Б. Мгалобелова и И. П. Сергеева.*— М.: Энергоатомиздат, 1985.— 240 с.
28. *Основания зданий и сооружений: СНиП 2.02.01-83.*— М.: Стройиздат, 1985.— 40 с.
29. *Основания гидротехнических сооружений: СНиП II-16-76.*— М.: Стройиздат, 1977.— 36 с.
30. *Перечень единиц физических величин, подлежащих применению в строительстве: СН 528-80.*— М.: Стройиздат, 1981.— 32 с.
31. *Плотины из грунтовых материалов: СНиП 2.06.05-84.*— М.: Госстрой СССР, 1985.— 31 с.
32. *Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений.*— М.: Стройиздат, 1983.— 360 с.
33. *Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения: СНиП II-55-79.*— М.: Стройиздат, 1980.— 41 с.
34. *Проектирование гидротехнических сооружений / И. М. Волков, П. Ф. Кононенко, И. К. Федичкин и др.*— М.: Колос, 1977.— 384 с.
35. *Проектирование речных гидроузлов на некаральных основаниях / А. П. Вошинин, М. М. Гришин, В. П. Лихачев и др.*— М.: Энергия, 1967.— 263 с.
36. *Рекомендации по проектированию обратных фильтров гидротехнических сооружений: П-92-80.*— Л.: ВНИИГ, 1981.— 101 с.
37. *Рекомендации по проектированию плотинных водозаборов.*— М.: Союзводпроект, 1978.— 180 с.
38. *Руководство по гидравлическим расчетам речных гидроузлов.*— М.: Союзводпроект, 1980.— 138 с.
39. *Рекомендации по расчету местных размывов русел, сложенных из некаральных грунтов: П-90-80.*— Л.: ВНИИГ, 1981.— 37 с.
40. *Руководство по определению нагрузок и воздействий на гидротехнические сооружения (волновых, ледовых и от судов): П-58-76.*— Л.: ВНИИГ, 1977.— 310 с.
41. *Слисский С. М.* Гидравлические расчеты высоконапорных гидротехнических сооружений.— М.: Энергия, 1979.— 331 с.
42. *Мелиоративные системы и сооружения: СНиП 2.06.03-85.*— М.: Стройиздат, 1986.— 24 с.
43. *Специальные водозаборные сооружения / Ф. И. Бондарь, Н. В. Ереснов, С. И. Семенов, И. Е. Суров.*— М.: Госстройиздат, 1963.— 364 с.
44. *Справочник по гидравлике / Под ред. В. А. Большакова.*— К.: Вища шк. Головное изд-во, 1984.— 343 с.
45. *Справочник по гидравлическим расчетам / Под ред. П. Г. Киселева.*— М.: Энергия, 1975.— 309 с.
46. *Справочник проектировщика. Гидротехнические сооружения.*— М.: Стройиздат, 1983.— 534 с.
47. *Строительство в сейсмических районах: СНиП II-7-81.*— М.: Стройиздат, 1982.— 48 с.
48. *Иванов П. Л.* Грунты и основания гидротехнических сооружений.— М.: Высш. шк., 1985.— 250 с.
49. *Строительство противодиффузионных пленочных экранов грунтовых гидротехнических сооружений: Обзор. информ. // Энергетика и электрификация. Сер. Гидроэлектростанции.*— М., 1982.— Вып. 3.— С. 19—20.

50. *Фролов Н. Н.* Проектирование оснований и фундаментов сооружений гидромелиоративных систем.— М.: Колос, 1983.— 269 с.
51. *Химерик Ю. А.* Проектирование и расчет гидротехнических сооружений.— К.: Вища шк. Изд-во при Киев. ун-те, 1961.— 362 с.
52. *Чугаев Р. Р.* Гидротехнические сооружения: В 2 ч.— М.: Агропромиздат, 1985.— Ч. 1: Глухие плотины.— 317 с.
53. *Чугаев Р. Р.* Гидротехнические сооружения: В 2 ч.— М.: Агропромиздат, 1985.— Ч. 2: Водосливные плотины.— 301 с.
54. *Чугаев Р. Р.* Подземный контур гидротехнических сооружений.— Л.: Энергия, 1974.— 238 с.
55. *Чугаев Р. Р.* Гидравлика (техническая механика жидкости).— Л.: Энергоиздат, 1982.— 672 с.
56. *Чугаев Р. Р.* Земляные гидротехнические сооружения.— Л.: Энергия, 1967.— 455 с.

ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

А

- Активная зона фильтрации 61, 190
- Анкеры 127
- Аппаратура контрольно-измерительная 133
- Аэрация потока 34

Б

- Банкет дренажный 42, 43
- Берма 20
- Бетоны 13
- Быки 112, 128, 165, 211, 213
- Быстротоки 83
- с искусственной шероховатостью 89

В

- Выраж 221, 238
- Водное хозяйство 5
- Водобой 114, 127, 169
- Водозаборные сооружения 202
- бесплотинные нерегулируемые 206
- боковые 213
- двусторонние 217, 219
- донно-решетчатые 209
- многоголовые 206
- плотинные 209
- регулируемые 206
- с вертикальным расслоением потока 218
- с донными промывными галереями 213
- с криволинейным карманом 221
- с наносоперехватывающими галереями 215, 219
- фронтальные 218
- Водоотребление 202
- Водоприемники 204, 210, 213, 233, 238
- Водосбросы 75, 78
- башенные 110
- сифонные 103
- трубчато-ковшовые 105
- шахтные 98
- Водослив 76, 81, 85, 105, 125
- вакуумный 125
- практического профиля 79
- с широким порогом 81, 224
- фронтальный 79
- Водосливающая плотина 122, 125, 127, 164

- поверхность 127, 162
- Водосливной оголовок 126
- Водосливные отверстия 136, 173
- Водоснабжение 203
- Водоспуски 75, 112
- Водоупор 61, 157, 190
- Волны 123
- ветровые 22, 147
- сейсмические 124
- Воронка размыва 96, 97
- Выбор удельного расхода 137
- Выбор грунта 160

Г

- Галереи
- промывные 213, 220, 233
- смотровые 132
- Гасители энергии 169, 174
- Гидротехнические сооружения
- водного транспорта 5
- — водозаборные 5
- — водоподпорные 5
- — водопроводящие 5
- — водопропускные 5
- — гидромелиоративные 5
- — гидроэнергетические 5
- — для водоснабжения 5
- — для рыбного хозяйства 5
- — общие 5
- — регуляционные 5
- — специальные 5
- Гидроузлы 5
- Гидросистемы 6
- Глубина размыва 97, 144, 181
- Градиенты напора фильтрационного потока
- максимальный выходной 192
- местные критические 13, 192
- осредненные критические 136
- средние (контролирующие) 61, 62, 191
- Гребень плотин
- грунтовых 20
- гравитационных 123
- Глубины затопляющие 175, 176, 178, 180
- Д
- Давление гидродинамическое 146
- гидростатическое 66, 146

— взвешивающее 147
— поровое 71
— фильтрационное 66, 147
Дамбы струенаправляющие 230
Депрессионные кривые 49, 65, 69
Диафрагма в земляной плотине 17
— в водоприемнике 208
Длина крепления русла 180
Дренаж основания 123, 130, 161
— комбинированный 44
— наклонный 43
— тела плотины 123, 132, 133
— трубчатый 44

З

Завеса противофильтрационная 18, 123, 130
— цементационная 130
Заглубление водоупора расчетное 61, 190
Заложение откоса 20
Замок в основании земляной плотины 18
Земляные насыпные плотины
— однородные 15, 16, 50
— с диафрагмой 17
— с жестким экраном 17
— с пластичным экраном 15, 18, 52
— с пленочными устройствами 17
Зубья бетонные 160, 182

К

Кавитация 177, 179
Канал подводящий 78, 79
— отводящий 78, 79
— соединительный 78, 79
Класс капитальности 6, 7, 8
Ковш предохранительный 173, 183
Колодец водобойный 86, 92, 105, 117
Консольный перепад 94
Контур плотины подземный 188
Коэффициент сочетания нагрузок 9, 153
— безопасности по материалам 9
— надежности 9, 153
— перегрузки 9
— условий работы 9, 153, 199
— фильтрации 12, 158
Крепление откосов 27, 30, 33

Л

Лоток 84, 94, 221

М

Метод коэффициентов сопротивления 188
— контролирующего градиента 61, 191
— линейной контурной фильтрации 118

Н

Наброска каменная 115, 173
Нагон воды 22, 25
Нагрузки и воздействия 5, 6
Накат волны 22, 24
Носок-трамплин 142, 143

О

Оголовки быков 114
Осадка плотины и основания 26
Основания скальные 122
— нескальные 156
Откосы пляжные 35
Открылки сопрягающие верховые 165
— — низовые 167

П

Паралет 26
Перемычки 6
Перепады 22
— консольные 24
Подготовка под крепление откосов 39
Понуры 112, 114, 158
Противодавление фильтрационное 147
Профиль гравитационной плотины теоретический 123
— реальный 123
Прочность плотин 153, 198
Прыжок гидравлический 118, 175

Р

Растекатели 180
Расходы максимальные расчетные 7, 8
— руслоформирующие 229
Решетки сороудерживающие 209, 214, 220
Рисберма 114, 115, 171, 173

С

Сдвиг плотины 155, 156
— глубинный 201
— плоский 199
— смешанный 201
Сетка гидродинамическая 52
Сопряжение гравитационных плотин с основанием и берегами 129, 165
Сопряжение грунтовых плотин с основанием и берегами 41
Сочетание нагрузок 11
Стенка водобойная 174

Т

Толщина водобоя 170
Толщина фильтра 49
Трансформация паводка 136
Транспортирующая способность потока 237

У
Уплотнение швов плотины 134, 164, 165
Уровень нормальный подпорный (НПУ) 9
— форсированный (ФПУ) 9

Ф
Фильтры обратные 44
Фильтрационная прочность грунта об-
щая 61, 62, 191
— — — местная 191, 192
Флотбет 112, 115

Ц
Цементация укрепительная 123, 129, 130

— связующая 123, 129, 130
Циркуляция поперечная 213, 217, 219

Ш
Шаги деформационные 128, 133, 164
Шероховатость 24, 89
Шпора 166, 167
Шпунт водобойный
— королевый 114, 160
— понурный 114, 160

Э
Экран
— пластичный 15
— жесткий 17

Я
Ядро 17, 19, 51, 52

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Общие положения и расчетные данные	5
Глава первая. Земляные насыпные плотины	14
1.1 Типы плотин	14
1.2. Выбор основных размеров профиля плотин	19
1.2.1. Очертание откосов	19
1.2.2. Гребень плотин	20
1.2.3. Крепление откосов	27
1.2.4. Подготовка под крепление откосов	39
1.3. Сопряжение тела плотины с основанием, берегами и сооружениями из других материалов	41
1.4. Дренажи и обратные фильтры плотин	42
1.5. Фильтрационные расчеты плотин	49
1.6. Расчет фильтрационной прочности плотин и их оснований	61
1.7. Расчет устойчивости откосов плотин	62
1.8. Влияние на устойчивость откосов порового давления и сейсмических сил	71
1.9. Расчет устойчивости защитного слоя и экрана плотин	73
Глава вторая. Водопрopusкные сооружения при глухих плотинах	75
2.1. Классификация и предъявляемые требования	75
2.2. Открытые береговые водосбросы	76
2.2.1. Состав сооружений	76
2.2.2. Выбор оси водосбросного тракта	76
2.2.3. Подводящий, соединительный и отводящий каналы	78
2.2.4. Фронтальный водослив	79
2.2.5. Траншейный водосброс	80
2.2.6. Быстротоки	83
2.2.7. Быстротоки с искусственной шероховатостью	89
2.2.8. Перепады	92
2.2.9. Консольные перепады	94
2.3. Закрытые водосбросы	98
2.3.1. Шахтные водосбросы	98
2.3.2. Сифонные водосбросы	103
2.3.3. Трубчато-ковшовые водосбросы	105
2.3.4. Башенные водосбросы	110
2.4. Открытые и закрытые водоспуски	112
2.4.1. Открытые водоспуски	112
2.4.2. Трубчатые водоспуски	120
Глава третья. Гравитационные плотины на скальных основаниях	122
3.1. Конструкции плотин	122
3.1.1. Поперечные профили	122
3.1.2. Гребни плотин	123
3.1.3. Водосливы и водобои	125
3.1.4. Быки плотин	128
3.1.5. Сопряжение с основанием	129
3.1.6. Противофильтрационные устройства	130
3.1.7. Конструктивные швы и их уплотнение	133
3.2. Гидравлический расчёт плотин	136

3.2.1. Определение размеров водосливных отверстий	136
3.2.2. Сопряжение бьефов	141
3.3. Статические расчеты плотин	144
3.3.1. Общие сведения	144
3.3.2. Определение действующих нагрузок	145
3.3.3. Расчет прочности	153
3.3.4. Расчет устойчивости	155
Глава четвертая. Гравитационные плотины на нескальных основаниях	156
4.1. Конструкции плотин	156
4.1.1. Схемы подземного контура	157
4.1.2. Понуры	158
4.1.3. Шпунты, зубья, завесы	160
4.1.4. Дренаж основания	161
4.1.5. Поперечные профили плотин	162
4.1.6. Конструктивные швы и их уплотнение	164
4.1.7. Быки и сопрягающие сооружения	165
4.1.8. Устройства нижнего бьефа	169
4.2. Гидравлический расчет плотин	173
4.2.1. Определение размеров водосливных отверстий	173
4.2.2. Расчет водобойной стенки	174
4.2.3. Расчет прорезной водобойной стенки	178
4.2.4. Расчет гасителя-растекателя	180
4.2.5. Определение размеров крепления дна в нижнем бьефе	180
4.3. Фильтрационный расчет подземного контура	188
4.4. Статический расчет плотин	195
4.4.1. Определение действующих нагрузок	195
4.4.2. Определение контактных напряжений и расчет прочности	196
4.4.3. Расчет устойчивости плотин	199
Глава пятая. Водозаборные сооружения	202
5.1. Общие сведения	202
5.2. Бесплотинные водозаборы	206
5.3. Плотинные водозаборы	209
5.3.1. Донно-решетчатые водозаборы	209
5.3.2. Боковые водозаборы	213
5.3.3. Фронтальные водозаборы	218
5.4. Гидравлические расчеты водозаборных сооружений	222
5.4.1. Определение глубины воды перед бесплотинными водозаборами	222
5.4.2. Расчет водоприемников бесплотинных водозаборов	224
5.4.3. Расчет водоприемников плотинных водозаборов	227
5.4.4. Регулирование русел у плотинных водозаборов	228
5.4.5. Расчет водоприемной галереи донно-решетчатого водозабора	230
5.4.6. Расчет промывных галерей водоприемников	233
5.4.7. Расчет промывных карманов	235
Приложения	241
Список использованной литературы	246
Предметный указатель	249

Учебное пособие

Игорь Иванович Кириенко
Юрий Андреевич Химерик

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

Проектирование и расчет

Редактор *В. В. Тронько*
Переплет художника *Л. Г. Диденко*
Художественный редактор *Г. С. Муратова*
Технический редактор *А. И. Омоховская*
Корректор *Бей И. Е.*

Информ. бланк № 9698

Сдано в набор 31.12.86. Подп. в печать 30.11.87. БФ 29232.
Формат 60×90/16. Бумага типогр. № 2. Лит. гарн. Вмс.
печать. Печ. л. 16. Кр.-отт. 16,25. Уч.-изд. л. 17,21.
Тираж 7000 экз. Изд. № 7675. Зак. 594. Цена 75 к.

Главное издательство издательского объединения «Ви-
ща школа», 252054, Киев-54, ул. Гоголевская, 7.

Белоцерковская книжная фабрика,
256400, Белая Церковь, ул. Карла Маркса, 4.

**В Головном издательстве
издательского объединения
«Выща школа»
в 1988 году выйдут в свет
новые книги:**

Бабич Е. М. Конструкции из легких бетонов на пористых заполнителях: Учеб. пособие.— К.: Выща шк. Головное изд-во, 1988 (I).— 12 л., ил. — (В пер.): 60 к. 3 500 экз.

Даны сведения о видах заполнителей, структуре, прочностных и деформативных характеристиках легких бетонов. Приведены примеры расчета основных элементов конструкций из легких бетонов в соответствии с новыми нормами. Проанализированы особенности поведения легких бетонов в агрессивной среде и изложены требования, предъявляемые к конструкциям из них. В конце книги приведены справочные материалы, необходимые для расчета и конструирования элементов из этих бетонов.

Для студентов вузов, обучающихся по специальностям «Промышленное и гражданское строительство», «Сельскохозяйственное строительство».

Василенко А. А. Водоотведение. Курсовое проектирование: Учеб. пособие.— К.: Выща шк. Головное изд-во, 1988 (III). — 15 л., ил. — (В пер.): 65 к. 10 000 экз.

Изложена методика проектирования сетей водоотведения и очистных сооружений на них, методы очистки сточных вод, компоновка и расчет очистных сооружений, методика технико-экономических расчетов. Даны рекомендации по курсовому проектированию. В расчетах учтены все требования новых нормативных документов. Рассматривается выбор метода очистки и типов очистных сооружений. Приведены сведения, необходимые для расчета на ЭВМ сетей и сооружений водоотведения, описаны принципы создания САПР водоотведения.

Для студентов вузов, обучающихся по специальности «Водоснабжение и канализация».

Железобетонные конструкции многоэтажных зданий: Наглядное пособие / Рук. авт. кол. Л. В. Кузнецов.— К.: Выща шк. Головное изд-во, 1988 (IV).— 30 л.: ил. — 6 р. 7 800 экз.

На 20 плакатах (формат 60×90) и в методических указаниях к ним показаны и охарактеризованы новейшие конструкции железобетонных каркасных многоэтажных зданий. Показаны способы армирования и распределения арматуры в конструкциях, а также расчетные схемы элементов железобетонных конструкций.

Для студентов вузов, учащихся техникумов и профтехучилищ строительного профиля. Могут быть использованы на курсах повышения квалификации рабочих стройиндустрии.

Уважаемые товарищи!

Эти книги можно заказать в магазинах облкниготоргов и облпотребсоюзов, а также в специализированном магазине «Книга — почтой» (252117, г. Киев-117, ул. Попудренко, 26).