ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ

УДК 626/075.81

От издательства

Последнее издание курса «Гидротехнические сооружения» вышло в 1960 г. За четыре прошедших года вошли в практику новые Строительные нормы и Правила и Технические условия проектирования отдельных гидротехнических сооружений. В соответствии с этим в настоящее издание внесены необходимые исправления, а также дополнения, вызванные развитием гидротехнической науки за последние годы.

В книге использованы единицы измерения Международной системы единиц измерения (СИ). Они выписаны параллельно измерениям в МКГСС.

Как и в предыдущем издании, профессором *Е. А. Замариным* написаны введение и главы 1—15, 17, 21, 22, 27—35, а доцентом *В. В. Фандеевым* — главы 16, 18—20, 23—26.

В процессе подготовки издания текст глав, написанных *Е. А. Замариным*, был дополнен и уточнен материалами и данными, появившимися после его смерти.

Издание подготовлено профессором *П. И. Шипенко* — введение и главы 1—3, 12—15, 27—29; доцентом *С. И. Кобеком* — главы 4, 5 (§ 1—3), 6; доцентом *В. В. Фандеевым* — главы 5 (§ 4), 7—11, 17, 21, 22, 30—35.

Книга рассчитана на студентов гидромелиоративных вузов и факультетов, а также на специалистов, работающих в области гидротехники.

Отзывы о книге и пожелания просим направлять по адресу: Москва, К-31, ул. Дзержинского, 1/19, издательство «Колос».

ЧАСТЬ ПЕРВАЯ

Введение

Глава 1

Краткий исторический обзор развития советской гидротехники

§ 1—1. ГИДРОТЕХНИКА И ЕЕ ЗАДАЧИ

1. Гидротехника — наука об использовании водных ресурсов (рек, озер, морей, подземных вод) для различных хозяйственных целей, о борьбе с вредным воздействием воды (поверхностной и грунтовой) на природные и хозяйственные условия районов (размывы, затопления, заболачивания) и о гидросооружениях, применяемых для этих целей.

Основными задачами гидротехники являются: использование энергии воды (гидроэнергетика); использование речных, озерных и морских вод для судоходства и лесосплава; орошение и обводнение земель; отвод избыточных вод с территорий (осушение); водоснабжение и канализация населенных пунктов и промышленных предприятий; борьба с разрушительным действием воды (наводнениями, смывами и размывами плодородных почв); использование воды для рыбного хозяйства; создание водных преград (противопожарные водоемы, временное затопление местности и пр. для оборонных целей).

В условиях социалистического планового хозяйства необходимо проведение комплекса водохозяйственных мероприятий, который дает возможность использовать водные ресурсы одновременно для целей энергетики, ирригации, улучшения судоходства и пр.

Гидротехника характеризуется большим разнообразием сооружений и конструкций, применяемых для решения столь обширных и сложных задач.

Гидротехнические сооружения по условиям работы отличаются от других инженерных сооружений сложностью комплекса действующих на них сил: гидростатического и гидродинамического давлений (воды, наносов, льда).

Гидродинамическое давление возникает при движении воды, действии ветровых волн, гидравлическом ударе и в сейсмических районах в результате землетрясений.

Гидродинамическое давление создается также водой, фильтрующейся через сооружение и его основание. Течение воды с большими скоростями, особенно при наличии наносов, истирает каменные и бетонные поверхности сооружений, вызывает размывы оснований. При больших скоростях потока в сооружениях, работающих в условиях вакуума, вследствие возникновения кавитационной эрозии происходит разрушение бетона. В свою очередь, гидросооружения оказывают резкое воздействие на режим рек, на движение грунтовых вод, на устойчивость и прочность русла.

Гидротехника разрабатывает методы расчета, проектирования, конструирования, возведения и эксплуатации гидросооружений, а также регулирования речного стока и способы защиты территорий от вредного воздействия потоков.

Гидросооружения теснейшим образом связаны с топографическими, геологическими и гидрологическими условиями местности. Правильно запроектированное и построенное гидросооружение должно быть «вписано» в местность так, чтобы изменения природных процессов, которые могут быть вызваны гидросооружением, протекали бы без нарушения его устойчивости.

Глубокое и тщательное изучение и анализ местных условий на основе специальных изысканий и исследований является основным требованием гидротехники, обеспечивающим правильный выбор типов гидросооружений и их необходимую устойчивость при минимальных строительных затратах.

Гидротехника как прикладная наука опирается на гидравлику, гидромеханику, гидрологию, строительную механику и механику грунтов, инженерную геологию и др.

Гидротехника использует положения и выводы математической физики в области управления водным потоком. С этой точки зрения гидротехнику следует рассматривать как теоретическую и экспериментальную науку.

Теория гидротехники, построенная на принципах математики и механики, требует выявления ряда физических характеристик (констант) изучаемых объектов путем постановки экспериментальных исследований (лабораторных или натурных, т. е. полевых). Требования строительства и производства при недостаточном развитии некоторых частей физики и математики заставляют искать решения ряда гидротехнических задач (главным образом в области взаимодействия вязкого потока и русла, в условиях пространственных течений) путем специальных экспериментальных исследований.

Получающиеся в результате таких исследований эмпирические зависимости могут иметь две формы выражения: в первой не соблюдаются и во второй соблюдаются условия однородности размерности обеих частей уравнения. Очевидно, что первая форма эмпирической зависимости имеет ограниченные рамки для своего практического использования (в условиях, аналогичных условиям эксперимента) и поэтому большого значения для развития науки не имеет.

Вторая форма, в которую входят константы — физические характеристики или их функциональные связи в виде простых однородных, одноразмерных зависимостей, имеет структуру гипотезы. Если действительность повседневно подтверждает такую гипотезу и выводы из нее, она становится законом. Блестящим примером такой гипотезы, ныне ставшей законом (принципом), является зависимость Дарси, найденная им для потока грунтовых вод.

Надо признать, что оба пути развития гидротехнической науки, и чисто теоретический и чисто экспериментальный, еще недостаточно уделяют внимания физической стороне изучаемых явлений. Происходит это, как указывалось выше, отчасти из-за отсутствия разработанных методов решения общих дифференциальных уравнений движения (Л. Эйлера, Шварца-Кристофеля) в заданных действительных пограничных условиях, а также из-за слабой изученности физической стороны явления. В последнем случае решение гидротехнических задач обычно направляется по пути теоретической механики, как более простому, хотя и менее точному.

§ 1—2. СОСТОЯНИЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЙ НАУКИ В ДОРЕВОЛЮЦИОННОЙ РОССИИ

Основоположником гидротехнического образования мелиоративной специальности была Петровская земледельческая и лесная академия, ныне Московская сельскохозяйственная академия им. К. А. Тимирязева, где в 1894 г. открылся инженерно-мелиоративный факультет. В 1907 г. при Донском и Петербургском политехнических институтах были открыты инженерно-строительные отделения (факультеты), выпускавшие инженеров-строи-

телей гидротехнической специальности, в том числе в области мелиорации. Однако выпуски были немногочисленными. Так, Петербургский институт выпустил в 1915 г. 4, а в 1916 г. — 7 инженеров. Инженеров-гидротехников, но не мелиоративной специальности выпускали и другие институты, например Петербургский институт инженеров путей сообщения, Киевский политехнический институт.

Курса гидротехнических сооружений как самостоятельного в то время не было; его элементы были включены в другие курсы (водные пути сообщения, водопроводы и канализация и др.). В 1898 г. в Академии был введен курс сельскохозяйственной гидротехники (проф. В. В. Подарев), но не было курса гидравлики, введенного по настойчивым требованиям студентов лишь в 1914 г. Курс гидросиловых установок в весьма сокращенном виде читался вместе с курсом гидравлики; курс мелиорации только начинал вводиться. Не было и учебников по гидротехнике, кроме курсов водных путей сообщения и водопроводов.

Учебник по мелиорации с освещением гидротехнических сооружений был составлен Е. А. Замариным с помощью В. Д. Журина и И. В. Зубова по двухлетней записи лекций проф. С. П. Максимова (в 1912—1913 гг.) с широким использованием технической русской, английской и немецкой литературы.

Учебные лаборатории в России имелись только по курсу гидравлики; гидротехнической, мелиоративной, насосной, гидросиловой лабораторий не было; в министерстве путей сообщения была небольшая русловая лаборатория (проф. В. Е. Тимонов).

Очевидно, что технических кадров даже для весьма скромных масштабов гидротехнического строительства того времени было недостаточно. Поэтому, когда стал намечаться некоторый сдвиг в развитии мелиорации, министерство земледелия и государственных имуществ в 1906—1912 гг. командировало нескольких инженеров (С. Ф. Островский, Н. Н. Епанчин, В. В. Чиков, Е. Е. Скорняков, Н. П. Синельников, В. Г. Глушков и др.) в США, Канаду, Египет, Индию, Италию, Францию для ознакомления с заграничным опытом. В результате командировок были составлены и опубликованы отчеты, содержавшие описание виденного, и те материалы по ирригации, которые были получены на местах. В то же время переведен и издан труд В. Бляя, Кеннеди и др., откуда в русскую практику вошли известный прием В. Бляя, формула Кеннеди.

Еще острее стоял вопрос о средних и низших технических кадрах. Средних и низших школ по мелиоративной гидротехнике не было.

Низший технический персонал представлен был арык-аксакалами и мирабами, в большинстве своем совершенно неграмотным. Для повышения квалификации низшего персонала, или, вернее, для сообщения ему самого ограниченного технического минимума, были сделаны попытки организации кратковременных курсов в зимний период. Такие курсы были, например, созданы при Общетуркестанской изыскательской партии, возглавлявшейся инж. П. М. Максимовым. На них изучались сведения по промеру русел, измерению скоростей поплавками, измерению уровней по рейкам, измерению расходов по водосливам (по таблицам), основы арифметики и др. Просмотренных и утвержденных программ занятий не было.

Не было и организованной подготовки научных кадров по гидротехнической специальности; при кафедрах оставлялись в индивидуальном порядке будущие научные работники; некоторые из них получали командировки за границу.

Подготовка инженеров по общеобразовательным и общетехническим дисциплинам была хорошей, по циклу специальных дисциплин — недостаточной; не было подготовки по исследовательским дисциплинам. В освоении и развитии науки инженеры были предоставлены самим себе. Насколько слабо была поставлена подготовка научных кадров в царской России, показывает пример старейшего инженерно-мелиоративного факультета Петров-

ской академии, где за 1894—1917 гг., т. е. за 24 года, были подготовлены по гидротехнике всего лишь один профессор и один доцент.

Интересно отметить, что за такой же срок (1918—1943 гг.) кафедрой гидротехнических сооружений Московского института инженеров водного хозяйства было подготовлено 5 профессоров, 3 доктора технических наук, 12 доцентов со степенью кандидата наук и 14 кандидатов наук.

Трудно было развивать науку, не имея лабораторий и опытно-полевых баз на строительстве при отсутствии в сущности и самого строительства (понимая его в наших, советских масштабах), а главное, не получая заданий по подготовке научных кадров со стороны правительства и частных строительных компаний.

Из хорошо поставленных исследовательских организаций следует отметить две — Гидрометрическую часть ОЗУ[1] (с 1910 г.) и Гидромодульную часть ОЗУ (с 1912 г.). Гидрометрические работы на крупных судоходных реках велись министерством путей сообщения; Гидрометрическая часть ОЗУ изучала водный режим крупных и мелких рек, преимущественно в областях осушения и орошения. Большое внимание уделялось изучению наносного режима, методике изучения состава наносов (непрерывный анализ механического состава наносов на телеграфной ленте по способу проф. В. Г. Глушкова), были созданы русловые станции у гг. Керки и Турткуля на Аму-Дарье.

В Ташкенте был построен кирпичный круглый тарировочный бассейн, замененный в 1927 г. бассейном специальной (не круглой) формы и линейным тарировочным бассейном, построенными Среднеазиатским опытно-исследовательским институтом водного хозяйства (ныне САНИИРИ).

Гидрометрические исследования велись на рр. Или, Чу, Сыр-Дарья, Нарын, Карадарья, Зеравшан, Кашкадарья, Аму-Дарья, Кура, Аракс, Рионн, Самур, Терек, на речках Черноморского побережья Кавказа и др. Гидрометрическая часть ОЗУ регулярно издавала обширные годовые отчеты своих трудов, представляющих значительный научный интерес.

Гидромодульная часть (А. Н. Костяков) вначале изучала преимущественно фактический гидромодуль в Средней Азии и Закавказье; в дальнейшем с открытием опытно-мелиоративных станций (в Голодной степи, в Иолотани — в Туркмении, на Мугани, на Тингуте Астраханской губернии, в Валуйках Самарской губернии) началось изучение оптимального гидромодуля, норм и сроков полива, техники полива. Так, И. С. Мастеровым на Тингутинской опытно-мелиоративной станции подробно изучалась техника полива по бороздам (длина борозд без сброса воды, глубина борозд и расстояния между ними и т. п.). Гидромодульная часть также ежегодно издавала обширные годовые отчеты о работах, представлявших известный научный интерес.

В 1914 г. была учреждена Механическая часть ОЗУ, на которую возложили разработку вопросов по механизации производства земляных работ. В том же году Механической частью были проведены подготовительные работы по выбору типов и заказу землечерпательных снарядов и экскаваторов для регулирования р. Ирпень, для осушительных работ в Псковской губернии, в Барабе Томской губернии, для очистки от наносных отложений Голодностепского канала, для расчистки русел в плавнях Дуная и др. Разразившаяся империалистическая война 1914 г. прервала деятельность Механической части.

Помимо рассмотренных частей, ОЗУ организовал отдельные научно-исследовательские отряды, изучавшие фактический гидромодуль, потери воды в каналах и речках, количество и состав взвешенных наносов, коэффициенты шероховатости и др. Недостатком исследовательских работ было отсутствие их координации, не было связи с другими научными и учебными

---

[1] ОЗУ — отдел земельных улучшений министерства земледелия и государственных имуществ.

учреждениями, итоги работ не обобщались. По-видимому, это обстоятельство явилось одной из причин учреждения при ОЗУ постоянного органа — Совещания по опытно-строительному делу, которое привлекло к работам по гидротехнике и строительству крупнейшие научные силы.

Большое внимание Совещание уделяло вопросам организации мелиоративно-гидротехнических изысканий, а с 1913—1914 гг. и вопросам конструкций гидротехнических сооружений; предусматривалось превращение учебных гидравлических лабораторий в исследовательские гидротехнические. Совещание в основном выполняло функции Научно-технического совета. Однако плодотворное развитие работ Совещания было сорвано разразившейся войной.

Важную роль в развитии науки играли съезды инженеров-гидротехников, созываемые ОЗУ. Интересно отметить, что на съездах поднимались вопросы, сохранившие свое актуальное значение и в наше время, например о кадастре гидротехнических сооружений, стоке с малых бассейнов, водном законодательстве и др. ОЗУ оказывал помощь районным мелиоративным съездам (Одесскому, Киевскому, Московскому, Новочеркасскому и др.), Совету мелиоративных съездов (в Петербурге).

Следует отметить систематическую и обстоятельную документацию технических работ в министерстве земледелия и государственных имуществ. Сюда относятся превосходные издания отчетов по заграничным командировкам, ежегодников, трудов съездов, трудов совещания по опытно-строительному делу, отчетов проектно-изыскательских контор по отдельным объектам (Чу, Голодная степь, Мургаб, Бараба), материалов по гидрометрической части, материалов по гидромодульной части и др.

Вопросы гидротехники изредка освещались в научных трудах институтов. Так, работа о циркуляции потока проф. И. С. Громеки была опубликована в трудах Казанского университета в 1881 г.; труд «Неравномерное установившееся движение в открытых руслах» проф. Б. А. Бахметева был опубликован в 1911 г. в «Известиях СПБ Политехнического института»; работа «Закон рассеяния энергии» (о газовой войне) проф. А. Я. Миловича была опубликована в 1915 г. в трудах Новочеркасского инженерно-мелиоративного института. Однако эти труды из-за малости тиража и других причин редко становились достоянием широких технических кругов. Так, упомянутая крупная научная работа проф. И. С. Громеки оставалась неизвестной около 50 лет; классические труды по гидродинамике проф. Н. Е. Жуковского, Д. К. Бобылева, С. А. Чаплыгина получили широкую известность лишь в наше, советское время.

Журналов по мелиоративной гидротехнике не было вовсе, иностранная литература была представлена главным образом по водопроводам; по мелиоративной гидротехнике было переведено и издано несколько книг, например Бляя, Флинна, Басселя, Шпётле, сборник статей по вопросам речного быта.

Отдельные труды, тоже немногочисленные, имели узко прикладное направление: по сельскохозяйственному водоснабжению (В. Н. Бельский), земляным плотинам (В. Н. Ростовцев), осушению (А. Д. Дубах, Р. Г. Спарро), о потерях на фильтрацию (К. М. Зубрик), об орошении на Мургабе (М. Н. Ермолаев), по сельскохозяйственным мелиорациям (А. Н. Костяков, Б. А. Шумаков), орошению и гидроэнергетике (Ф. П. Моргуненков), разработке и использованию торфа (И. И. Вихляев), о бетоне и его применении при устройстве водосливов и водоспусков (Р. П. Спарро). В некоторых трудах (акад. В. В. Бартольд «К истории орошения Туркестана», Е. В. Оппоков «Режим речного стока в бассейне верхнего Днепра», его же «Режим грунтовых вод в районе Полесья») освещались вопросы общего характера.

Лучше обстояло дело с литературой по водным путям; были изданы капитальные труды П. Т. Тяпкина по гидрометрии, исследования инж. Н. С. Лелявского и В. М. Лохтина о формировании руслового потока, Б. Н. Кандиба — о регулировании русел, Н. П. Пузыревского — о судоподъемниках, Ф. Г. Зброжека — по водным путям, А. Г. Нюрберга — по

портовым сооружениям; было издано более 40 выпусков «Материалов для описания русских рек и истории улучшения их судоходных условий», труды проф. В. И. Курдюмова по строительному делу и др.

Самой гидротехники как научной дисциплины о гидросооружениях и их системах, которыми достигается управление водным потоком во всех его формах (подземным, открытым, напорным и др.), не существовало, ее элементы были не систематизированы, слабо развиты и рассеяны по другим техническим дисциплинам. Курс мелиорации начал существовать как самостоятельный лишь с 1910—1911 гг., и сведения, сообщаемые в нем о мелиоративной гидротехнике, не выходили из рамок обычных данных для курса гидравлики. То же положение было и с гидросиловыми установками, рассматриваемыми лишь как промышленные; на сельскохозяйственные ГЭС не было даже намека.

Изучалось только городское и железнодорожное водоснабжение; о сельскохозяйственном водоснабжении не говорилось вовсе; все сведения о нем можно было получить только в технической литературе, в которой дальше срубовых колодцев и примитивных буровых дело не шло.

Строительство, в том числе и мелиоративное, велось вручную, и только с 1912 г. в ирригации (в Голодной степи) впервые стали применяться экскаваторы.

Самого курса организации и механизации строительных работ не было, его элементы были рассеяны по другим курсам. Так, производство земляных работ рассматривалось в курсе «Строительное искусство», работа экскаваторов, главным образом многоковшовых землечерпалок и землесосов, и очень бегло драглайнов и паровых лопат, освещались в курсе «Дноуглубительные работы» (в водных путях).

Об эксплуатации мелиоративных систем нигде не упоминалось, ничего о ней не говорилось и в других курсах.

§ 1—3. ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО В ДОРЕВОЛЮЦИОННОЙ РОССИИ

Показателем развития гидротехники до некоторой степени может служить объем произведенных мелиоративных работ. В царской России за более чем 50-летний период заново было орошено в Средней Азии и Закавказье около 250 тыс. *га*; в Поволжье, на Украине и в других областях — около 70 тыс. *га*. За этот же период было осушено, причем весьма разреженно и экстенсивно, около 1250 тыс. *га*.

Осушались только казенные и помещичьи земли, а также земли, предназначенные для переселенцев (Бараба); крестьянских земель было осушено меньше 1%, да и то лишь потому, что они были рядом с помещичьими.

Из крупных работ следует указать на две, выполненные Западной и Северо-западной экспедициями, которыми за 28 лет было осушено около 1 млн. *га*.

Все выполнявшиеся работы ставили задачу, связанную только с сельским хозяйством; задачи электрификации, использования каналов как водных путей, улучшения быта и пр.— полностью отсутствовали.

С 1906—1907 гг. министерство земледелия и государственных имуществ начало уделять внимание изыскательским работам, сбору и накоплению данных о естественноисторических характеристиках районов будущего орошения (гидрология, метеорология, топография, геология, почвы и др.). С 1908 г. такие работы были широко развернуты в бассейне Нарына — Карадарьи, в Фергане, Бухаре, в бассейне Сурхандарьи, в среднем течении Аму-Дарьи, в Хорезме, в бассейне Или, Чу, в Голодной степи, в Барабинской, Кулундинской, Семипалатинской, Койбальской (Енисейской губ.) степях, на рр. Алей, Каратал, Сыр-Дарья, Аракс, Чорох, Терек, Кубань, Салгир, Амур, на Дальнем Востоке, в Полесье, в Южном Крыму и др.

По ряду изыскательских объектов были составлены проекты, часть которых с теми или иными изменениями осуществлена в советское время, например Орто-Токойская плотина на р. Чу, Эрсаринский (Керкинский) канал из Аму-Дарьи, Фархадская плотина на р. Сыр-Дарье, Чумышская плотина на р. Чу, Рубцовская плотина на р. Алей, плотина на р. Чирчик в голове арыка Бос-Су, плотина на р. Салгир у Симферополя и др.

Сметы, план, программа работ изыскательских партий устанавливались Отделом земельных управлений министерства земледелия и государственных имуществ.

Правительственные ассигнования на мелиорацию до 1908 г. были весьма незначительными, далее они стали увеличиваться и к концу 1912 г. достигли 5 млн. рублей. Заметное увеличение ассигнований начинается с 1912 г., когда стали работать крупные изыскательские партии, проектные организации и ряд мелких строительств на западе и в центре России; так, на 1915 г. бюджет ОЗУ по Средней Азии и Закавказью был утвержден бюджетной комиссией Государственной думы в сумме 15 млн. рублей.

ОЗУ перестроил (фактически построил заново) 21 крупную ирригационную систему.

Остановимся кратко на строительстве водных путей и гидросиловых установок.

В России получило развитие крупное строительство водных путей; помимо Вышневолоцкой судоходной системы, при Петре I была соединена р. Ока (через ее приток р. Шать) с Доном через Иван-озеро; остатки полуразрушенных каменных судоходных шлюзов сохранились до нашего времени; были построены Приладожские каналы, каналы в Петербурге; близ г. Камышина сохранилась глубокая выемка (около 25 *м*) незаконченного строительством канала Волго-Дон через р. Иловлю.

Далее были построены водные системы: в 1784 г. Огинская (Неман — Днепр), в 1805 г.— Березинская (Днепр — Западная Двина), в 1810 г.— Мариинская (Волга — Шексна — Свирь — Нева), в 1811 г. — Тихвинская (Волга — Молога — Волхов — Нева), в 1828 г. — Северо-Двинская (Волга — Шексна — Сухона — Северная Двина), в 1840 г. — Августовская (Висла — Неман), в 1866 г. — Днепро-Бугская (Днепр — Висла) и др.

В дальнейшем было проведено шлюзование рр. Москвы, Оки, Северного Донца, частично Дона; накоплены большие и ценные материалы по обследованию крупных сибирских рек, а также Волги, Днепра, Северной Двины, Дона и др.; составлены, но не осуществлены проекты крупных водных соединений рек.

В области водных путей крупные работы были выполнены русскими учеными Н. П. Пузыревским, Е. В. Близняком, А. И. Фидманом, В. М. Родевичем, Н. С. Лелявским, В. Е. Тимоновым, В. М. Лохтиным, Н. Н. Жуковским и др.

Водная энергия преимущественно использовалась на десятках тысяч водяных мельниц; было построено несколько относительно крупных гидроэлектростанций с установленной мощностью около 9 тыс. *квт*, в том числе с наибольшей мощностью — Гиндукушская ГЭС («Государево имение» на р. Мургаб) 1550 *квт* и Саткинская ГЭС (на р. Сатке на Урале) 1200 *квт*. Были составлены проекты ГЭС на Днепре у гг. Запорожье и Кременчуг (Н. С. Лелявский, В. Е. Тимонов, Г. О. Графтио и др.), на рр. Волхове, Наровы, Вуоксы и др., однако проекты эти не были осуществлены.

ОЗУ издал ряд ценных работ, например сборник типовых сооружений, расчетные руководства, выпуск «Труды совещания по опытно-строительному делу», работу Р. П. Спарро (1908 г.), «Атлас чертежей водосливов и водоспусков при плотинах и колодцев для водоснабжения деревни» и др. Интересны отчеты гидромодульной и гидрометрической частей ОЗУ.

В отчетах экспедиций И. И. Жилинского были хорошо разработаны конструкции небольших земляных плотин, деревянных шлюзов, деревобутовых плотин, кирпичных сооружений, каменных и бетонных перепадов,

сбросов паводковых вод в обход сооружений, а также конструкции деревянных плотин.

Эти работы свидетельствуют о наличии крупных научных сил в России, но они были немногочисленны и разрозненны. Вследствие слабого развития гидротехнического строительства в условиях капиталистического строя царской России эти научные силы не могли на практике применить свои глубокие знания в этой области.

§ 1—4. РАЗВИТИЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА В СССР

В царской России орошалось около 4 млн. *га*, преимущественно в Средней Азии, Закавказье и очень немного в других областях (Северный Кавказ, Поволжье).

Площадь орошаемых земель в России в результате первой мировой и гражданской войн сократилась почти вдвое; на сохранившейся под орошением площади сооружения были полностью или частично разрушены, часть земель была заболочена, превращена в очаги развития тропической малярии; часть была засолена, т. е. так же непригодна для использования под сельскохозяйственные культуры.

Например, из 50 тыс. *га* орошаемых земель в Голодной степи сохранилось не более 12 тыс. *га*, а в Новоузенском уезде из 3 тыс. *га* сохранилось вполне пригодных под орошение земель около 200 *га* и условно пригодных 200—400 *га*.

Площадь посевов хлопчатника сократилась на 90%, а урожай хлопка составлял всего лишь несколько процентов от довоенного. В начале развития советской ирригации все внимание было сосредоточено на восстановлении существовавшего орошения.

Трудности в восстановлении ирригации были весьма велики вследствие послевоенной разрухи в промышленности и на транспорте, острой нехватки топлива, строительных материалов и инженерно-технических кадров.

Намеченный первой пятилеткой план восстановления 850 тыс. *га* используемых и создания 250 тыс. *га* новых орошаемых земель был успешно осуществлен. Сила советского строя, руководящая и организующая роль Коммунистической партии, энтузиазм советских людей преодолели все трудности. За годы первой пятилетки была не только восстановлена, но и увеличена вся прежняя орошаемая площадь; в значительной мере были ликвидированы заболачивание земель и очаги малярии.

Одновременно с восстановлением орошаемой площади в нашей стране была проведена большая работа по созданию обширной сети научно-исследовательских институтов, опытных мелиоративных станций и лабораторий, техникумов, высших учебных заведений в Средней Азии, на Кавказе, Украине, в Белоруссии, Заволжье и в других районах страны. Работа эта была проведена фактически заново, так как в царской России такие учреждения и учебные заведения насчитывались единицами.

В то время наша страна еще не была достаточно богата строительными материалами, поэтому новое ирригационное строительство развивалось в направлении рационализации существующих оросительных систем, постройки средних по размеру новых систем и внедрения планового водопользования с оптимальным режимом орошения. В результате к концу второй пятилетки общая площадь орошаемых земель превысила 5 млн. *га*. Но удельный вес каждого гектара уже был иной: если в царской России с одного гектара собирали в среднем 4—6 *ц* хлопка, то теперь в среднем сбор его достигал 10—12 *ц*, что позволило Советскому Союзу освободиться от импорта хлопка.

Больших успехов в области мелиоративных работ достигла наша страна и в третьей пятилетке. Основой этих достижений были индустриализация страны и коллективизация сельского хозяйства, осуществленные в предыду-

щих пятилетках, окрепшая и выросшая сеть научно-исследовательских учреждений, создание кадров инженеров, самоотверженный труд колхозников, нашедший свое выражение в новом социалистическом методе строительства — народном скоростном строительстве.

В период третьей пятилетки достижения советской гидротехники были ценными как с научной, так и с производственной стороны. Квалифицированные и многочисленные кадры мелиораторов-гидротехников получили возможность полностью применить свои знания и опыт в практике строительства. За период 1937—1940 гг. были закончены стройки, начатые во второй пятилетке. По примеру первенца народно-скоростного строительства — Большого Ферганского канала — широко развернулись народные стройки Кутулук, Самур-Дивичинский канал, Невинномысский канал, Тщикское водохранилище, Южный и Северный Ферганские каналы, Белорусские осушительные системы, начато строительство Большого Чуйского канала и плотины Каттакурганского водохранилища, Таш-Сакинского головного регулятора и др.

Крупнейший масштаб народных строек, их быстрота, новизна и оригинальность гидротехнических сооружений не имели прецедентов в развитии гидротехники ни у нас, ни тем более за границей.

К началу Великой Отечественной войны общая площадь орошаемых земель в СССР превысила 6 млн. *га*; орошение распространилось далеко за свои прежние границы. Советская страна не только перестала ввозить хлопок, но начала его вывозить. Осушаемые площади составляли 5,7 млн. *га*.

Великая Отечественная война вынудила сократить строительные работы.

Но несмотря на тяжелые условия военного времени, гидротехническое строительство и работа научно-исследовательских институтов продолжались. Шло строительство Большого Чуйского канала, было начато и закончено строительство Ташкентского канала, начата подготовка к строительству Большого Каракумского канала, закончена первая очередь Каттакурганского водохранилища, закончен Гиссарский канал и другие стройки.

С победоносным завершением войны наш народ перешел к мирному строительству. Послевоенный пятилетний план восстановления и развития народного хозяйства на 1946—1950 гг. был успешно выполнен советским народом, а важнейшие задания плана значительно перевыполнены. В кратчайшие сроки из руин встали в строй Днепровская плотина с повышенным напором, Днепрогэс им. Ленина, Беломорско-Балтийский канал, СвирьГЭС. В первую послевоенную пятилетку построены Невинномысский канал, Дальверзинская оросительная система, питающаяся из верхнего бьефа ФархадГЭС, Южный Голодностепский канал, Самгорская оросительная система, плотины водохранилищ Урта-Токой, Каттакурган; начато строительство Большого Каракумского канала, Большого Чуйского канала, Мингечаурской плотины, Кзыл-Ординской плотины.

27 июля 1952 г. был завершен строительством и открыт для эксплуатации Волго-Донской судоходный канал им. В. И. Ленина. Осуществилась многовековая мечта русского народа о соединении Волги с Доном. Теперь все моря, омывающие территорию европейской части СССР, связаны единой водно-транспортной системой.

Построены также Донской магистральный оросительный канал от головного водозаборного сооружения в плотине Цимлянского гидроузла и гидроэлектростанция.

Цимлянское водохранилище и оросительные каналы обеспечивают орошение 100 тыс. *га* засушливых земель в Ростовской области, а в дальнейшем будут орошены еще 650 тыс. *га* и обводнены 2 млн. *га* земель в засушливых и полупустынных районах Ростовской и Волгоградской областей.

Гидроэнергетическое строительство в нашей стране началось с постройки небольшой сельской Ярополецкой ГЭС (близ Москвы), пущенной в эксплуатацию 14 ноября 1920 г. По предложению В. И. Ленина была создана Государственная комиссия по электрификации России (ГОЭЛРО), разработавшая

план электрификации страны, утвержденный VIII Всероссийским съездом Советов в декабре 1920 г. По плану ГОЭЛРО, названному В. И. Лениным «второй программой партии», намечалось строительство 10 крупных гидроэлектростанций общей мощностью 640 тыс. *квт*.

В 1926 г. были построены Волховская и Земо-Авчальская ГЭС, в 1932 г. Днепрогэс им. В. И. Ленина, далее Туломская, Нива-ГЭС, Свирская ГЭС и др.

Закончены строительством и сданы в эксплуатацию такие крупные гидроэлектростанции, как Усть-Каменогорская на Иртыше, Мингечаурская, Камская, Каховская, Горьковская, Нарвская, Теребле-Рикская (Западная Украина), Бухтарминская (на Иртыше), Верхнесвирская, Дубоссарская (на Днестре), Угличская, Рыбинская, Кременчугская, Каунасская, Иркутская, Пермская и др.

На Волге вступили в строй крупнейшие в мире ГЭС им. В. И. Ленина и им. XXII съезда КПСС. Теперь по производству электроэнергии Советский Союз занял первое место в Европе.

Успешно ведется строительство новых гидроэлектростанций, в том числе таких крупных, как Братская (на Ангаре), Саратовская, Киевская, Нурекская, Красноярская (на Енисее) и др.

Велики также успехи нашей страны в строительстве водных путей: 3950 *км* глубоководных путей с крупными судоходными каналами связывают пять морей, омывающих границы Советского Союза.

В Программе Коммунистической партии Советского Союза, утвержденной XXII съездом КПСС, предусматривается дальнейшее повышение темпов гидроэнергетического и гидромелиоративного строительства на 1960—1980 гг. В течение 20 лет будет построено 180 крупных гидроэлектростанций на реках Сибири, Средней Азии и завершено строительство каскадов гидроэлектростанций на Волге, Днепре, Каме.

Площадь орошаемых земель с 9 млн. *га* намечено довести до 28 млн. *га*, главным образом в республиках Средней Азии, в Закавказье, Поволжье, на юге Российской Федерации и Украинской ССР.

Наша страна, вступившая в период развернутого строительства коммунистического общества, уверенно идет по пути экономического расцвета, успешно решая под руководством Коммунистической партии Советского Союза основную экономическую задачу — в кратчайший срок догнать и перегнать наиболее развитые капиталистические страны по производству продукции на душу населения.

§ 1—5. РАЗВИТИЕ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЙ НАУКИ В СССР

В начале первой пятилетки, когда особенно остро чувствовались недостаток научных кадров и отсутствие опыта научно-исследовательской работы, значительное внимание было уделено созданию научных баз и подготовке научных кадров.

К концу первой пятилетки в Средней Азии было заново создано несколько крупных научно-исследовательских институтов, опытных станций, ряд учебных институтов и техникумов. Например, в Ташкенте, не имевшем ранее ни одного высшего учебного заведения и научно-исследовательского института, были созданы университет, транспортный, индустриальный, энергомеханический, ирригационный, геологоразведочный, сельскохозяйственные и другие институты, ряд техникумов, Научно-исследовательский институт водного хозяйства (ныне Среднеазиатский н.-и. ин-т водных проблем и гидротехники) с системой опытных станций, мощной тарировочной станцией, заводом по изготовлению научной аппаратуры, Научно-исследовательский институт почвоведения, Научно-исследовательский институт гидрогеологии и ряд других научных учреждений. Такое же развитие наука получила и в столицах других Среднеазиатских и Закавказских республик; в ряде районных центров страны были открыты техникумы.

В Москве был создан Всесоюзный научно-исследовательский институт гидротехники и мелиорации (ВНИИГиМ); такого же рода институты были открыты в Ленинграде (СевНИИГиМ), в Новочеркасске (ЮжНИИГиМ), в Киеве (УкрНИИГиМ), в Тбилиси (ЗакНИИ водного хозяйства), в Минске (ВНИИ болотного хозяйства), Институт гидротехники в Ленинграде (ВНИИГ), ныне им. Б. Е. Веденеева, Институт Водгео в Москве (Всесоюзный научно-исследовательский институт гидротехнических сооружений, гидрогеологии и водоснабжения) и ряд других. В 1929 г. была учреждена Всесоюзная ордена Ленина академия сельскохозяйственных наук им. В. И. Ленина.

В Москве на базе инженерно-мелиоративного факультета ТСХА в 1929 г. был открыт Институт инженеров водного хозяйства с мощной гидравлической лабораторией; такой же институт был открыт в Киеве; в Харькове был создан инженерно-мелиоративный институт; в Минске, в Гандже (Закавказье), в Архангельске были открыты инженерно-мелиоративные факультеты; все они имели гидротехнические лаборатории. В развитии советской гидротехники были всемерно использованы имеющиеся технические кадры; в помощь им были привлечены работники ряда других областей техники.

Широко использовался заграничный опыт гидротехнического строительства по литературным источникам, а также путем командирования советских инженеров за границу (США, Германия) и приглашения в Советский Союз иностранных специалистов-консультантов.

Однако применение заграничного опыта, полученного в иных (капиталистических) условиях производства, без должной критической оценки его, далеко не всегда приносило желаемые результаты. Например, проектирование и строительство сетевых сооружений по образцам типовых сооружений США нередко сводилось к их копированию, без должного анализа их работы. Лабораторные проверки работы таких сооружений в Научно-исследовательском институте водного хозяйства (Ташкент) выявили ряд существенных недостатков.

В период первой пятилетки в процессе строительства научно-исследовательских институтов и опытных станций, проектирования, производства и освоения опытной аппаратуры, выработки методики проведения научно-исследовательских работ широко развернулись полевые исследовательские экспедиционные (частные и комплексные) работы по изучению водных и земельных ресурсов, водного и наносного режимов потока, грунтовых вод и т. п.

Была широко развита гидрометрия с радиофикацией постов, доступных лишь в течение нескольких месяцев в году (Среднеазиатский научно-исследовательский институт водного хозяйства). Были проведены обширные работы по установлению потерь из каналов, условий незаиляемости их, определению коэффициентов шероховатостей, режима грунтовых вод и др.

За это же время были оборудованы временные (летнего типа) гидротехнические лаборатории (в Среднеазиатском и Тбилисском научно-исследовательских институтах водного хозяйства и др.), где проводились испытания работы проектируемых гидросооружений; начато было проектирование типовых массовых сооружений; освоено ценное наследие старой русской гидротехники.

В результате интенсивного развития и укрепления научных баз, пополнения их молодыми квалифицированными кадрами инженеров советская мелиоративная гидротехника прочно завоевала авторитет в гидротехническом строительстве, освободилась от слепого преклонения перед заграничным опытом, научилась всесторонне анализировать его. На развитие мелиоративной гидротехники оказал влияние рост других специальностей гидротехники.

В это время были начаты и завершены крупные гидротехнические стройки: Днепровская гидроэлектростанция им. В. И. Ленина, Балтийско-Беломорский канал, канал им. Москвы и ряд других важных объектов.

Начаты были изыскания для строительства крупнейших гидротехнических сооружений — Куйбышевского гидроузла, Соликамского гидроузла, для переустройства Верхней Волги и др.

Все эти работы велись с применением крупных гидротехнических, геотехнических и других лабораторий при участии мощных полевых исследовательских отрядов. Результаты их работ в значительной мере могли быть использованы в мелиоративной гидротехнике, тем более, что некоторые исследования проводились в научно-исследовательских институтах системы Наркомзема СССР.

Научно-исследовательские институты и лаборатории начали принимать широкое участие в мелиоративном строительстве, которое развертывалось во все более крупных масштабах. За это время построены плотины: Сардарабадская, Алхан-Чуртская, Малокабардинская, Каратальская, Верхнезеравшанская, Чуйская (у Чумыша); водозаборные сооружения строились на Кубани, Нарыне (Янги-Арыкское), Сыр-Дарье (Дальверзин) и др.

Советская гидротехника, освоив опыт старой русской и современной заграничной гидротехники, твердо стала на путь самостоятельного развития. Окрепшие и выросшие новые научные и производственные кадры, интенсивно работающая сеть научно-исследовательских институтов, широко развернувшееся гидротехническое строительство — все это способствовало успешному развитию гидротехнической науки в нашей стране. Было закончено строительство Вахшского водозаборного сооружения, завершено переустройство Голодностепского головного регулятора (с увеличением пропускной способности с 50 до 90 $м^3/сек$ и соответствующим армированием системы гидротехническими сооружениями; начато возведение Камыр-Раватской плотины; начато строительство оросительных систем в Заволжье, на Украине и осушительных в Белоруссии; закончено строительство нескольких ГЭС на ирригационных системах Узбекистана, Таджикистана, Казахстана, начато строительство Невинномысской системы, Чирчикского комбината, Таш-Кепринской плотины и ряда других объектов.

Успех гидротехнического строительства в СССР определяется не только количественными показателями, но и качественными изменениями, мощным развитием советской гидротехнической науки. Высокий технический уровень проектирования, строительства и эксплуатации современных гидросооружений выражается в совершенных компоновках гидроузлов, в разработке новых, более экономичных конструкций, в усовершенствованиях механического оборудования, в применении автоматики и т. д.

Советской гидротехникой разрешены проблемы строительства плотин на слабых основаниях, характерных для равнинных рек СССР (Рыбинская, Волжская им. В. И. Ленина, Волжская им. XXII съезда КПСС и др.). Разработаны новые типы плотин, судоходных шлюзов, оригинальные конструкции ГЭС, водозаборы для ирригации, отстойные сооружения для борьбы с наносами, внедрен новый метод регулирования потоков, созданы прогрессивные конструкции гидротехнических сооружений из сборного железобетона и др.

Большое развитие получили научные исследования в области инженерной гидравлики сооружений, теории фильтрации, механики грунтов, устойчивости и прочности сооружений, динамики русловых потоков.

Наряду с теоретическими исследованиями особое место заняли натурные и экспериментальные исследования сооружений, позволившие разработать новые типы сооружений, методы расчета и строительства.

За несколько десятилетий заново создана мелиоративная гидротехника, достигшая за годы Советской власти значительных успехов. Большую научную работу ведут академии, научно-исследовательские институты, кафедры вузов и их лаборатории, проводятся гидротехнические исследования на самих стройках. Гидросооружения отличаются технической новизной, отсутствием шаблона, в них отражены новаторские стремления и смелость советских ученых и инженеров. Разрешены сложные вопросы теории фильтрации, гидравлики турбулентных потоков, гашения энергии в нижнем бьефе сооружений, теории суффозионной и статической устойчивости оснований гидросооружений, теории прочности бетонных и железобетонных конструкций и т. д.

Различные природные особенности районов Советского Союза создают исключительно разнообразные условия строительства гидросооружений. На основе многолетнего опыта разработаны надежные и экономичные конструкции, отвечающие специфичности природных условий районов строительства.

Советская наука по праву гордится работами ученых, внесших крупный вклад в отдельные отрасли гидротехники.

Основоположниками советской гидротехники как науки являются Н. Е. Жуковский и Н. Н. Павловский. Первый не только создал аэродинамику, но и развил гидравлику и гидромеханику — теоретические основы гидротехники. Н. Н. Павловский в труде «Теория движения грунтовых вод под гидротехническими сооружениями и ее основные приложения» впервые дал строгий аналитический метод расчета напорной фильтрации и развил инженерную гидравлику. Большое развитие гидравлика открытых русел, гидравлика сооружений и теория фильтрации получили в работах П. Я. Кочиной, Е. А. Замарина, М. Д. Чертоусова, В. И. Аравина, С. Н. Нумерова, В. М. Макавеева, Р. Р. Чугаева и др.

Большой вклад внесен в теорию речных потоков М. А. Великановым, И. И. Леви, В. Н. Гончаровым, М. В. Потаповым. Новые и оригинальные решения в области теории гидротехнических сооружений и их оснований даны Н. М. Герсевановым, М. М. Гришиным, В. А. Флориным, Н. П. Пузыревским, В. П. Скрыльниковым и др.

Мощная научная база гидротехники, полная механизация и широкая индустриализация строительных процессов, обширное гидротехническое строительство по всей территории Советского Союза, неустанное внимание партии и правительства к этой важной отрасли народного хозяйства — твердая основа дальнейших успехов советской гидротехники.

Глава 2

Классификация и проектирование гидротехнических сооружений

§ 2—1. КЛАССИФИКАЦИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Изучение и разработка технических проблем и мероприятий по использованию водных ресурсов, строительство для этой цели различных сооружений и их эксплуатация составляют предмет **гидротехники**.

Инженерные сооружения, с помощью которых непосредственно осуществляются водохозяйственные мероприятия, называются **гидротехническими сооружениями**, или, сокращенно, гидросооружениями.

Комплекс гидросооружений, с помощью которых разрешаются различные стороны водохозяйственных задач в данном месте, называется **узлом гидротехнических сооружений**, или гидроузлом.

Советскую гидротехнику следует рассматривать как науку о комплексном использовании водных ресурсов в следующих отраслях водного хозяйства:

мелиорация — орошение земель в условиях недостаточного увлажнения, осушение заболоченных земель, мероприятия по борьбе с подтоплением земель;

обводнение пастбищ и водоснабжение сельскохозяйственного производства;

коммунальное и промышленное **водоснабжение и канализация**;

гидроэнергетика — преобразование на гидроэлектростанциях водной энергии в электрическую;

водный транспорт — речной, озерный и морской;

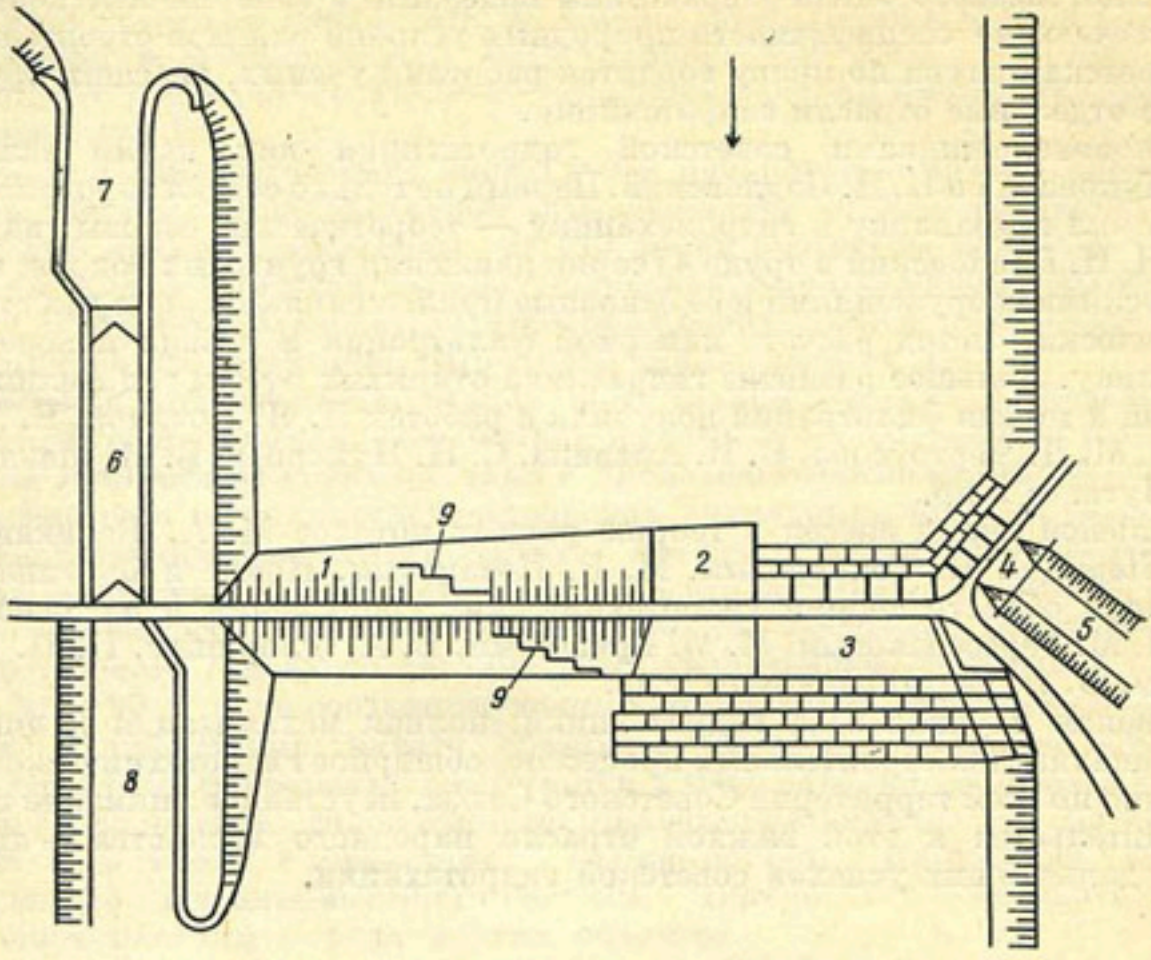


Рис. 2—1. План речного гидроузла:

1 — земляная плотина; *2* — гидроэлектростанция; *3* — водосбросная плотина; *4* — водозаборное сооружение; *5* — магистральный канал; *6* — судоходный шлюз; *7* и *8* — подводящее и отводящее русла; *9* — рыбоход.

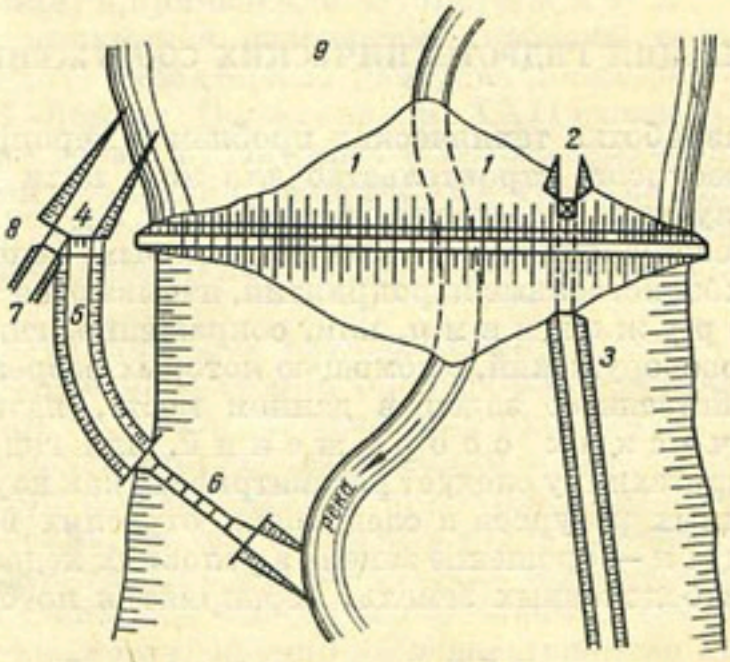


Рис. 2—2. План водохранилищного гидроузла на малой реке:

1 — земляная плотина; *2* — водозаборное сооружение; *3* — магистральный канал; *4* и *5* — водосбросное сооружение и канал; *6* — перепад; *7* и *8* — лиманный канал и регулятор; *9* — водохранилище.

рыбное хозяйство;

борьба с наводнениями, с размывами русла и берегов рек, с оврагами, с эрозией почв.

С помощью гидротехнических сооружений (ГС) управляют потоком, т. е. регулируют расходы воды в соответствии с потребностью в ней, скорости по величине и направлению, уровни, режим наносов, с целью получения на орошаемых или осушаемых землях высоких и устойчивых урожаев, а на гидроэлектростанциях наибольшей и устойчивой выработки гидроэлектроэнергии. Для систематизации и тем самым облегчения изучения ГС их группируют по ряду признаков: а) назначению, б) конструкциям, в) ответственности и срокам службы, г) капитальности.

Можно привести следующую классификацию гидротехнических сооружений.

Сооружения можно разделить на две группы: 1) речные и 2) внутрисистемные, т. е. расположенные на каналах оросительной, осушительной, обводнительной, гидросиловой и других системах, или, кратко, сетевые.

В группу речных сооружений (в общем случае) входят (рис. 2—1 и 2—2):

1) водопропускные и глухие плотины, береговые дамбы;

2) головной водозаборный регулятор, или водоподъемная установка;

3) сооружения гидроэлектростанций (рис. 2—5);

4) судоходные шлюзы, плотоходы, бревноспуски;

5) сооружения по борьбе с наносами (отстойники, промывники, струенаправляющие системы);

6) рыбоходы и рыбоподъемники;

7) берегоукрепительные и выправительные сооружения.

Общий комплекс сооружений называют речным узлом ГС, или, кратко, речным гидроузлом (рис. 2—1, 2—2 и 2—3), а комплекс сооружений, связанных с забором воды из реки (плотины, регулятор, отстойники, промывники),— водозаборным узлом ГС, или водозаборным гидроузлом.

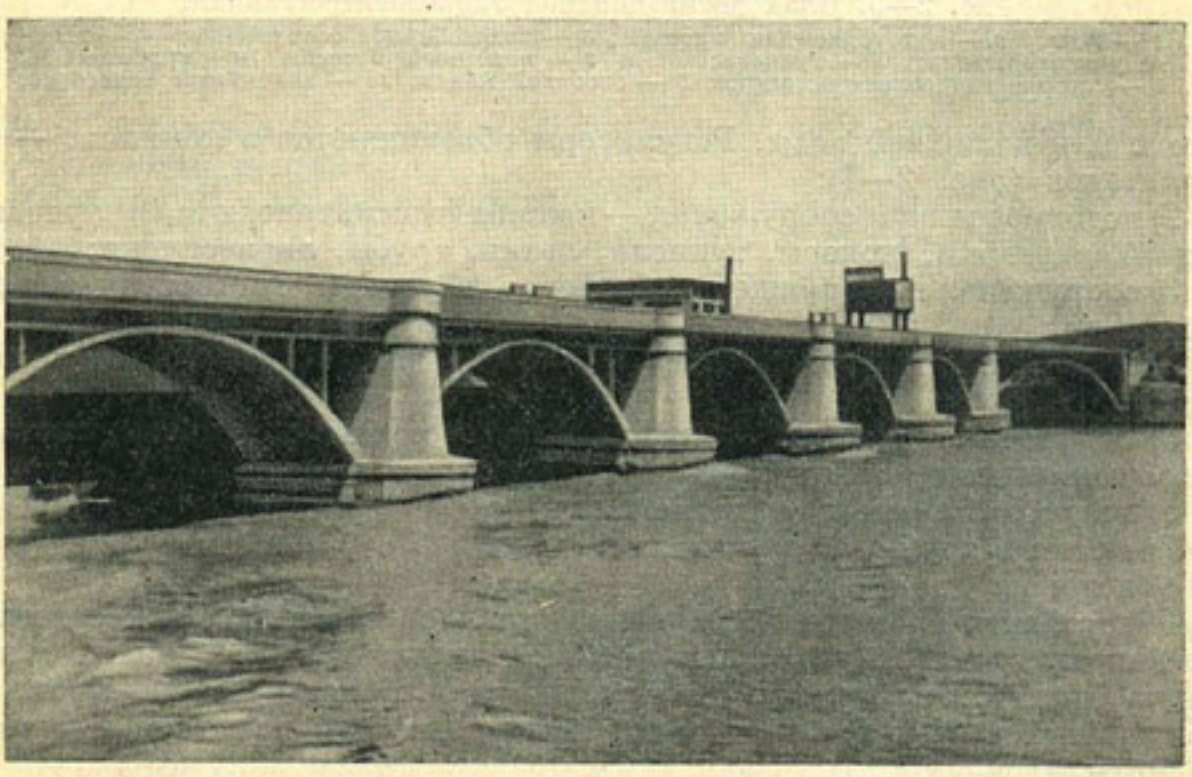


Рис. 2—3. Вид с верхнего бьефа на плотину с сегментными затворами:
справа — водозаборный пролет; речные пролеты плотины открыты.

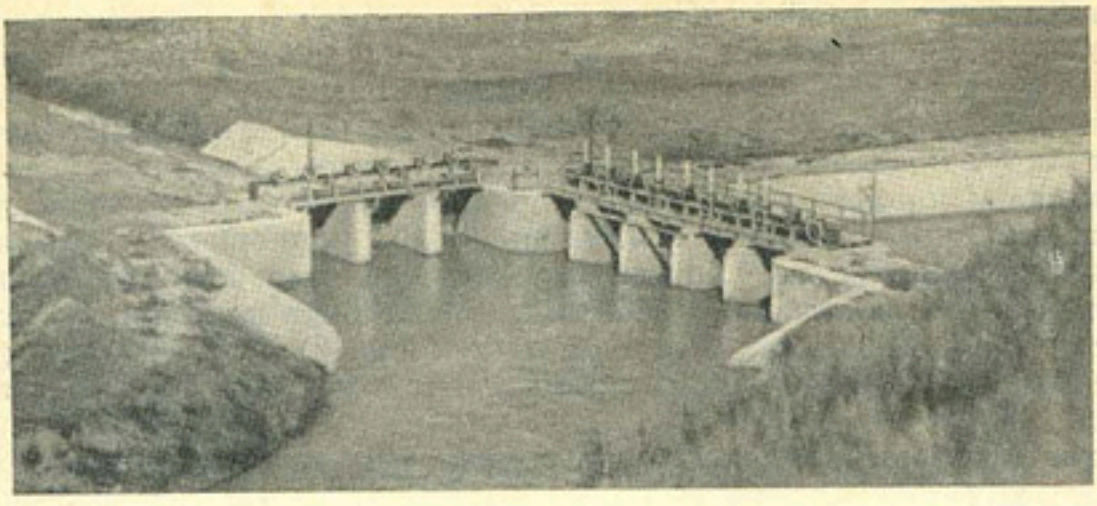


Рис. 2—4. Узел регуляторов на оросительном канале.

В группу сооружений на каналах входят:

1) регулирующие сооружения — водовыпуски (или регуляторы) (рис. 2—6, 2—7), вододелители (рис. 4—25), водомеры, предназначенные преимущественно для регулирования расходов воды; подпорные сооружения, предназначенные главным образом для регулирования горизонтов воды; сбросные сооружения, служащие для удаления воды при авариях на оросительной

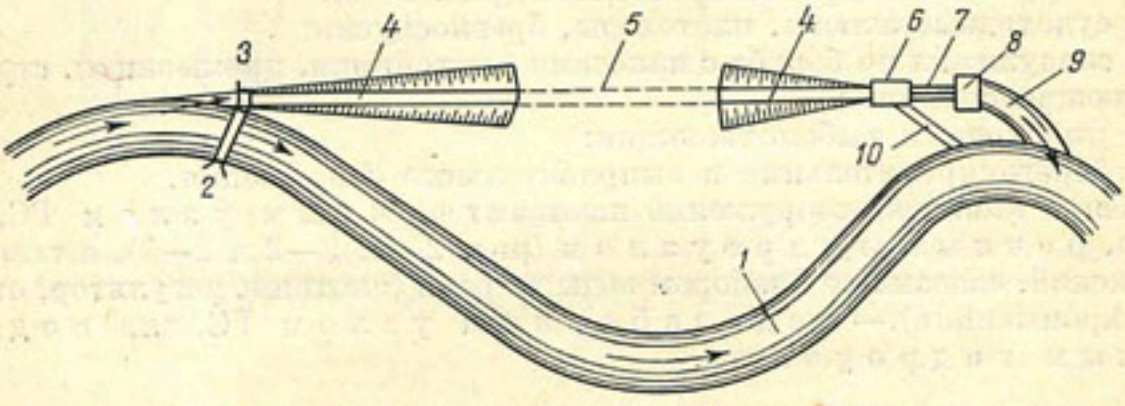


Рис. 2—5. План деривационной гидроэлектростанции:

1 — река; *2* — водоподъемная плотина; *3* — водозаборное сооружение; *4* — деривационный канал; *5* — туннель; *6* и *7* — напорный бассейн и трубопровод; *8* — здание гидроэлектростанции; *9* — отводной канал; *10* — аварийный водосброс.

системе или излишней воды. Регуляторы объединяются в комплекс — узел регуляторов (рис. 2—4);

2) водопроводящие сооружения — каналы (рассматриваются в курсе мелиораций), акведуки, дюкеры, туннели, лотки, трубы, ливнеспуски;

3) сооружения по сопряжению бьефов — перепады, быстротоки, консоли, трубы и др.;

4) отстойники и промывники, служащие для осаждения и удаления наносов;

5) судоходные шлюзы, лесосплавные сооружения (преимущественно при осушительных мелиорациях);

6) гидроэлектростанции на каналах;

7) мосты и трубы через каналы;

8) водопои.

Гидротехническое сооружение представляет собой род искусственного русла, поэтому в нем имеются части, отвечающие понятиям дна и берегов; этим частям придают формы, облегчающие управление потоком. Кроме этих неподвижных частей ГС, имеются и подвижные, так называемые затворы, или щиты.

Часть русла, отвечающую понятию дна, называют ф л ю т б е т о м, части же, аналогичные берегам,— это п о д п о р н ы е с т е н ы, у с т о и (рис. 2—6) и др.

Маневрирование затворами осуществляют стационарными подъемниками, располагаемыми на служебных мостах (рис. 2—7) на быках, или подвижными подъемниками.

Гидротехнические сооружения мелиоративных систем подразделяются на п о с т о я н н ы е и в р е м е н н ы е. Постоянные сооружения в зависимости от их значения разделяются на о с н о в н ы е и в т о р о с т е п е н н ы е. К основным сооружениям относятся: плотины, регуляторы, водоприемники, водосбросы и др., прекращение работы которых вследствие аварий или ремонта влечет прекращение подачи воды в оросительную систему на длительное время.

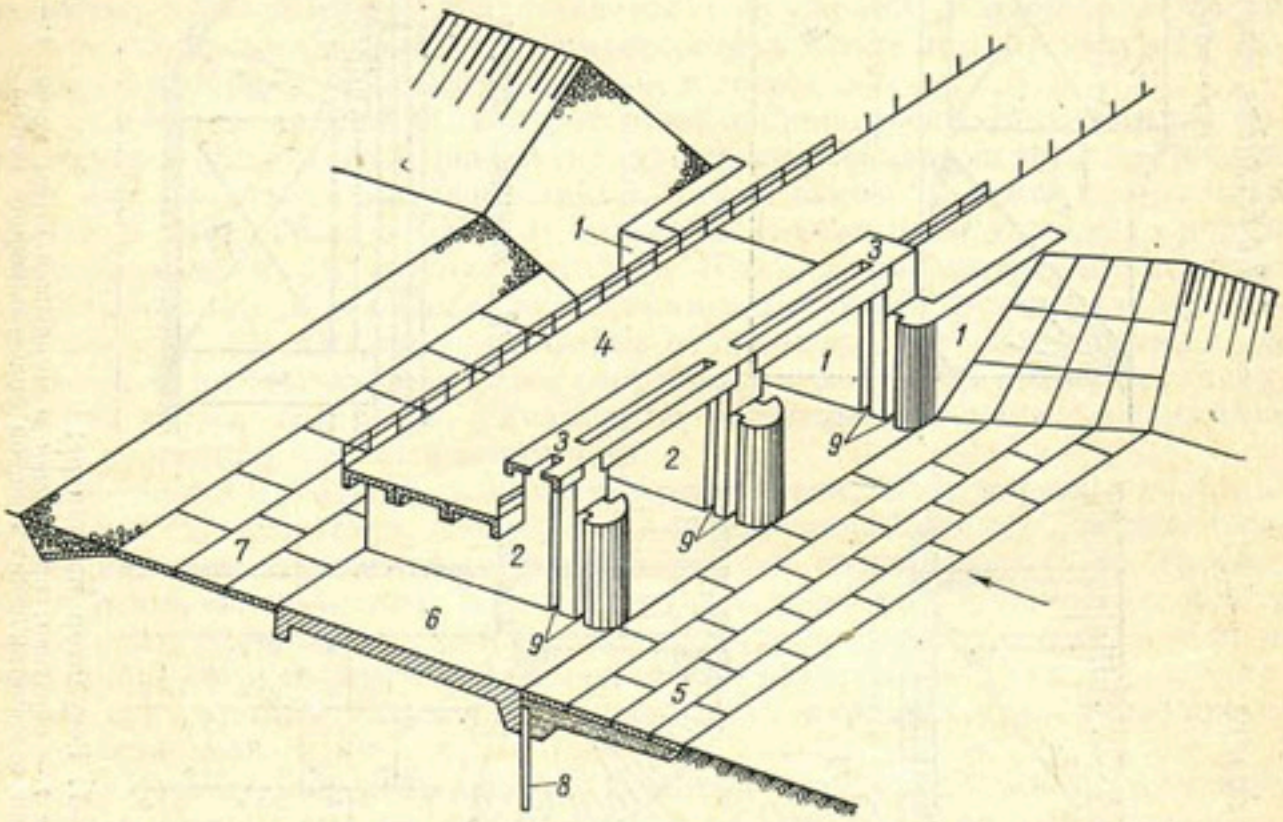


Рис. 2—6. Вид сверху на подпорный регулятор (плотину):
1 — устой; *2* — быки; *3* и *4* — служебный и проезжий мосты; *5* — понур; *6* — водобой; *7* — слив; *8* — шпунт; *9* — пазы для затворов.

К второстепенным относятся: ремонтные затворы, ледозащитные устройства, служебные мостики.

Постоянные сооружения разделяются на четыре класса по капитальности (табл. 2—1) (СН и П II-А. 3—62. Сооружения на мелиоративных системах).

Таблица 2—1

Площадь мелиорируемых земель, обслуживаемая сооружением, тыс. *га*		Классы постоянных сооружений	
орошение	осушение	основных	второстепенных
400 и более	—	II	III
От 50 до 400	50 и более	III	IV
Менее 50	Менее 50	IV	IV

П р и м е ч а н и е. В случаях, когда гидротехническое сооружение мелиоративной системы участвует в создании подпора, его класс повышается на единицу.

Временные сооружения относятся к V классу капитальности. При проектировании сооружений мелиоративных систем надлежит руководствоваться указаниями СН и П II-И. 3—62 и главой СН и П II-И. 1—62 «Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования».

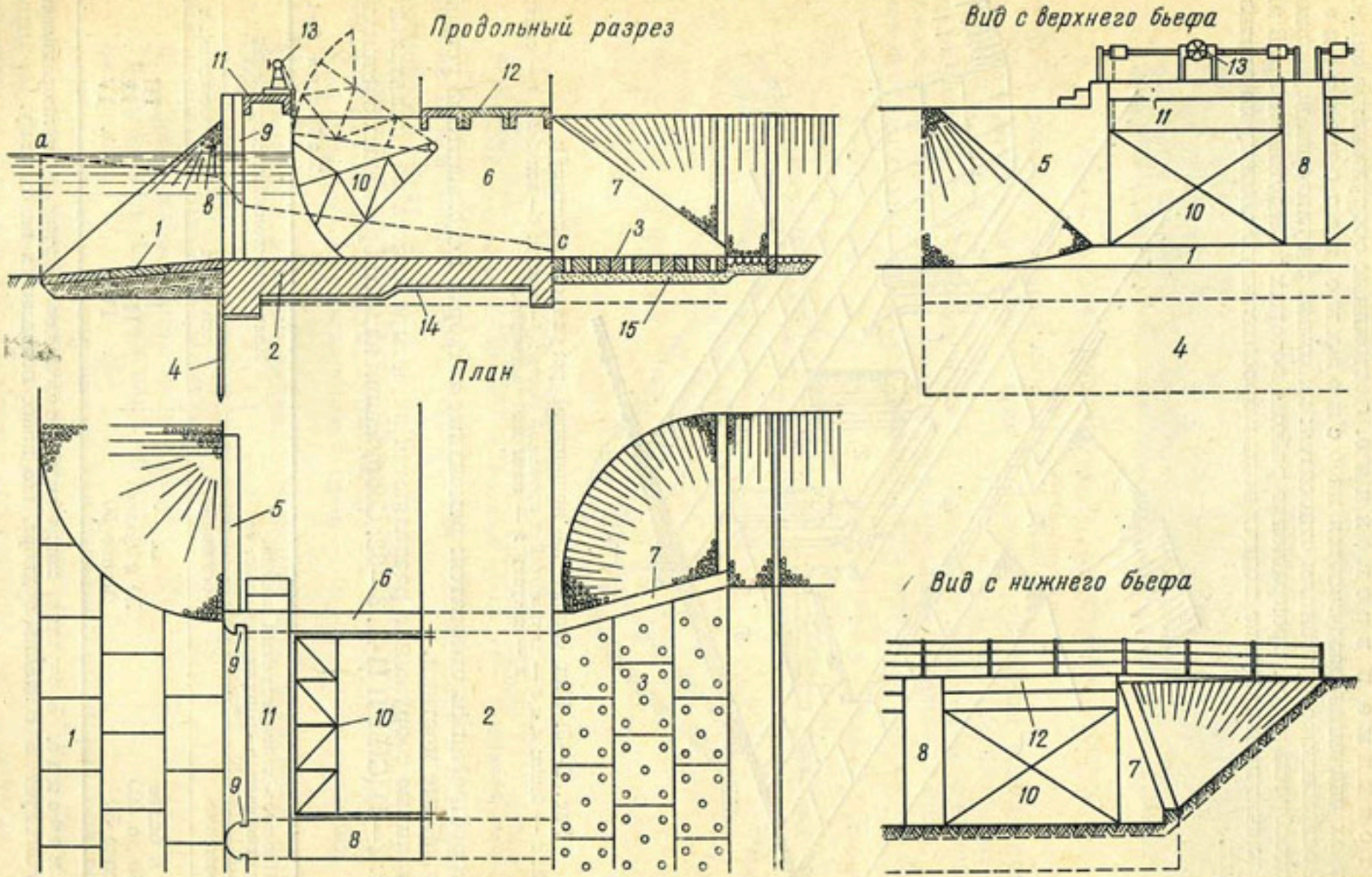


Рис. 2—7. Регулятор на канале:

1 — понур; *2* — водобой; *3* — слив; *4* — шпунт; *5*, *6* и *7* — обратная, продольная и нырящая стены устоя; *8* — бык; *9* — пазы для ремонтных затворов; *aec* — линии пьезометрических напоров фильтрационного потока.

Для каждого класса сооружений назначаются коэффициенты запаса в статических расчетах, выбираются расчетные паводочные расходы, вид и качество строительных материалов в строительных конструкциях и т. п.

§ 2—2. ЗАДАЧИ И УСЛОВИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Проектирование гидротехнических сооружений должно выявить технико-экономическую целесообразность и установить наибольшую комплексную водохозяйственную эффективность объектов в целом, обеспечить надежность и удобство эксплуатации, долговечность сооружений, возможно меньший ущерб от затоплений и подтоплений местности, а также не допускать ухудшения общесанитарных условий района рек и водоемов.

При проектировании ГС следует руководствоваться официальными инструкциями и указаниями, регламентирующими необходимый и достаточный состав как изысканий и исследований, так и самого проекта сооружений и сметы. В дополнение к СН и П издаются Технические условия и нормы проектирования и строительства (ТУ и Н), обязательные к применению в проектировании. В тех вопросах техники, по которым теория еще недостаточно развита, ТУ и Н даются в форме рекомендаций. В соответствии с СН и П, ТУ и Н устанавливают класс сооружения, соответствующие ему коэффициенты запаса прочности, комбинации расчетных нагрузок, содержание и объем изысканий и исследований и пр.

Проектируя и строя ГС, необходимо добиваться, чтобы наряду с короткими сроками строительства, всесторонней механизацией и широким использованием местных строительных материалов эти сооружения были прочны, дешевы и хорошо работали. Красивое архитектурное оформление (особенно капитальных сооружений) без излишеств должно быть увязано в общую композицию, согласованную с назначением сооружения, окружающей местностью и строениями, должно отражать эпоху строительства коммунистического общества.

Особое внимание должно быть уделено стандартизации сооружений, внедрению сборных железобетонных и предварительно напряженных железобетонных и бетонных конструкций, а также экономической стороне строительства.

Проекты гидромелиоративного строительства разрабатываются в двух стадиях — проектное задание и технический проект.

Проектное задание преследует цель выявить технико-экономическую возможность и целесообразность намечаемого строительства и возможность его осуществления. В дальнейшем, при положительном разрешении задачи проектного задания, один из вариантов его утверждается и разрабатывается в качестве технического проекта.

Материалами для проектного задания служат литературные источники, проведенные ранее изыскания и проектирования, а также рекогносцировочные исследования и изыскания на местности. Проектное задание разрабатывается на основе данных о климате района строительства, гидрометрии и гидрологии, гидрогеологии и геологии, топографии, данных о почвах, состоянии хозяйства района и народнохозяйственном назначении строительства. В состав проектного задания входят: генеральный план намечаемых объектов строительства; эскизные проекты индивидуальных сооружений и сети каналов; число и типы сборно-блочных сооружений; количество работ, методы и сроки их выполнения; сметно-финансовый расчет стоимости строительства по укрупненным измерителям; схема освоения территории и соображения об эффективности строительства; программа изысканий и исследований, план и смета на разработку технического проекта.

Технический проект состоит из тех же частей, что и проектное задание, но подробно проработанных для утвержденного варианта строительства. В состав технического проекта входит также проект организации

производства работ и механизации стройки. По утвержденному техническому проекту дорабатывают детали проекта и составляют рабочие чертежи со всеми деталями, размерами конструкций и их расчетом.

Небольшие массовые ГС мелиоративных систем имеют много общего по техническим условиям проектирования и работы (назначение, водный режим, грунты, материалы и пр.), поэтому представляется возможность, сгруппировав их по общим признакам, например по назначению, по размеру пропускаемого расхода, материалу, составить для каждого вида сооружений (плотины на малых реках, водосбросы при них, регуляторы, перепады и др.) технические типовые проекты.

Разработка типовых проектов ГС с широким использованием местных строительных материалов, стандартизацией и механизацией строительства (гидромеханизация и др.), с упрощением проектно-изыскательских работ особенно необходима в работах по массовому строительству мелиоративных и гидротехнических сооружений в сельском хозяйстве.

Проектирование ГС должно быть подчинено выполнению эксплуатационных требований, предъявляемых к ним социалистическим производством. Оно должно также учитывать организационную сторону строительства: наличие строительных материалов, сроки и темпы работ, степень их механизации, вопросы рабочей силы и транспорта и др.

Важнейшими эксплуатационными требованиями, предъявляемыми к мелиоративно-гидротехническим сооружениям, будут: гибкое выполнение графика водоподачи на оросительную систему в целях получения высоких и устойчивых урожаев сельскохозяйственных культур и поднятия плодородия орошаемых земель; подачи в систему воды, освобожденной от вредных наносов, как донных, так и взвешенных; регулирование водно-воздушного режима почвогрунтов совместно с агротехническими и другими мероприятиями (на осушительных и оросительных системах).

Проектирование ГС должно основываться на широком использовании передового опыта советского гидротехнического строительства в отношении комплексного использования водных источников, компоновки гидроузлов и конструирования входящих в них сооружений.

Размеры ГС устанавливают гидравлическими расчетами, которые должны также выявить наилучшие условия технической эксплуатации сооружений (маневрирование затворами, недопущение опасных размывов, заиления и осаждения, смыв и удаление наносов). Прочность и устойчивость частей ГС устанавливаются на основе теории сооружений.

В проекте выясняют также условия устойчивости грунтов, залегающих в основании и в берегах, при воздействии на них сил от сооружений, от водного потока и потока грунтовых вод, используя данные инженерно-геологических изысканий.

Воздействие потока грунтовых вод на сооружение устанавливается гидротехническим расчетом.

Расчет ГС ведут обычно в две стадии. В первой стадии ориентировочно устанавливают общую компоновку сооружения с грубыми расчетами основных элементов (гидравлическим, гидротехническим и статическим). Установив таким путем очертания сооружения, ведут расчеты, на основе которых определяют все основные размеры сооружения и всех его частей.

Однако и такие расчеты могут быть не окончательными. Как известно, гидравлика изучает преимущественно плоский поток, в действительности же в районе сооружений почти всегда наблюдается поток пространственный. Следовательно, гидравлические расчеты могут не дать точного решения. Кроме того, известно, что многие расчетные гидравлические коэффициенты еще не точно установлены. Поэтому при проектировании ответственных капитальных сооружений нужно исследовать их работу на моделях в гидротехнических лабораториях, уточняя при этом формы и размеры сооружений. В лабораториях проверяются также результаты гидротехнического и статического расчетов (особенно в области механики грунтов).

ЧАСТЬ ВТОРАЯ

Гидротехнические сооружения на мелиоративных и гидроэнергетических системах

Глава 3

Гидротехнический расчет

§ 3—1. ЗАДАЧИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО РАСЧЕТА

Грунты оснований гидротехнических сооружений в огромном большинстве случаев водопроницаемы; только исключительно плотные, скальные породы и плотные глинистые грунты можно считать практически водонепроницаемыми.

Грунтовая вода, перемещаясь по порам грунта, оказывает давление на части сооружения, лежащие в области ее движения (флютбет, подпорные стены, облицовка откосов и др.). С другой стороны, эти части сооружений, ограничивая области движения, влияют и качественно (на направление скоростей) и количественно (на величины напоров, скоростей и расходов) на поток грунтовых вод.

Изучить условия движения потока грунтовых вод в районе гидротехнического сооружения, изучить влияние форм и размеров сооружения на этот поток — первая задача гидротехнического расчета. Вторая задача расчета заключается в том, чтобы на основе изучения условий движения потока грунтовых вод выбрать такие формы и размеры частей гидротехнического сооружения, соприкасающихся с грунтовым потоком, которые были бы рациональны и экономичны и в то же время создавали для потока условия движения, безопасные в отношении вымыва и выпирания грунта.

Различают два основных вида движения грунтовых вод в районе сооружений: напорное, когда подземное русло потока заключено в жесткие стенки и движение грунтовой воды подобно напорному движению ее в трубах, и свободное, или безнапорное, когда грунтовая вода движется, не будучи заключенной со всех сторон в жесткие стенки; на свободной поверхности воды, располагающейся по так называемой кривой депрессии, давление равно атмосферному.

Изученность этих видов движения грунтовых вод различна. Наиболее подробно изучено напорное движение в пористых сыпучих грунтах, в условиях плоской задачи, т. е. когда движение изучается только в одной плоскости; при этом считается, что в любой плоскости, параллельной рассмотренной, движение будет аналогичным и таким образом не зависит от третьей координаты. Свободное движение изучено лишь в простейших случаях: движение воды к галереям, дренам, колодцам, по преимуществу тоже в условиях плоской задачи (за исключением колодцев). К решению пространственных задач теория только приступает, дав ответы лишь для отдельных задач [1]. Для решения этих задач большую ценность представляют приборы советских ученых (Л. И. Гутенмахера, С. В. Лукьянова и др.).

---

[1] А. Н. Мятиев. Задача о колодцах в горизонте грунтовых вод. «Известия Академии наук СССР» № 3, ОТН, М., 1948.

Движение грунтовых вод обычно рассматривают в однородных грунтах, залегающих в основании сооружения, что часто встречается в мелких сооружениях, реже в средних. Крупные сооружения, занимающие большие пространства в плане, почти всегда основываются на разнородных грунтах. Этот случай, имеющий большое практическое значение, изучен пока для схематизированных условий движения.

Учет природных условий залегания грунтов проводится экспериментально на моделях.

Напорное движение грунтовых вод под флютбетом сооружения наблюдается тогда, когда уровень грунтовых вод в районе сооружения стоит не ниже подошвы флютбета. Такое высокое стояние грунтовых вод относительно флютбета наблюдается преимущественно под водозаборными сооружениями, плотинами, под головными регуляторами ветвей и глубоко заложенных распределителей оросительных систем, под осушительными сооружениями.

Вода, просочившись из верхнего бьефа в грунт основания, движется по порам в сторону меньших пьезометрических напоров, т. е. в сторону нижнего бьефа. На участке флютбета поток ограничен сверху флютбетом, снизу подстилающим водонепроницаемым слоем, что создает условия напорного движения.

В расчете флютбетов напорное движение рассматривают как плоское, что, конечно, не всегда отвечает действительности; так, чем шире флютбет, тем движение грунтовых вод под ним ближе к плоскому напорному. Для нешироких флютбетов регуляторов движение грунтовой воды за стенами сооружений, совершающееся как свободное, скажется на движении ее под флютбетом, отклоняя его от условий плоского напорного движения. Для узких оросительных сетевых регуляторов влияние свободного движения за стенами становится преобладающим.

Движение грунтовых вод под сопрягающими бьефы сооружениями (перепад и др.) совершается большей частью как свободное.

В результате гидротехнического расчета должны быть получены ответы на следующие вопросы:

1) каковы контуры потока грунтовых вод в районе сооружения;

2) какое давление оказывает поток грунтовых вод на части сооружений;

3) каковы должны быть минимальные размеры частей сооружения, устойчиво воспринимающие эти давления;

4) каковы скорости и расход фильтрационного потока;

5) каково должно быть крепление грунта против суффозии и выпора, если скорости фильтрации и напоры будут превосходить допускаемые величины для неукрепленного грунта.

Существующие многочисленные приемы гидротехнического расчета сооружений могут быть разделены на три группы: п е р в а я г р у п п а, в которой дается весьма приближенный ответ только на второй вопрос из указанных выше (сюда относится так называемый способ линейной контурной фильтрации и все его разновидности); в т о р а я г р у п п а, в которой на основании теории гидродинамики (аналитически, графически или экспериментально на приборах гидроэлектроаналогий ЭГДА) даются ответы на первые четыре вопроса; т р е т ь я г р у п п а — пока еще только экспериментальная, отвечающая на все вопросы расчета.

Наиболее многочисленна вторая группа гидротехнических расчетов, в которой, с известными допущениями, решения получаются аналитически (путем решения уравнений движения потока грунтовых вод), графически (так называемыми сетками движения), номографически, способом упрощения аналитических решений (способ фрагментов, способ упрощения очертания контура флютбета за счет введения виртуальных участков, способ замены очертания флютбета условным по форме, далеким от действительного, но подобранным экспериментально так, что решение по нему довольно близко к решению по действительному контуру флютбета, и т. п.).

Мы рассмотрим только несколько наиболее употребительных приемов гидротехнического расчета сооружений. Некоторые из них изложены в трудах Водгео и ВНИИГ [1].

Значение гидротехнического расчета достаточно велико в расчете ГС, однако решающее значение в выборе форм и размеров частей ГС, в том числе и флютбета, в большинстве случаев принадлежит гидравлическому расчету, статическому расчету или условиям общей компоновки сооружения (размещение затворов, подъемников, мостов и др.).

Флютбет, образуя ложе для проходящего через сооружение потока, по условиям своей работы разделяется на три части: понурную, водобойную и сливную (рис. 2—6, 2—7).

П о н у р укрепляет русло перед сооружением от размыва надземным потоком; в то же время вследствие своей водонепроницаемости он удлиняет путь подземного потока под сооружением и тем самым погашает часть действующего напора, что ведет к облегчению размеров водобойной части флютбета, уменьшает расход и скорости фильтрации. Так как при наличии воды перед сооружением давление ее на понур сверху больше, чем давление ее снизу, то толщина его определяется конструктивными соображениями. Длину понура следует назначать из условий неразмываемости русла перед ним при пропуске воды через отверстия сооружения (из-под затвора и др.) и условий гашения напора фильтрационного потока.

В о д о б о й воспринимает удары падающей воды (в перепадах, в регуляторах при падении воды через шандоры и т. п.), погашает энергию наземного потока и образует безопасные условия для фильтрационного потока. Толщину его находят из расчета устойчивости против выпирающего усилия воды снизу; длину находят из условий погашения энергии наземного потока и создания допустимого уклона для движения фильтрационного потока.

С л и в н а я ч а с т ь, сокращенно с л и в, или р и с б е р м а, обычно укрепляется водопроницаемой одеждой; здесь создаются такие условия, при которых скорости потока плавно переходят от повышенных в конце водобоя к бытовым в конце рисбермы. Сливная часть, усиленная обратными фильтрами, гравелисто-песчаными тюфяками и т. п., защищает лежащий под ней грунт от вымыва подземным потоком и, действуя в качестве водопроницаемой пригрузки, повышает устойчивость грунта против выпирания.

Конструкцию слива определяют из условия устойчивости его к размыву и вымыву (как самого слива, так и грунта под ним) поверхностным (открытым) и фильтрационным потоком; длина и форма рисбермы должны быть достаточны для погашения скорости схода воды с нее в отводное русло до величин, безопасных в отношении размыва.

При значительной разности в ширинах регулятора и отводного русла для выбора длины слива следует руководствоваться гидравлическим расчетом растекания потока.

Зубья, шпунты ставят большей частью для увеличения длины фильтрационного пути, т. е. для уменьшения уклона подземного потока до допускаемых пределов, а также для ограждения и защиты флютбета от разрушения при размывах грунта.

На рисунке 2—7 показан регулятор, понур которого устроен из бетонных плит, водобой — из толстой бетонной кладки и сливная часть — вначале из дырчатых бетонных плит, уложенных на песчано-гравелистом слое (фильтре), и далее из мостовой. Выходной конус и откосы канала укреплены мощением с прокладкой бетонных балок заподлицо с поверхностью откоса и дна; входной конус покрыт мостовой.

---

[1] О гидротехническом расчете см. Водгео. Указания по проектированию подземного контура водонапорных сооружений на нескальных основаниях. М., 1954; Р. Р. Ч у г а е в. Проектирование и расчет подземного контура бетонных плотин, расположенных на нескальных основаниях. ВНИИГ, М.—Л., 1956.

По опыту длины частей флютбета мелиоративных ГС принимают в зависимости от глубины воды H_1 в верхнем бьефе над порогом сооружения в следующих пределах.

Длина понура

в регуляторах от H_1 до $2H_1$;
» промывных регуляторах от H_1 до $3H_1$;
» акведуках от $3H_1$ до $5H_1$.

Длина водобоя

по условиям размещения затворов, подъемников, служебного и проезжего мостов с учетом данных гидравлического расчета.

Длина слива

за регуляторами от $3H_2$ до $5H_2$;
» промывными регуляторами от $5H_2$ до $8H_2$, где H_2 — глубина нижнего бьефа.

Меньшие размеры выбирают при ширине по дну низового канала, близкой к ширине регулятора; указания эти весьма приближенны. На выбор длины слива большое влияние оказывает его конструкция и условия выпуска воды в нижний бьеф (подробнее см. в § 22—6).

В речных сооружениях размеры частей флютбета устанавливаются общей компоновкой сооружений, условиями пропуска речного потока при нормальной эксплуатации и в строительный период, условиями строительства сооружений.

§ 3—2. РАСЧЕТ ФЛЮТБЕТОВ ПО СПОСОБУ ЛИНЕЙНОЙ КОНТУРНОЙ ФИЛЬТРАЦИИ

Способ линейной контурной фильтрации (ЛКФ) получил широкое распространение в практике, что объясняется его простотой, приемлемой точностью для неответственных сооружений и удобством предварительного установления очертания флютбета крупных сооружений; в дальнейшем это очертание уточняется расчетом по методу гидродинамики, лабораторными исследованиями в грунтовых лотках, в гидроинтеграторах или на приборе ЭГДА — с учетом различных фильтрационных качеств грунтов.

По способу линейной контурной фильтрации считается, что грунтовые воды под сооружением движутся струйками по всей области водопроницаемого грунта (рис. 3—1), в том числе и вдоль подземного очертания контура флютбета, причем для этой, первой, струйки пьезометрический уклон при однородном грунте основания принимается постоянным и не зависящим от очертания одношпунтового или бесшпунтового флютбета.

Следовательно, если известен погашаемый напор H на сооружении, т. е. разность отметок уровней верхнего и нижнего бьефов, то, измерив суммарную длину L подземного очертания всех водонепроницаемых частей флютбета, можно найти средний пьезометрический уклон i вдоль первой струйки:

$$i = \frac{H}{L} = 1 : \frac{L}{H} = \frac{1}{C} . \qquad (3—1)$$

Зная i, можно найти среднюю скорость фильтрации:

$$v = ki \qquad (3—2)$$

и среднюю скорость движения в порах:

$$u = \frac{v}{p - a} , \qquad (3—3)$$

где k — коэффициент фильтрации;
p — общая порозность грунта;

a — порозность грунта, практически не влияющая на движение грунтовых вод (микропоры, застойные области т. п.).

Очевидно, что в случае незащищенного грунта нижнего бьефа v (или u) должна быть не больше допускаемой или i должен быть не больше допускаемого. По соображениям, приведенным в § 3—6, допускаемые уклоны на выпирание несвязных грунтов с достаточным запасом могут быть приняты равными 0,20—0,35, т. е. $C = 5—3$. Однако по стыку разнородных материалов флютбета и грунтов основания (например, бетон и супесь) могут создаться

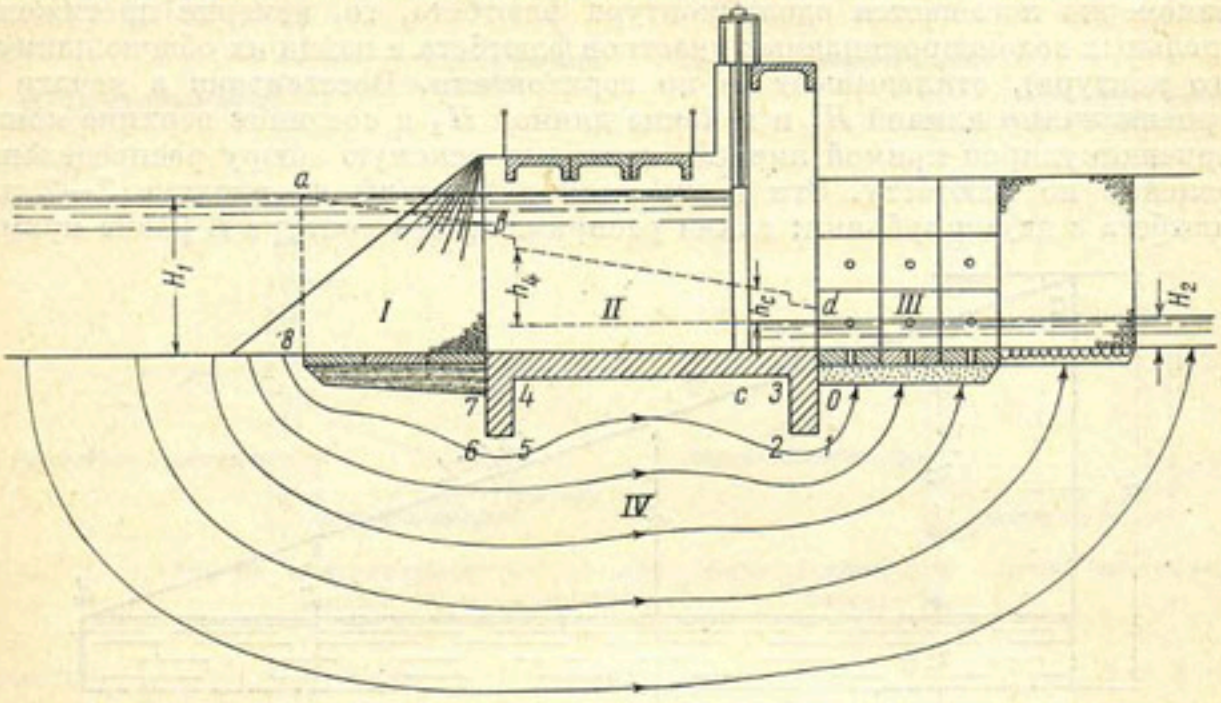


Рис. 3—1. Движение грунтовых вод под регулятором:
I — понур; II — водобой; III — слив; IV — линии токов грунтовых вод; abd — линия пьезометрических напоров фильтрационного потока.

более благоприятные условия для фильтрации (из-за возможных пустот), чем в остальной области однородного грунта. Далее, так как струйки грунтовых вод при выходе в нижний бьеф ослабляют устойчивость грунта основания сооружения, то это обстоятельство косвенно учитывают уменьшением i (или увеличением C), поэтому для допустимых i вдоль первой струйки принимают значения, меньшие указанных 0,20—0,35.

Мы рекомендуем величины i или обратные им величины коэффициентов C, указанные в таблице 3—1.

Таблица 3—1

Грунты	C	Грунты	C
Илистые	8	Галечниковые	3
Мелкопесчаные	6	Торф разложившийся	8
Среднепесчаные	5	Торф неразложившийся	5
Крупнопесчаные	4	Лессовые	4—3,5
Гравелистые	3,5	Суглинистые	3,5—3

При расчете основания сооружения на выпирание, с учетом потока грунтовых вод, величины C могут быть уменьшены; значительное уменьшение их возможно при устройстве фильтров в зоне выхода грунтовых вод (см. § 3—6 и § 3—7) [1].

[1] Е. А. Замарин. О гидротехническом расчете. Журнал «Гидротехника и мелиорация» № 7, 1957.

Принятые допущения дают возможность весьма просто определить давления на флютбет и среднюю скорость потока грунтовых вод вдоль флютбета при известном коэффициенте фильтрации.

Так, для флютбета (рис. 3—1) при расположении дна верхнего и нижнего бьефов на одном уровне и при глубинах воды H_1 в верхнем бьефе и H_2 в нижнем бьефе отыскание давлений на флютбет со стороны потока грунтовых вод сводится к следующему построению эпюры давлений: находят действующий напор подземного потока, равный $H = H_1 - H_2$; далее, так как этот напор равномерно погашается вдоль контура флютбета, то, измерив протяжение отдельных водонепроницаемых участков флютбета и найдя их общую длину L (его контура), откладывают ее по горизонтали. Восстановив в начале ее перпендикуляр длиной H_1 и в конце длиной H_2 и соединив верхние концы перпендикуляров прямой линией, получают искомую эпюру распределений давлений по флютбету. Эти построения выполнены на рисунке 3—2 для флютбета с двумя зубьями; длина распрямленного контура L равна прямой

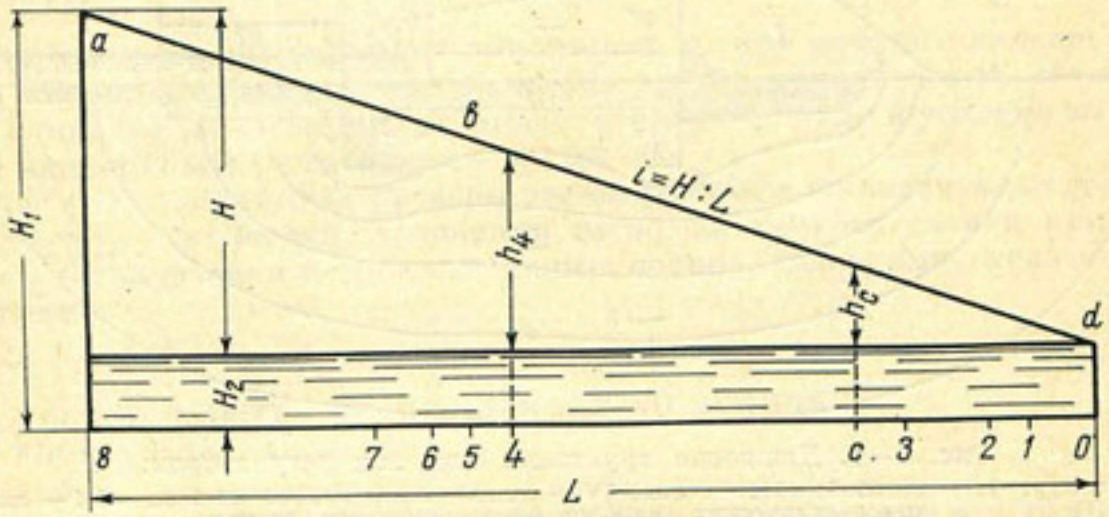


Рис. 3—2. График пьезометрических напоров вдоль горизонтальной развертки флютбета.

1...5—8, в которой длина зубьев отложена дважды: первый раз при обтекании водой сверху вниз, а второй раз — снизу вверх. Ординаты эпюры, взятые в том же масштабе, что и H_1, показывают давления потока грунтовых вод относительно плоскости сравнения, проходящей по уровню воды нижнего бьефа. Откладывая эти и другие ординаты над соответствующими точками флютбета и соединяя их прямыми, получим распределение давлений на флютбет; получающиеся уступы эпюры будут показывать части напора, погашаемого (см. рис. 3—1) зубьями.

Положение линии пьезометрических напоров (*abd* на рис. 3—1) не зависит от места размещения затворов, но размещение затворов сильно влияет на расчетную величину толщины водобоя. Так, если бы затвор (рис. 3—1) разместить близ точки *4*, то величина наибольшего давления фильтрационного потока в расчете толщины водобоя была бы h_4 вместо h_c при размещении затворов в конце водобоя.

Шпунт забивается в начале водобоя, что ведет к уменьшению давления фильтрационного потока на водобои (рис. 2—7). Если отметка дна сооружения в верхнем бьефе не совпадает с отметкой дна в нижнем бьефе, описанный прием построения эпюры распределения давлений по флютбету сохраняется, надо лишь учитывать геометрическое положение частей флютбета. Так, когда в нижнем бьефе $H_2 = 0$, то действующий напор будет равен разности отметок уровня воды верхнего бьефа и отметки дна нижнего бьефа, если уровень грунтовых вод стоит не ниже отметки дна нижнего бьефа.

Действующие расчетные давления на флютбет (представляющие собой напоры относительно плоскости сравнения, проходящей по уровню воды нижнего бьефа или по дну нижнего бьефа, если $H_2 = 0$) для приподнятого

флютбета (рис. 3—3, *а*) будет меньше, чем для опущенного флютбета (рис. 3—3, *b*, *c*, *d*), при одинаковых глубинах воды над порогом и одинаковых длинах развертки и формах флютбетов. Очевидно, что в последнем случае

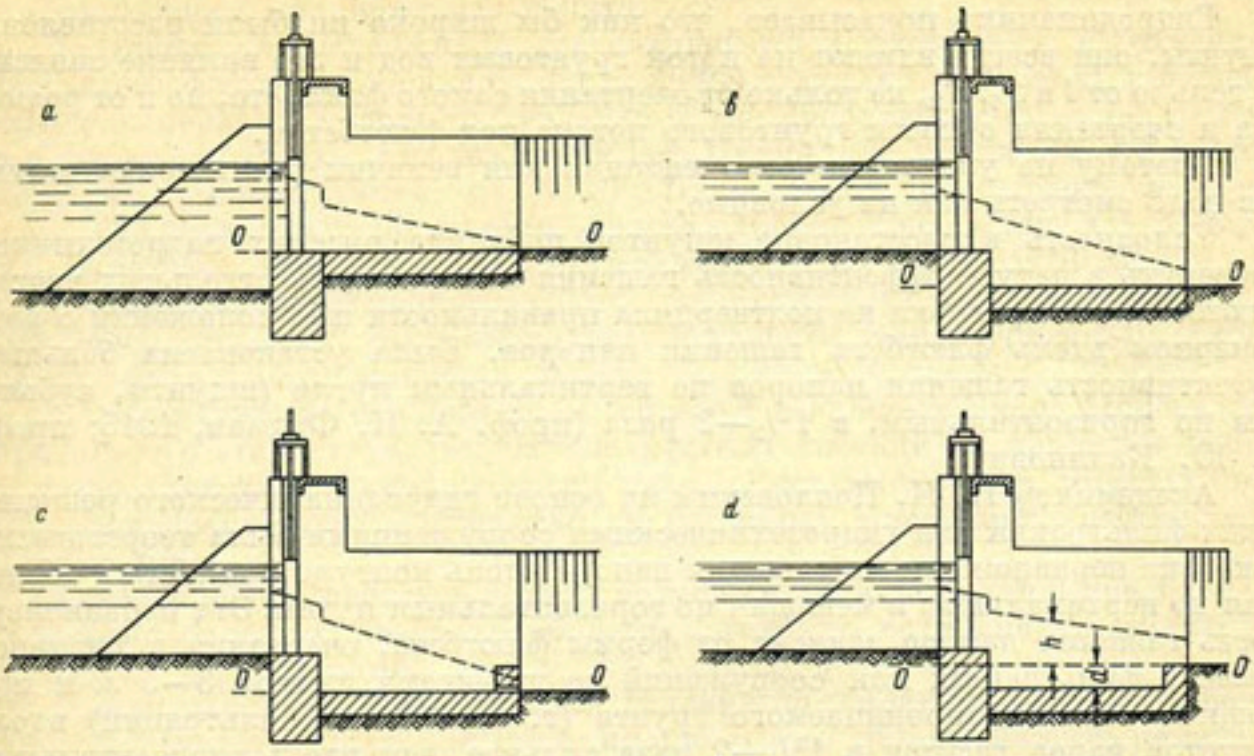


Рис. 3—3. Эпюры пьезометрических напоров фильтрационного потока на приподнятый (*а*) и опущенные (*b*, *c*, *d*) флютбеты.

толщина флютбета должна быть больше, это особенно характерно для флютбетов сбросных регуляторов (рис. 4—15).

Если флютбеты имеют несколько шпунтов (рис. 3—4), то при близкой расстановке шпунтов струйки могут как бы «проскакивать» между концами

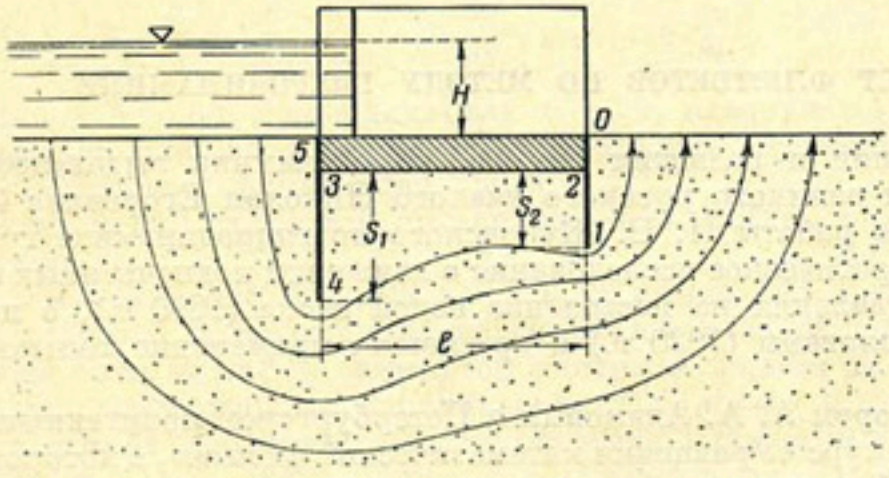


Рис. 3—4. Обтекание потоком грунтовых вод двухшпунтового флютбета.

шпунтов, образуя между шпунтами застойную область с очень медленным движением грунтовой воды. Следует указать, что наличие низового шпунта значительно выравнивает скорости выхода в нижний бьеф и при достаточной его длине может сделать их не опасными для вымыва грунта, однако способ линейной контурной фильтрации не в состоянии указать эту достаточную длину низового шпунта (зуба); длина низового шпунта устанавливается методом гидродинамики (см. § 3—3).

Расстояние между шпунтами назначалось из условий отсутствия проскакивания струйки между ними, т. е. чтобы их взаимное влияние на движение первой струйки (вдоль контура флютбета) было бы пренебрежимо малым.

С этой целью было предложено много рекомендаций по выбору расстояния l между шпунтами в зависимости от средней глубины шунтов S; так, предлагалось $l = 1{,}5S$; $l = 2S$; $l = 3S$.

Гидродинамика показывает, что как бы широко ни были расставлены шпунты, они всегда влияют на поток грунтовых вод и это влияние зависит не только от l и S_1, S_2, не только от очертания самого флютбета, но и от размеров и очертания области грунтового потока под флютбетом.

Поэтому на указанные рекомендации для величин расстановки шпунтов надо смотреть как на условные.

Условность в расстановке шпунтов побудила русских гидротехников проверить в натуре эффективность гашения напора вдоль отдельных частей флютбета; эта проверка не подтвердила правильности предположения о равномерном вдоль флютбета гашении напоров. Была установлена бóльшая эффективность гашения напоров по вертикальным путям (шпунты, зубья), чем по горизонтальным, в $1^1/_2$—2 раза (проф. А. И. Фидман, 1915; проф. Б. Ю. Калинович).

Академиком Н. Н. Павловским на основе гидродинамического решения задач фильтрации под гидротехническими сооружениями была теоретически доказана неравномерность гашения напора вдоль контура флютбета — бóльшая по вертикальным и меньшая по горизонтальным путям. Эта неравномерность гашения напора зависит от формы флютбета, очертания и размеров области фильтрации; для сооружений со шпунтами длиной 3—5 *м* и при мощном слое водопроницаемого грунта (т. е. области фильтрации) вдоль шпунтов напор гасится в $1^1/_2$—2 раза сильнее, чем вдоль горизонтальных путей; при сильно развитых вертикальных путях (длинные стальные шпунты) эффективность их действия в 6 раз и более превосходит эффективность горизонтальных путей [1].

В настоящее время ввиду развития гидродинамического метода в расчете флютбетов нет необходимости учитывать неравномерность гашения напоров каким-либо одним постоянным коэффициентом: несравненно точнее и проще вести расчет по методам гидродинамики.

§ 3—3. РАСЧЕТ ФЛЮТБЕТОВ ПО МЕТОДУ ГИДРОДИНАМИКИ

В создании и развитии теории гидродинамики выдающееся значение имеют труды великого русского ученого Николая Егоровича Жуковского. Классические работы Н. Е. Жуковского по гидродинамике грунтовых вод (1890 г.), теоретическое исследование о движении подпочвенных вод (1889 г.), о влиянии давления на насыщение водой песка (1890 г.), о просачивании воды через плотины (1920 г.) и др. нашли применение только в советское время.

Профессором А. А. Адамовым в Петербургском политехническом институте читался курс «Уравнения математической физики», в котором рассматривался случай гидродинамического решения движения грунтовых вод под плоским флютбетом и обтекания вертикального шпунта (издан литографически в 1909 г.). Акад. Н. Н. Павловским в 1922 г. издан классический труд «Теория движения грунтовых вод под гидротехническими сооружениями». Проф. А. Ф. Лебедевым опубликована замечательная работа «Почвоведение и грунтовые воды». Труды упомянутых русских ученых не имели и не имеют себе равных за границей. Отечественная советская наука о движении грунтовых вод идет впереди науки капиталистических стран Европы и США. Как в вопросах теории, так и при решении практических задач советской науке о движении и физике грунтовых вод принадлежит ведущее место.

[1] Установление факта неравномерности гашения напора вдоль флютбета неправильно приписывалось Е. Лену (1934 г.), к тому же ошибочно принявшему ее постоянной. При сильно развитых горизонтальных и слабых вертикальных путях эффективность горизонтальных путей больше эффективности вертикальных.

Теория струйного движения грунтовой гравитационной воды не ограничивается рассмотрением движения только одной струйки по стыку флютбета с грунтом основания (как это было показано выше), а изучает движение по всей области проницаемого грунта.

Движение рассматривается установившееся и плоское, т. е. изменяющееся вдоль флютбета (по длине x) и в глубь грунта (по глубине y); в направлении же, перпендикулярном продольной оси сооружения (т. е. по третьей координате z), считают, что движения нет. Кроме того, проницаемому грунту основания приписываются, по Н. Н. Павловскому, следующие свойства.

1. Считают, что грунт по всей области однороден по своим фильтрационным свойствам (одинаков по механическому составу и порозности).

2. Движение воды по порам грунта различают двух видов: местное, когда обтекаются отдельные частицы грунта, и главное, характерное для общего направления и интенсивности потока.

3. Элементарные струйки воды, образуя главное течение, непрерывны; извилистость этих струек вследствие местных течений не нарушает непрерывности главного течения, поэтому извилистостью струек в теоретических подсчетах пренебрегают, учитывая ее (не явно) в величине коэффициента фильтрации.

Перечисленные свойства грунта возможны, понятно, лишь при наличии достаточно больших размеров области потока по сравнению с величиной отдельных зерен грунта.

При выполнении перечисленных условий по теории струйного движения можно подсчитать для любой точки проницаемого грунта скорость движения и пьезометрическое давление потока в ней и, как следствие, распределение давлений потока вдоль флютбета, скорости выхода воды через дно нижнего бьефа и по ним потери воды на фильтрацию. Зная давление на флютбет, можно определить его толщину, проверить по допускаемым выходным скоростям потока длину флютбета.

Для выяснения элементов потока грунтовых вод применяют уравнения Дарси в дифференциальной форме:

$$u = -k\frac{\partial h}{\partial x},\quad v = -k\frac{\partial h}{\partial y},\quad w = -k\frac{\partial h}{\partial z}, \tag{3—4}$$

где h — напор в точке с координатами x, y, z, измеряемый от некоторой произвольно выбираемой горизонтальной плоскости сравнения;

k — коэффициент фильтрации грунта;

u, v, w — компоненты скоростей по направлению осей в точке с координатами x, y, z.

Уравнение неразрывности для такого движения обладает рядом интересных свойств; оно получается из условия равенства объемов втекающей и вытекающей воды из любой замкнутой фигуры в области движения.

Рассмотрим элементарный параллелепипед $dx\,dy\,dz$, в центре которого расположим начало координат. Пусть скорости грунтовой воды в начале координат будут u, v, w, тогда скорость воды через площадку $dy\,dz$ с абсциссой $-\frac{dx}{2}$ будет равна:

$$u - \frac{\partial u}{\partial x}\frac{dx}{2} = -k\left(\frac{\partial h}{\partial x} - \frac{\partial^2 h}{\partial x^2}\frac{dx}{2}\right). \tag{3—5}$$

Для такой же площадки, но расположенной справа от начала координат, т. е. с абсциссой $+\frac{dx}{2}$, скорость равна:

$$u + \frac{\partial u}{\partial x}\frac{\partial x}{2} = -k\left(\frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial^2 h}{\partial x^2}\frac{dx}{2}\right). \tag{3—6}$$

Разность скоростей, умноженная на живое сечение $dy\,dz$, должна дать разность между объемами притекающей и уходящей воды из элементарного параллелепипеда по направлению оси OX, т. е.:

$$\frac{\partial u}{\partial x}\,dx\,dy\,dz = -k\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}\,dx\,dy\,dz. \qquad (3—7)$$

Составляя подобные уравнения для двух остальных осей (OY и OZ) и складывая их с предыдущим, получаем разность объемов воды, поступившей и ушедшей из параллелепипеда, а так как эта разность для установившегося движения жидкости постоянной плотности равна нулю, то в результате получаем уравнение Лапласа:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 h}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 h}{\partial z^2}=0. \qquad (3—8)$$

Рассматривая h как потенциальную функцию напоров, видим, что уравнение (3—8) аналогично уравнению стационарного распределения тепла в изотропной среде; оно также аналогично стационарному распределению электрического потенциала и магнитных масс в изотропной среде; следовательно, свойства изотермических кривых возможно распространить и на движение грунтовых вод.

Изотермические кривые, линии равного потенциала (эквипотенциальные), т. е. линии равных температур или потенциала, перпендикулярны линиям токов, т. е. линиям перемещения тепла, электричества; следовательно, и в потоке грунтовых вод линии равных напоров (аналогичные изотермам) будут направлены перпендикулярно к линиям течения воды.

Таким образом, движение грунтовых вод, следующее закону Дарси, может быть изображено ортогональной сеткой кривых; линиями равных напоров и их изогональными траекториями — линиями течения воды. Перпендикулярность потенциалей и траекторий может быть установлена из таких простых соображений. Допустим, что скорость в какой-либо точке потенциали направлена наклонно к ней, тогда можно будет разложить скорость на две составляющие — на нормальную к потенциали и вдоль потенциали.

Так как на потенциали везде напор постоянен, то вдоль нее отсутствует причина, возбуждающая движение, и, следовательно, вдоль потенциали скорость будет равна нулю. Отсюда получаем ортогональность потенциалей и траекторий. Следовательно, движение грунтовых вод совпадает с движением идеальной жидкости при соблюдении тех же условий ортогональности линий на контуре (за исключением особенных точек); для практики, когда скорости движения меньше критических и движение следует закону Дарси, выводы, получаемые из уравнения Лапласа, вполне приемлемы.

Для расчета движения грунтовых вод, т. е. для выявления полной картины движения (скоростей, давлений, расходов в любой точке области потока), необходимо и достаточно получить решение уравнения Лапласа (3—8) в условиях заданных значений потенциальной функции на контуре области потока.

Непосредственное решение уравнения Лапласа сложно, несколько проще решение получается в случае применения способа конформных изображений или векторного анализа. Не останавливаясь здесь на аналитическом решении, укажем на капитальный труд по этому вопросу акад. Н. Н. Павловского «Теория движения грунтовых вод под гидротехническими сооружениями». Более просто решение получается графически; оно может быть получено также на приборе, предложенном акад. Н. Н. Павловским и основанном на методе электрогидродинамических аналогий — ЭГДА [1].

Графическое решение, очевидно, будет заключаться в получении такой наглядной картины движения, пользуясь которой можно будет указать для любой точки потока его элементы.

Такой картиной является так называемая гидродинамическая сетка, или, кратко, сетка движения, т. е. изображение направления элементарных струек воды (траекторий движения) и линий, вдоль которых напоры везде одинаковы.

---

[1] Н. И. Дружинин. Портативные приборы ЭГДА. ВНИИГ, Л., 1953.

Пример графического построения сетки движения приведен на рисунке 3—5, где показаны линии течения (траектории струек) под двухшпунтовым флютбетом и линии равных напоров. Назовем пространство, ограниченное двумя соседними линиями равных напоров (т. е. потенциальными линиями), поясом давлений. Здесь число поясов давлений $П = 19$, причем построение выполнено так, что при переходе от одной потенциальной линии к другой

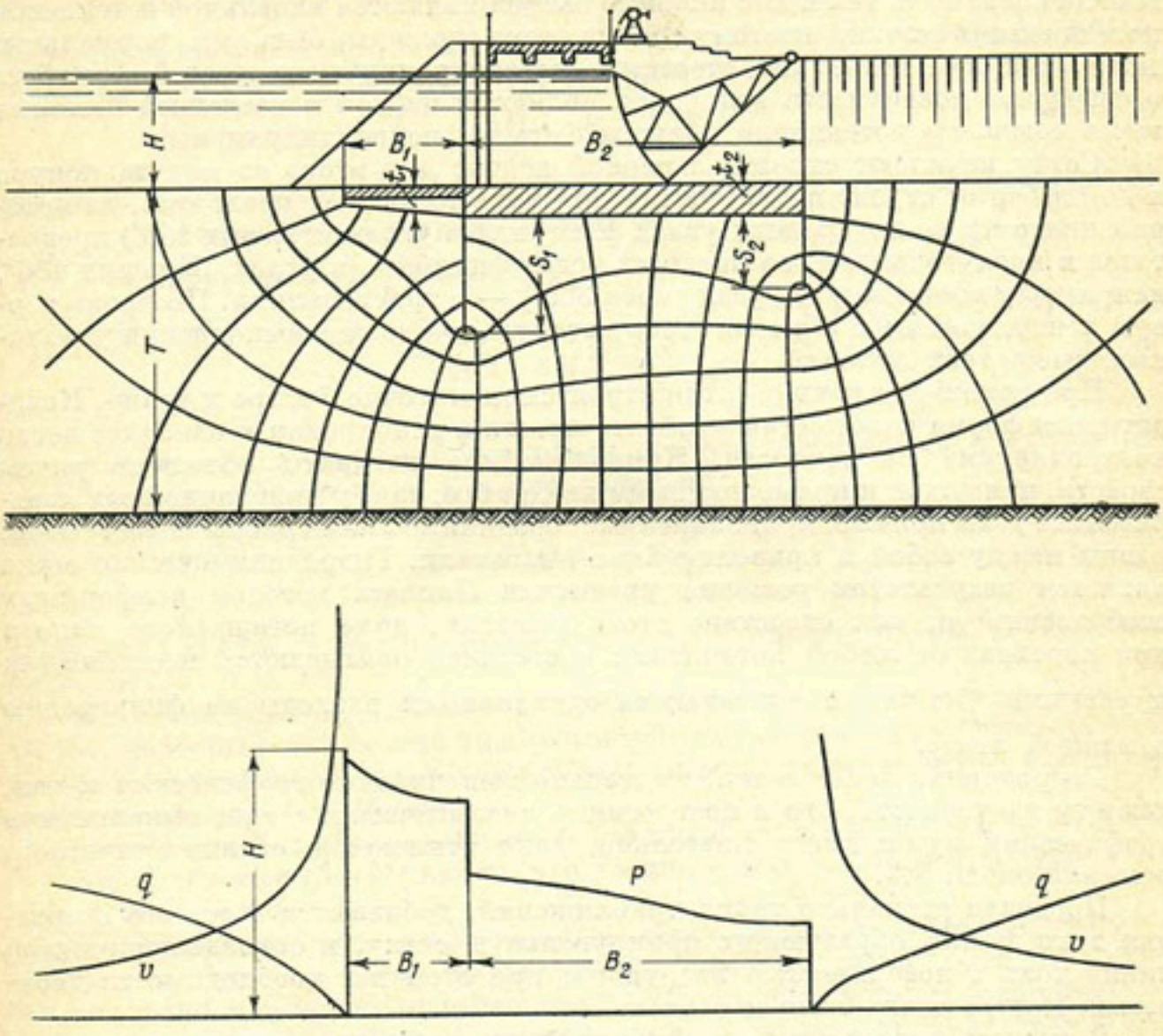


Рис. 3—5. Гидродинамическая сетка для двухшпунтового флютбета, эпюры напоров p скоростей фильтрации и суммарных расходов на фильтрацию q.

напор изменяется на $\frac{H}{П}$, где H — действующий напор, равный $H = H_1 - H_2$. Так, например, вдоль первой эквипотенциали напор везде равен H_1 (принимая за плоскость сравнения дно канала); вдоль последней потенциали напор везде равен H_2; во внутреннем углу за первым шпунтом, до которого от дна нижнего бьефа имеется примерно 9,7 пояса давлений, напор будет равен $H_2 + \frac{9{,}7}{19} H$.

Таким образом, семейство эквипотенциалей позволяет найти напор, а по нему и давление в любой точке потока, следовательно, и вдоль флютбета.

Назовем пространство, ограниченное двумя соседними траекториями, лентой расхода. На рисунке 3—5 число лент расхода $Л = 6$, причем они так построены, что в каждой ленте протекает один и тот же расход. Отсюда очевидно, что общий расход на фильтрацию будет равен шести элементарным расходам.

Каким условиям должна удовлетворять сетка движения, чтобы в ней через каждую ленту протекал одинаковый расход и чтобы через каждый пояс

терялась одна и та же доля напора? Таких условий существует три: 1) пересечения траекторий и потенциалей должны быть нормальны между собой; 2) сетка должна быть составлена из подобных прямоугольников, лучшая форма для таких прямоугольников — квадрат; 3) сетка должна быть непрерывной и заполняющей всю область фильтрации.

Графическое построение сетки движения производится таким образом. Как дно верхнего, так и дно нижнего бьефов являются начальной и конечной потенциалями сетки, поэтому линии тока должны быть им нормальны; далее, так как подземное очертание водонепроницаемых частей флютбета и очертание поверхности водоупора являются первой и последней линиями токов сетки, то потенциали должны быть им перпендикулярны.

Сетку начинают строить с первой ленты; для этого от начала понура и до рисбермы строят непрерывный ряд криволинейных квадратов, из которых квадраты во внутренних углах флютбета (в углах меньших 180°) превратятся в пятиугольники, во внешних углах флютбета (в углах, бóльших 180°, например у конца шпунта угол равен 360°) — в треугольники. Построив первую ленту, таким же образом строят вторую, добиваясь выполнения указанных выше трех условий.

При некотором навыке сетки строятся достаточно быстро и точно. Квадратичная форма ячеек сетки наиболее проста в исполнении и наиболее легко контролируема по точности. Криволинейные квадраты обладают рядом свойств, присущих и прямолинейным квадратам; так, у криволинейных квадратов все углы прямые, криволинейные серединные линии равны между собой; равны между собой и криволинейные диагонали. Гидродинамическая сетка является результатом решения уравнения Лапласа методом конформных отображений и, как следствие этого решения, доли погашаемого напора при переходе от любой потенциали к соседней оказываются постоянными и равными $\frac{H}{Л}$; также оказываются одинаковыми расходы на фильтрацию в каждой ленте.

Гидродинамические сетки, тщательно выполненные графическим путем, дают ту же точность, что и построенные аналитически; сетки, выполненные графическим путем менее тщательно, дают отклонение от аналитического решения около 5%.

Проделав несколько таких приближений, добиваются плавного очертания всех линий, образующих прямоугольную сетку, и совпадения нижней линии тока с поверхностью водоупора; при этом нет необходимости добиваться целого числа лент и поясов.

В теории конформных отображений доказывается, что для заданных очертаний флютбета и области проницаемого грунта может быть построена, независимо от коэффициента фильтрации грунта основания, только одна сетка (единственность решения уравнения Лапласа для заданных условий), т. е. отношение для нее $\frac{Л}{П}$ (так называемый модуль сетки) будет величиной постоянной.

Любую редкую сетку можно сделать более подробной, проведя в ней дополнительные средние линии токов и потенциалей, не изменяя величины модуля сетки. Отметим, что проведение средних линий токов и потенциалей является хорошим средством проверки точности построения сетки.

Построив сетку из криволинейных квадратов, можно по ней определить все элементы потока грунтовых вод. Так, расход воды на фильтрацию под флютбетом будет:

$$Q = kHB\frac{Л}{П}, \qquad (3—9)$$

где k — коэффициент фильтрации грунта основания;
$H = H_1 - H_2$ — действующий напор;
B — ширина флютбета;

$П$ — число поясов давлений сетки;

$Л$ — число лент расхода сетки;

Формула (3—9) выведена из следующих соображений.

Пусть в сетке движения имеется $Л$ лент расхода и $П$ поясов давлений. Рассмотрим какой-либо один из элементарных криволинейных квадратов ленты; потеря напора при протекании воды по квадрату равна $\frac{H}{П}$; путь, на котором погашается этот напор, равен средней длине квадрата Δl; расход воды, протекающей через одну ленту, будет равен:

$$\Delta Q = v\omega = ki\omega, \tag{3—10}$$

где ω — живое сечение, равное $B\Delta s$, т. е. средней ширине квадрата Δs, умноженной на ширину потока B;

i — уклон потока, равный $\frac{H}{П\Delta l}$;

следовательно:

$$\Delta Q = kHB\frac{\Delta S}{П\Delta l}. \tag{3—11}$$

Общий расход потока будет равен сумме элементарных расходов для всех лент, расположенных в поясе давлений:

$$Q = Л\Delta Q = kHB\frac{Л}{П}, \tag{3—12}$$

так как Δs и Δl в случае квадратичной сетки движения равны, то их можно сократить.

Если сетка не квадратичная, а составлена из криволинейных прямоугольников, подобных вследствие конформности их построения, то здесь отношение Δs к Δl также постоянно для всей сетки, но не равно единице, как это мы имели для квадратичной сетки.

Отношение $\Delta s : \Delta l$ называют коэффициентом формы сетки.

Из уравнения (3—11) видно, что расход одной любой ленты будет величиной постоянной.

Относительно определений напоров потока по сетке выше были сделаны пояснения. Укажем здесь на следующее свойство сетки: если бы сквозь кладку флютбета провести пьезометрические трубки в грунт и окончить их все на одной какой-нибудь эквипотенциали, то во всех трубках вода стояла бы на одном уровне. Например, пусть концы трубок будут располагаться в разных точках потенциали, разделяющей 16-й и 17-й пояса, считая от конца водобоя, тогда во всех трубках высота воды будет равна $H_2 + \frac{16}{19}H$ (рис. 3—5).

По сетке движения можно определить и скорости движения; выше, при определении расхода, мы имели для какого-нибудь квадрата скорость, равную (при прежних обозначениях):

$$v = ki = k\frac{H}{П\Delta l}. \tag{3—13}$$

Таким образом, гидродинамическая сетка дает возможность найти все интересующие нас элементы потока грунтовых вод: так, на рисунке 3—5 показаны: кривая давлений на флютбет P, кривые входных и выходных скоростей фильтрации v вдоль дна верхнего и дна нижнего бьефов, кривые суммарных удельных расходов Σq через дно верхнего и нижнего бьефов.

В тех случаях, когда слой проницаемого грунта T очень глубок, примерно около длины L — для плоского флютбета и около $(1{,}25—1{,}5)\,L$ — для флютбета одношпунтового (т. е. $T = 1{,}5\,L$), построение сетки несколько

изменяется. Теоретические выкладки и результаты опытов [1] показывают, что интенсивность движения грунтовых вод по мере удаления от флютбета в глубь грунта быстро затухает и примерно на указанных глубинах движение настолько слабо, что для слоев грунта, еще более низко расположенных, можно этим движением пренебречь. Далее, из теории струйного движения известно, что если мы примем любую из траекторий движения (т. е. линий течений, линий тока) за новую границу области движения, то от этого оно не изменится. Последнее обстоятельство, в связи с затуханием движения по мере понижения в грунт, в применении к построению сеток движения для случаев очень мощных слоев проницаемого грунта используют следующим образом: мы ограничиваем рассмотрение движения активной зоной с глубиной $T = L$ или $1{,}25L$, задаемся формой пограничной линии течения — для плоских флютбетов эллипсом.

В случае шпунтовых флютбетов за очертание активной зоны принимается плавная кривая, проходящая через точки дна канала, отстоящие от концов непроницаемых частей флютбета (понура и водобоя) на $(0{,}8 \div 1)\,L$ и через точку, расположенную на $(1 \div 1{,}5)\,S$ по вертикали от нижнего конца шпунта длиной S.

Согласно струйной теории, давления воды на флютбет распределяются по кривым, не зависящим от фильтрационных свойств однородного грунта (т. е. от коэффициента k) и далеко отклоняющимся от прямой, построенной по методу линейной контурной фильтрации; в большинстве случаев криволинейное распределение указывает на меньшие давления в верхней части флютбета и бóльшие — в нижней, по сравнению с прямолинейным распределением.

Такое распределение давлений позволяет делать флютбеты меньшей толщины в начале, не всегда увеличивая ее в конце, где толщина определяется не расчетом, а чаще конструктивным минимумом. Аналитическое и графическое решения дают возможность построения эпюр скоростей входа и выхода воды по дну каналов, давлений вдоль подошвы флютбета и построения изотах по области движения.

Вследствие принятого метода решения (конформное преобразование) и очертания флютбета (составленного из прямых линий с резкими углами поворотов) в местах поворотов контура флютбета (например, под шпунтами и зубьями) получаются теоретически бесконечно большие скорости фильтрации.

Акад. Н. Н. Павловский считает, что для зоны вокруг точек с такими теоретическими скоростями ламинарное движение нарушается.

Такие точки, в действительности небольшие области с сосредоточением относительно больших скоростей течения, называются ф о к у с а м и; для устойчивости грунта они не представляют опасности, кроме тех из них, за которыми вода выходит в нижний бьеф, создавая угрозу выноса частиц грунта (так называемые фокусы размыва).

Для нейтрализации влияния низового фокуса размыва необходимо устройство в конце флютбета зуба или шпунта такой глубины, на которой скорости фильтрации могли бы выравняться и уменьшиться у дна нижнего бьефа до величин, не угрожающих вымыву грунта. На рисунке 3—6 показано влияние концевого шпунта на уменьшение выходных скоростей потока грунтовых вод.

Полезно для усиления устойчивости грунта укреплять его обратными фильтрами (см. рис. 3—19).

---

[1] Е. А. З а м а р и н. Движение грунтовых вод под гидротехническими сооружениями. Ташкент, 1928. Активная зона грунта, по опытам, оказалась равной около 0,5—0,75 L, считая по дну канала в обе стороны от флютбета. В опытах со сквозными флютбетами она оказалась равной 0,75—1,0 L (см. Е. А. З а м а р и н. Расчет сквозных флютбетов. Ташкент, 1932); А. М. С е н к о в и П. Ф. Ф и л ь ч а к о в. Приближенные методы расчета стационарного движения грунтовых вод под гидротехническими сооружениями. Изд. Академии наук Украинской ССР, Киев, 1952.

Аналитическое решение уравнения Лапласа позволяет составить номограммы для определения давления фильтрационного потока на флютбет. Ниже приводится несколько номограмм и абак, дающих обобщенные решения, т. е. удельные давления h_r фильтрационного потока на флютбет для

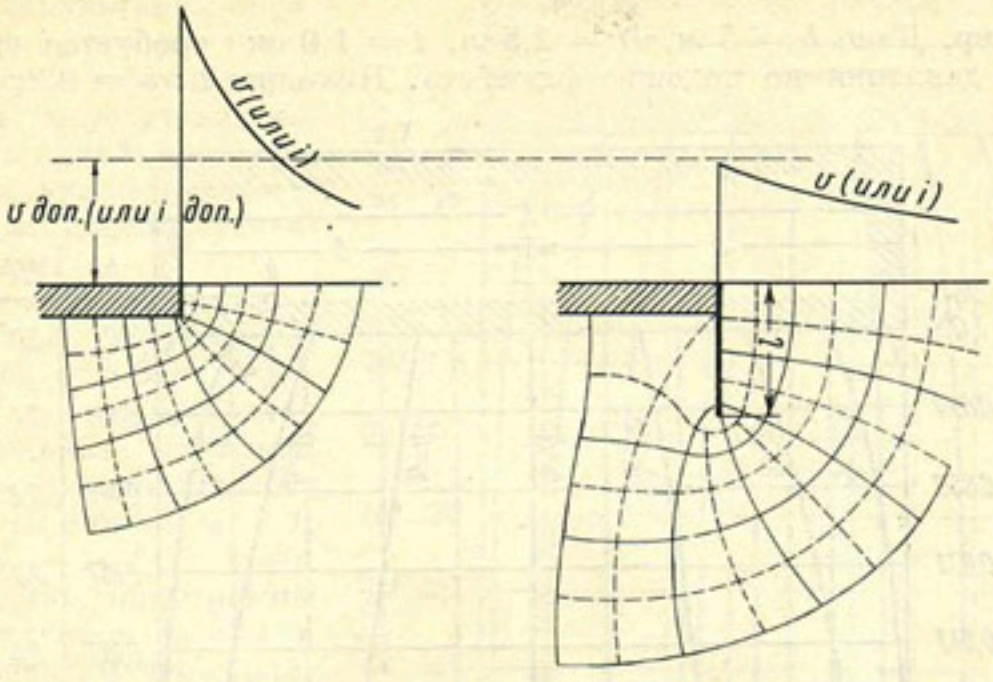


Рис. 3—6. Выходные скорости фильтрационного потока за плоским флютбетом и за шпунтовым флютбетом.

относительных (приведенных) координат [1]. У д е л ь н ы м д а в л е н и е м h_r называем то давление, которое было бы в точке флютбета с абсциссой x при $H = H_1 - H_2 = 1$. Очевидно, полное (абсолютное) давление h будет:

$$h = H_2 + h_r H. \qquad (3—14)$$

О т н о с и т е л ь н ы м и к о о р д и н а т а м и называем такие, которые выражены не в метрах, а в долях какого-либо элемента флютбета, принимаемого за единицу.

1. П л о с к и й ф л ю т б е т, р а с п о л о ж е н н ы й н а м о щ н о м с л о е в о д о п р о н и ц а е м о г о г р у н т а (теоретически — на безграничном слое). Принимаем за единицу масштаба полудлину b непроницаемой части флютбета, т. е. $b = 1$; начало координат располагаем в средине флютбета, ось $+ ox$ направляем по горизонтальному флютбету в сторону нижнего бьефа. При толщине флютбета $t \leqslant 0{,}1L$ (рис. 3—7) влиянием t можно пренебречь; тогда получим следующее распределение удельных давлений вдоль флютбета (табл. 3—2).

Таблица 3—2

x_r	—1,0	—0,9	—0,8	—0,6	—0,4	—0,2	0
h_r	1	0,86	0,80	0,71	0,63	0,56	0,50
x_r	0	0,2	0,4	0,6	0,8	0,9	0
h_r	0,50	0,44	0,37	0,29	0,20	0,14	0

2. П л о с к и й ф л ю т б е т, з а г л у б л е н н ы й в г р у н т н а в е л и ч и н у t и р а с п о л о ж е н н ы й н а м о щ н о м с л о е в о д о п р о н и ц а е м о г о г р у н т а. Координатная система — по предыдущему; принимаем также $b = 1$ (рис. 3—7). При отношении заглубления флютбета t к длине флютбета $L = 2b$, меньшем 0,1, т. е. при $t : L < 0{,}1$, давления на флютбет определяют по предыдущей таблице 3—2. При $t : L \geqslant 0{,}1$ дав-

[1] Е. А. З а м а р и н. Расчет движения грунтовых вод. Ташкент, 1928; ВНИИГ. Расчеты фильтрации под гидротехническими сооружениями. Стройиздат, 1941.

ления на флютбет получают по графику (рис. 3—7) в таком порядке: для заданного отношения t к b проводят горизонталь, пересечение которой с помеченными линиями удельных давлений дает приведенные абсциссы точек флютбета, в которых удельные давления равны пометкам соответствующих линий.

Пример. Дано $b = 5$ *м*, $H = 2{,}5$ *м*, $t = 1{,}0$ *м*; требуется определить удельные давления по подошве флютбета. Находим $t : b = 0{,}2$; проводим

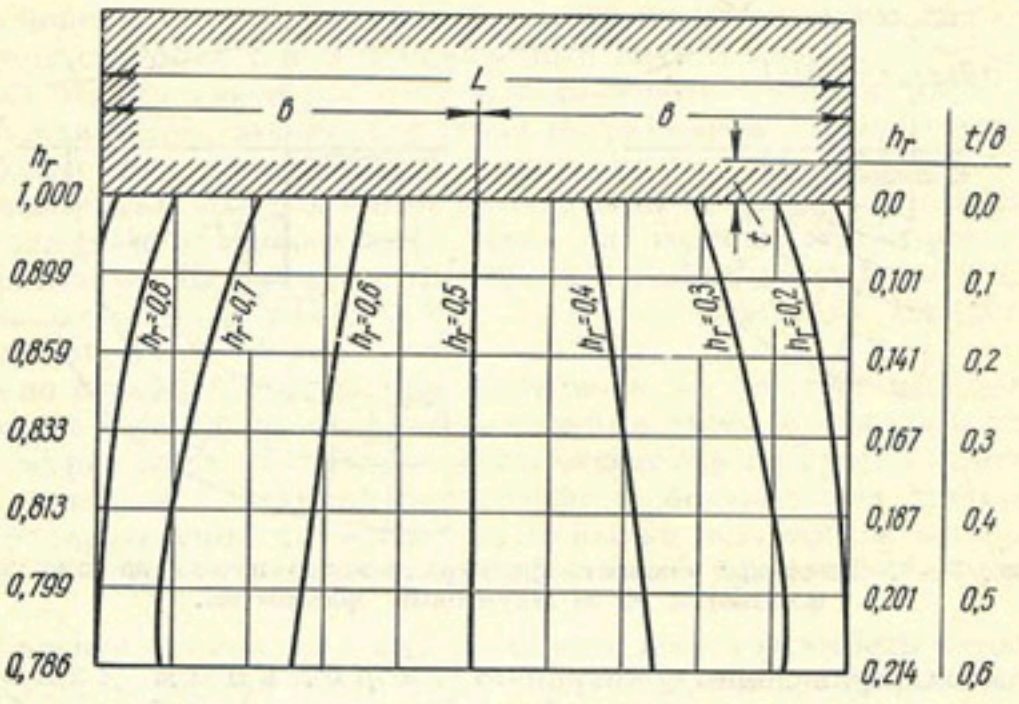


Рис. 3—7. График удельных давлений на плоский заглубленный флютбет.

горизонталь через точку $t : b = 0{,}2$ и получаем следующее распределение давлений фильтрационного потока по подошве флютбетов относительно плоскости сравнения, проходящей по уровню нижнего бьефа (табл. 3—3).

Таблица 3—3

Удельные давления . . .	0,86	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,14
Приведенные абсциссы . .	—1,0	—0,94	—0,70	—0,37	0	0,37	0,70	0,94	1,0

3. Плоский флютбет, расположенный на водопроницаемом грунте слоем T. Для отыскания удельных давлений на флютбет построен график (рис. 3—8), пользование которым аналогично предыдущему: находят отношение полудлины флютбета b к глубине T (или L к T); соответственно найденному отношению проводят горизонталь, пересечения которой с помеченными линиями удельных давлений укажут приведенные абсциссы точек и удельные давления в них. Как видно из графика, начиная с $L = T$, распределение удельных давлений по флютбету мало отличается от распределения соответствующего $t = \infty$ (нижняя горизонтальная линия).

4. Плоский одношпунтовый флютбет, расположенный на мощном водопроницаемом слое грунта. Выбирается следующая координатная система: положительная ось OX направлена по горизонтальной подошве флютбета в сторону нижнего бьефа, ось OY — вниз по вертикальному шпунту; за единицу масштаба принимается длина шпунта, т. е. $s = 1$.

Для отыскания удельных давлений на флютбет находят относительные длины верховой части флютбета b_1 и низовой части b_2, считая $s = 1$; по найденным b_1 и b_2 находят на сетке номограммы (рис. 3—9) пересечение помеченных прямых линий b_1 и b_2; через найденную таким образом точку $b_1 b_2$ и через точки шкалы абсцисс проводят прямые линии, пересечение которых со шкалой удельных давлений и укажет соответствующие абсциссам удельные давления.

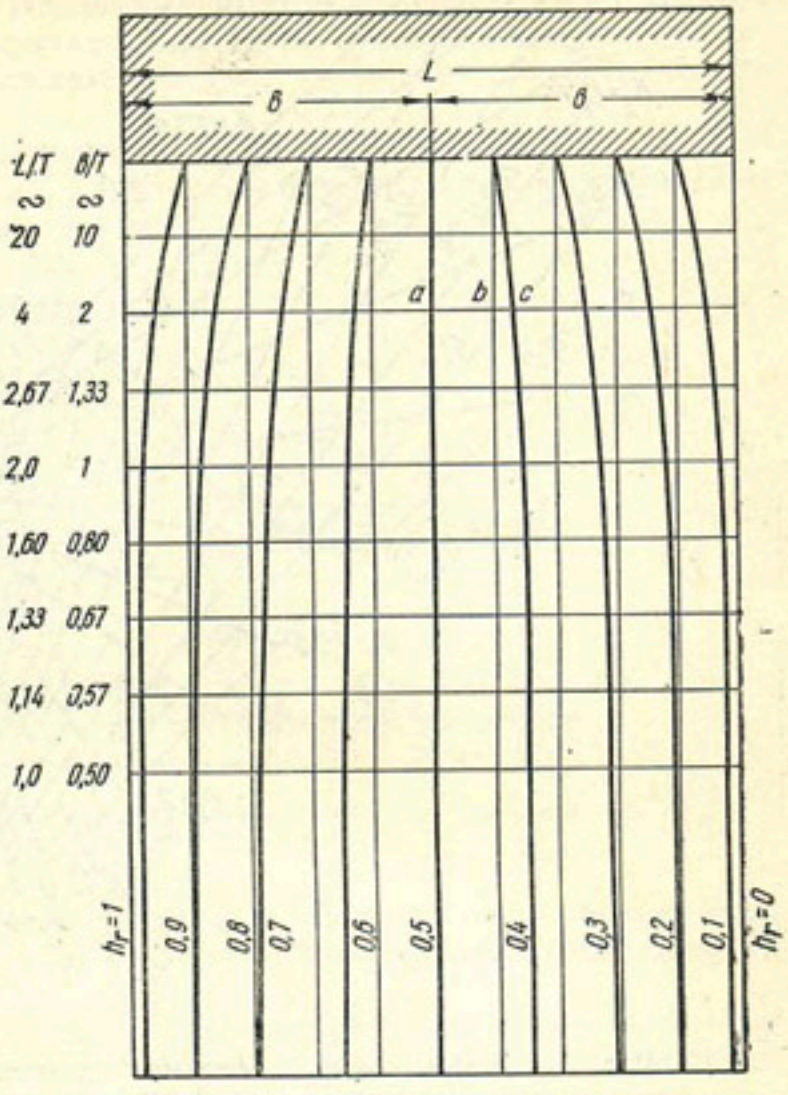


Рис. 3—8. График удельных давлений для плоского заглубленного флютбета на проницаемом слое конечной глубины.

Пример. Дано (рис. 3—10): $B_1 = 5$ *м*, $B_2 = 10$ *м*, $S = 5$ *м*, $H_1 = 5{,}5$ *м*, $H_2 = 0{,}5$ *м*, $H = 5$ *м*; требуется найти удельные давления по подошве одношпунтового флютбета. Принимая $s = 1$, получаем $b_1 = 1$, $b_2 = 2$; находим на сетке номограммы точку пересечения $b_1 = 1$ и $b_2 = 2$, проводим через найденную точку $(b_1 b_2)$ и точки шкалы абсцисс x прямые линии и в пересечении их со шкалой удельных давлений читаем ответы, т. е. величины удельных давлений, которые приведены в таблице 3—4.

Удельные давления для верховой части флютбета, т. е. на участке с отрицательными x, находятся следующим образом: меняют местами b_1 и b_2, т. е. считают $b_1 = 2$ и $b_2 = 1$, и для этих значений находят, как выше, условные удельные значения a; тогда действительные величины удельных давлений для отрицательных x будут равны $1 - a$ (табл. 3—5).

Таблица 3—4

Приведенные x	0	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
Удельные давления . . .	0,40	0,39	0,37	0,35	0,32	0,28	0,23	0,17	0

На рисунке 3—10 показана система координат и приведена эпюра распределения удельных давлений по флютбету, подсчитанная по номограмме (сплошные кривые линии); там же показана эпюра удельных давлений, построенная по способу линейной контурной фильтрации (прямые пунктирные линии), которая значительно отличается от номографической.

Таблица 3—5

Приведенные абсциссы . . .	0	—0,25	—0,50	—0,75	—1,00
Давления a	0,23	0,22	0,18	0,14	0
Удельные давления	0,77	0,78	0,82	0,86	1,0

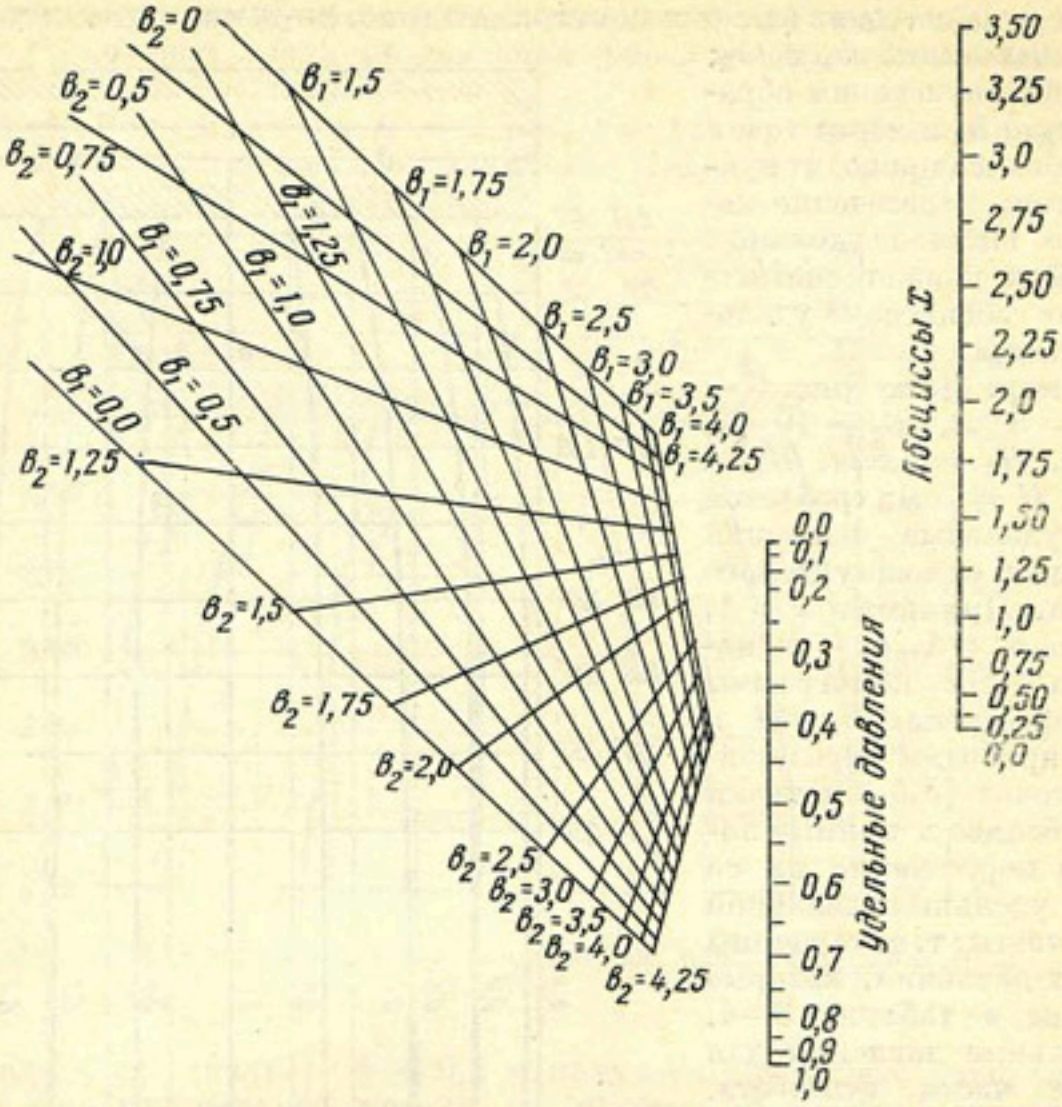


Рис. 3—9. Номограмма удельных давлений для одношпунтового флютбета.

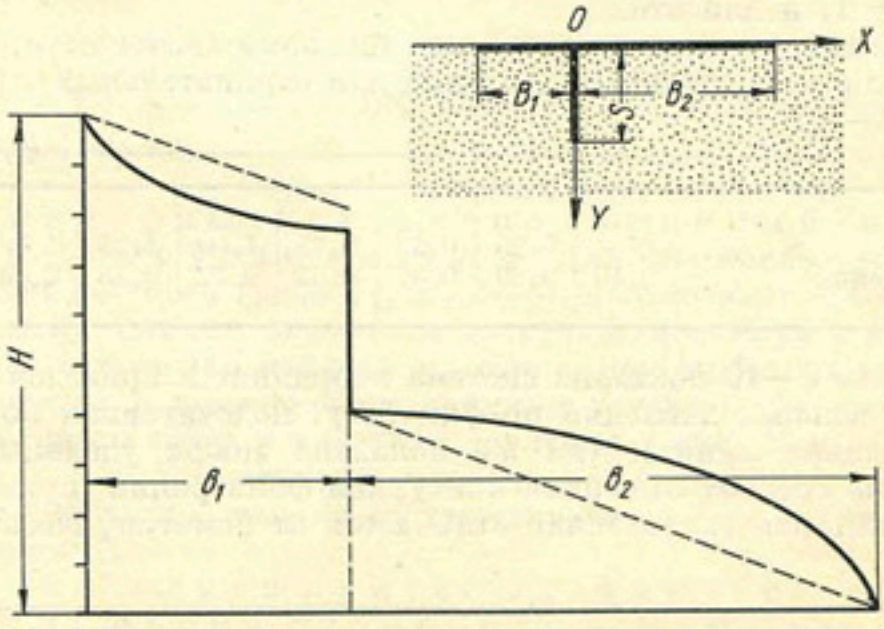


Рис. 3—10. График удельных давлений на одношпунтовый флютбет.

Фильтрационное давление на подземный контур сооружения при наличии двух, трех и более шпунтов может быть определено приближенным гидромеханическим расчетом по методу коэффициентов сопротивления, разработанному Р. Р. Чугаевым[1]. Подземный контур предварительно делится на отдельные вертикальные и горизонтальные участки (элементы), как показано на рисунке 3—11. Практически все участки можно привести только к трем типовым элементам:

1) входной или выходной элемент в общем случае имеет вид входного и выходного шпунта $1 - n - 2$ и $5 - m_1 - 6$, а при отсутствии шпунта представляет уступ $1 - m = a$ и $n_1 - 6 = a_2$;

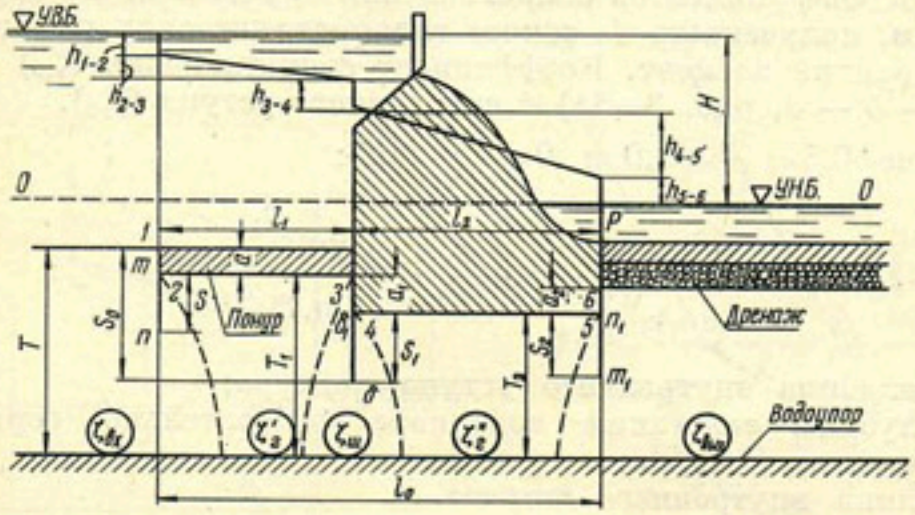


Рис. 3—11. Схема разбивки подземного контура плотины на участки (по Р. Р. Чугаеву).

2) внутренний элемент в общем случае имеет вид вертикального шпунта $3 - б - 4$, а при отсутствии шпунта ($S_1 = 0$) представляет вертикальный уступ $3 - б_1 = a_1$;

3) горизонтальные элементы подземного контура $2 - 3 = l_1$ и $4 - 5 = l_2$.

Допускается, что напор вдоль подземного контура падает по линейному закону. Потери напора в каждом элементе выражаются формулой:

$$h_i = \zeta_i \frac{q}{k}, \qquad (3—15)$$

где q — расход;

k — коэффициент фильтрации;

ζ_i — коэффициент сопротивления элемента.

Полный напор на сооружении равен сумме потерь на всех элементах подземного контура:

$$H = \frac{q}{k} \Sigma\zeta, \qquad (3—16)$$

где $\Sigma\zeta$ — суммарный коэффициент сопротивления. Отсюда:

$$\frac{q}{k} = \frac{H}{\Sigma\zeta}.$$

Потери напора в данном элементе с учетом (3—15) равны:

$$h_i = \zeta_i \frac{q}{k} = \zeta_i \frac{H}{\Sigma\zeta}. \qquad (3—17)$$

Суммарный коэффициент сопротивления:

$$\Sigma\zeta = \zeta_{вх} + \zeta'_г + \zeta_ш + \zeta''_г + \zeta_{вых},$$

[1] Р. Р. Чугаев. Подземный контур гидротехнических сооружений. Госэнергоиздат, 1962.

где $\zeta_{вх}$ и $\zeta_{вых}$ — коэффициенты сопротивления входного и выходного элементов подземного контура;

$\zeta_ш$ — коэффициент сопротивления внутреннего шпунта; при отсутствии шпунта ($S_1 = 0$) $\zeta_ш$ заменяется коэффициентом сопротивления внутреннего уступа $\zeta_{ус}$;

$\zeta'_г$ и $\zeta''_г$ — коэффициенты сопротивления горизонтальных элементов контура (понур и подошва сооружения).

При одной и той же форме входного и выходного элементов и одинаковых размерах $\zeta_{вх} = \zeta_{вых}$. Величина коэффициента сопротивления характеризует эффективность элемента в отношении гашения напора.

Значения коэффициентов сопротивления определяют по аналитическим зависимостям, полученным на основе гидромеханических решений.

1. Внутренний элемент. Коэффициент сопротивления ($\zeta_ш$) внутреннего шпунта (*3 — б — 4*, рис. 3—11) и внутреннего уступа ($\zeta_{ус}$).

В случае $0{,}5 \leqslant \frac{T_2}{T_1} \leqslant 1{,}0$ и $0 \leqslant \frac{S_1}{T_2} \leqslant 0{,}8$;

$$\zeta_ш = \frac{a_1}{T_2} + 1{,}5\frac{S_1}{T_2} + \frac{0{,}5\frac{S_1}{T_2}}{1 - 0{,}75\frac{S_1}{T_2}}, \qquad (3—18)$$

где a_1 — величина внутреннего уступа контура;

T_1 и T_2 — глубины залегания водоупора относительно горизонтальных участков контура;

S_1 — длина внутреннего шпунта.

Если шпунта нет ($S_1 = 0$), при одном уступе:

$$\zeta_{ус} = \frac{a_1}{T_1}. \qquad (3—19)$$

При наличии шпунта и отсутствии уступа ($a_1 = 0$) и $T_1 = T_2 = T$:

$$\zeta'_ш = 1{,}5\frac{S_1}{T} + \frac{0{,}5\frac{S_1}{T}}{1 - 0{,}75\frac{S_1}{T}}. \qquad (3—20)$$

2. Входной и выходной элементы. Коэффициент сопротивления для элементов со шпунтом:

$$\zeta_{вх} = \zeta_{вых} = \zeta_ш + 0{,}44. \qquad (3—21)$$

Если имеется один уступ ($S_1 = 0$), то:

$$\zeta_{вх} = \zeta_{вых} + \zeta_{ус} + 0{,}44. \qquad (3—22)$$

3. Горизонтальные элементы. При длине элемента l между двумя шпунтами S_1 и S_2, если $l \geqslant 0{,}5\,(S_1 + S_2)$, и глубине водоупора T:

$$\zeta_г = \frac{l - 0{,}5\,(S_1 + S_2)}{T}. \qquad (3—23)$$

Если $l < 0{,}5\,(S_1 + S_2)$, то $\zeta_2 = 0$. При глубоком залегании водоупора вместо фактической глубины T в формулах (3—18) — (3—22) принимают $T_{рас}$. Значение $T_{рас}$ зависит от отношения проекции длины подземного контура на горизонталь l_0 к длине проекции подземного контура на вертикаль S_0 (рис. 3—11) и принимается по таблице 3—6.

Таблица 3—6

l_0/S_0	>5	5—3,4	3,4—1	1—0
$T_{рас}$	$0{,}5l_0$	$2{,}5S_0$	$0{,}8S_0 + 0{,}5l_0$	$S_0 + 0{,}3l_0$

Если фактическая глубина $T < T_{рас}$, то в вычислениях коэффициентов сопротивления следует принимать T, а при $T > T_{рас}$ надо принимать $T_{рас}$. Определив потери напора на участках по формуле (3—17), строят затем эпюру фильтрационного давления на сооружение (рис. 3—11).

§ 3—4. СООРУЖЕНИЯ НА НЕОДНОРОДНЫХ ГРУНТАХ

Фильтрация в неоднородных грунтах более или менее изучена теоретически для двух случаев залегания грунтов: первый случай — залегание нескольких довольно мощных слоев однородных, но различных по характеристикам водопроницаемости грунтов; второй случай — один слой грунта, у которого коэффициенты фильтрации по двум направлениям различны, как

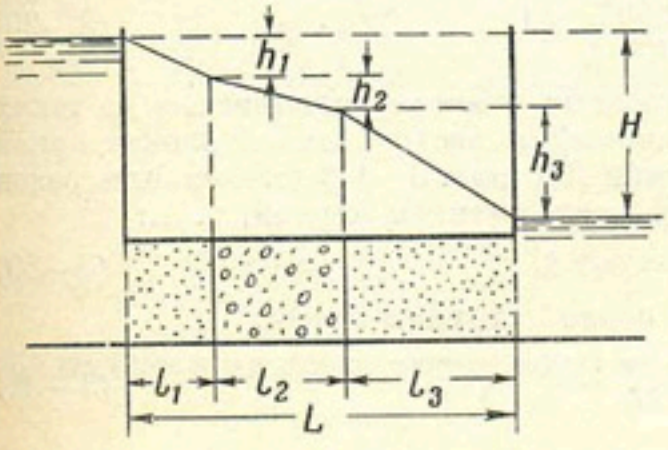


Рис. 3—12. Напорный поток в разнородных грунтах.

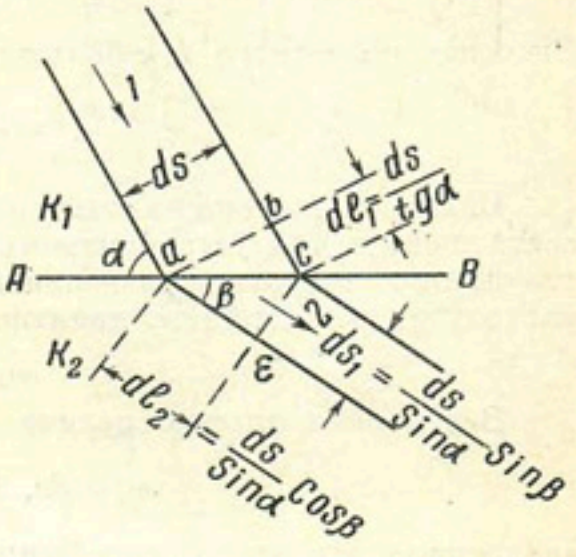


Рис. 3—13. Излом линий на стыке разнородных грунтов.

это наблюдается в осадочных породах, имеющих больший коэффициент фильтрации по горизонтальному направлению и меньший — по вертикальному. К этому же случаю относятся тонкослоистые грунты с чередующимися слоями, у которых каждая группа слоев имеет одинаковый коэффициент фильтрации, но отличный от коэффициента фильтрации другой группы.

Прежде чем перейти к изложению способов расчета фильтрации в неоднородных грунтах, приведем выражения для среднего значения коэффициента фильтрации и угла излома линии тока на стыке различных слоев грунта

Среднее значение коэффициента фильтрации дается для параллельного напластования грунтов в случаях движения воды вдоль пластов и по нормали к пластам.

В первом случае, так как пьезометрический уклон во всех пластах одинаков, можно написать, что $k_{ср}$, равен среднему взвешенному, т. е.:

$$k_{ср} = \frac{\Sigma t_i k_i}{T}, \qquad (3—24)$$

где t_i — мощность (толщина) отдельного пласта;

k_i — его коэффициент фильтрации:

$$T = \Sigma t_i.$$

Формула выражает равенство суммы расходов по отдельным пластам общему расходу, вычисленному для всей группы пластов.

Во втором случае залегания пластов (рис. 3—12) мы имеем постоянство расхода во всех пластах, что дает:

$$\frac{h_i}{l_i} k_i = \frac{H}{L} k_{ср} \text{ или } h_i = \frac{H}{L} k_{ср} \frac{l_i}{k_i}. \qquad (3—25)$$

Просуммировав последнюю зависимость, получаем:

$$\frac{L}{k_{ср}} = \Sigma \frac{l_i}{k_i} . \qquad (3—26)$$

Для случая слоистого грунта, состоящего из двух качественно различных грунтов с k_1 и k_2, залегающих слоями одинаковой мощности ($l_1 = l_2$), получаем (при напорном, безвакуумном потоке):

$$k'_{ср} = \frac{2k_1k_2}{k_1+k_2} . \qquad (3—27)$$

Для такого же грунта, но с движением воды вдоль слоев, имеем, согласно формуле (3—24):

$$k_{ср} = \frac{k_1+k_2}{2} . \qquad (3—28)$$

Значение последнего $k_{ср}$ больше предыдущего, что видно из соотношения:

$$\frac{k_{ср}}{k'_{ср}} = \frac{(k_1+k_2)^2}{4k_1k_2} > 1. \qquad (3—29)$$

Излом линии тока на стыке разнородных слоев устанавливается из таких соотношений: для установившегося движения расход первой элементарной струйки после прохода раздельной линии AB (рис. 3—13) должен быть равен расходу второй струйки, являющейся продолжением первой, т. е.:

$$\omega_1 k_1 i_1 = \omega_2 k_2 i_2. \qquad (3—30)$$

В условиях плоской задачи для первой струйки имеем:

$$\omega_1 = ds, \; i_1 = \frac{dp}{dl_1} = \frac{dp}{ds} \operatorname{tg}\alpha; \qquad (3—31)$$

аналогично для второй струйки:

$$\omega_2 = \frac{\sin\beta}{\sin\alpha} ds; \qquad (3—32)$$

$$i_2 = \frac{dp}{dl_2} = \frac{dp}{ds} \cdot \frac{\sin\alpha}{\cos\beta} . \qquad (3—33)$$

Здесь dp — разность пьезометрических напоров в точках b и c; очевидно, та же разность будет между напорами в точках a и ε; линии ab и $c\varepsilon$ — линии равных напоров. Сделав соответствующую подстановку в формулу (3—30), получим после сокращения:

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\operatorname{tg}\beta}{\operatorname{tg}\alpha} . \qquad (3—34)$$

Метод сеток дает возможность исследовать случай движения грунтовой воды через различные по водопроницаемости грунты.

Рассмотрим на примере плоского флютбета и двухслойного основания уточнение построения сеток в этих условиях.

Под серединой флютбета токи направлены горизонтально (рис. 3—14), уклон потока постепенно уменьшается книзу. Так как через каждую ленту сетки протекает один и тот же расход, а в зоне около стыка грунтов пьезометрические уклоны примерно одинаковы для обоих слоев, то из равенства расходов лент следует, что ленты нижнего (более водопроницаемого) слоя будут у́же лент верхнего слоя в $\frac{k_2}{k_1}$ раз. Следовательно, квадратичная сетка верхнего слоя перестроится в прямоугольную для нижнего слоя с соотношением сторон $\frac{k_2}{k_1}$; далее, на стыке слоев токи будут претерпевать изломы согласно уравнению (3—34).

На рисунке 3—14 приведена половина сетки движения, построенной для отношения коэффициента фильтрации нижнего и верхнего слоев, равного $k_2 : k_1 = 3$.

На сетках можно количественно проследить влияние легкопроницаемых линз на поток; такие линзы сгущают потенциали у своих концов, что может повести к суффозии у начала линзы и к вмыву мелких частиц за линзой.

На рисунке 3—15 приведена схематическая сетка движения в районе легкопроницаемой линзы.

Линзы, менее проницаемые, чем окружающий грунт, вследствие сужения ими живого сечения потока вызывают повышение скоростей.

При расположении части флютбета на легкопроницаемой линзе, соединяющейся с нижним бьефом, давления фильтрационного потока на флютбет

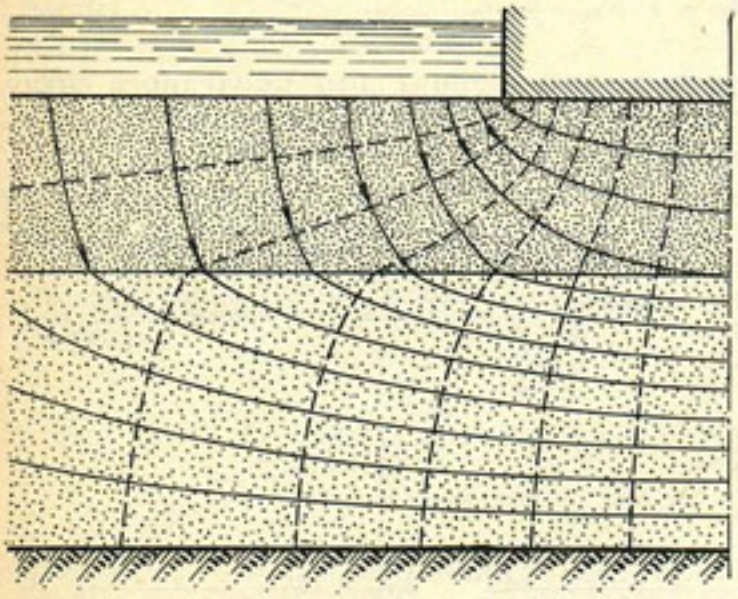


Рис. 3—14. Сетка движения при неоднородном основании.

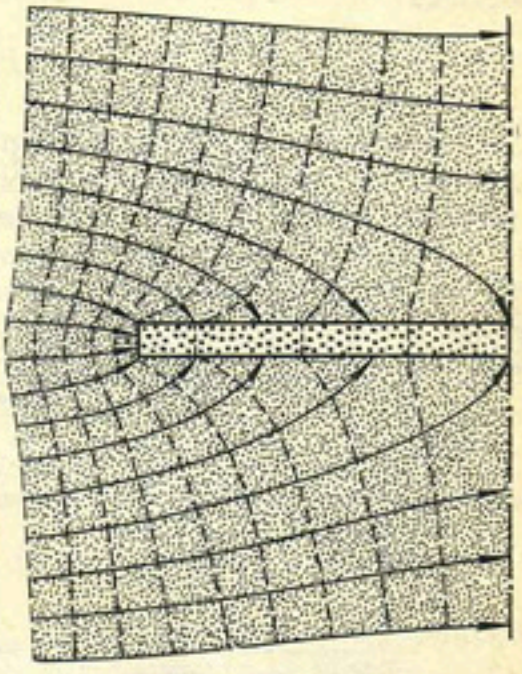


Рис. 3—15. Сетка движения в зоне линзы.

в зоне линзы понижены по сравнению с зонами менее проницаемого грунта. Когда линза не соединена с нижним бьефом, распределение давлений обратное.

Фильтрация в толще слоистого напластования грунтов (аллювиальные отложения речных русел) с различными коэффициентами фильтрации вдоль слоев и поперек их рассмотрена акад. П. Я. Полубариновой-Кочиной[1]. Ввиду сложности теоретического решения этой задачи требуется постановка лабораторных исследований проектируемых сооружений.

В условиях залегания параллельных тонкослоистых грунтов с бóльшим коэффициентом фильтрации вдоль слоев и меньшим по нормали к слоям Р. Дахлером предложено решение задачи фильтрации методом искажения. Сущность метода заключается в известном приведении неоднородного грунта к однородному, для которого и решается задача фильтрации, после чего делается обратный перевод однородного грунта в неоднородный и тем самым достигается решение задачи.

Пусть коэффициент фильтрации в горизонтальном направлении k_{max} будет более, чем в вертикальном направлении k_{min}. Сократим все горизонтальные элементы области грунта в a раз, не изменяя других и сохраняя при этом величину расхода вдоль горизонталей. После сокращения длины уклоны потока вдоль горизонталей увеличатся в a раз; для их компенсации надо полагать в a раз изменившимся коэффициент фильтрации, т. е. $k_1 = k_{max} : a$.

Для вертикального направления выполненное сокращение (уменьшившее живое сечение в a раз) в связи с сохранением постоянства расхода потре-

[1] «Некоторые вопросы плоского движения грунтовых вод». «Известия Академии наук СССР», ОТН, 1941.

бует увеличения коэффициента фильтрации в a раз, т. е. $k_2 = ak_{\min}$. В то же время k_1 и k_2 должны быть равны, что позволит найти масштаб искажения:

$$\frac{k_{\max}}{a} = ak_{\min} \qquad (3—35)$$

или

$$a = \sqrt{\frac{k_{\max}}{k_{\min}}}, \qquad (3—36)$$

отсюда

$$k_{ср} = k_1 = k_2 = \sqrt{k_{\max} k_{\min}}. \qquad (3—37)$$

Заменив неоднородный грунт однородным, строят для последнего сетку движения известными методами, после чего обратным ходом переводят однородный грунт в исходный, неоднородный.

Полученная таким образом сетка движения в неоднородном грунте уже не будет ортогональной, поток не идет перпендикулярно к линиям равных

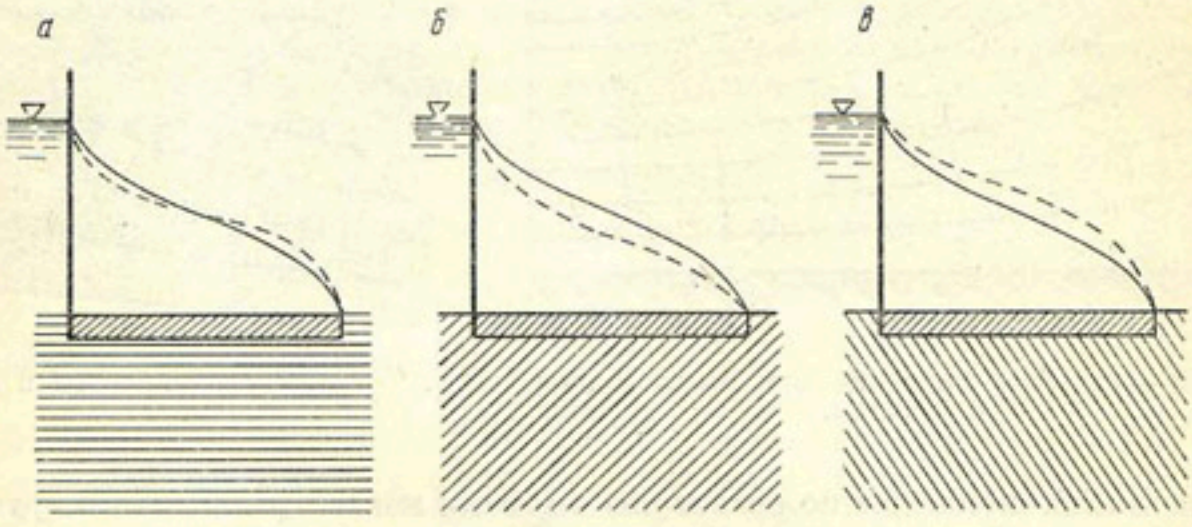


Рис. 3—16. Графики напоров фильтрационного потока на плоские флютбеты при различном напластовании грунтов основания.

пьезометрических уровней, в частности линии тока входят не перпендикулярно, а под углом к горизонтальному дну верхнего бьефа (аналогично и для выхода токов через горизонтальное дно нижнего бьефа).

Отметим искусственность принятого метода искажения.

На рисунке 3—16 пунктирными линиями показаны напоры потока грунтовых вод на плоские флютбеты при различном напластовании грунтов основания и сплошными линиями — напоры при однородном грунте основания; при этом коэффициент фильтрации вдоль слоев считается бóльшим, чем коэффициент фильтрации поперек слоев [см. формулы (3—24) и (3—26)].

На рисунке 3—16, *а* вода входит и выходит перпендикулярно слоям, следовательно, здесь потери напора будут больше, чем для случая однородных грунтов; под средней частью флютбета вода движется вдоль слоев, значит, здесь потери напора будут меньше, чем в случае однородных грунтов.

Аналогично могут быть проанализированы остальные случаи напластования (рис. 3—16, *б* и *в*).

Следует отметить, что если при горизонтальном напластовании грунтов ближайший к подошве флютбета слой грунта обладает значительно большей водопроницаемостью, чем следующий, его подстилающий, то распределение пьезометрических давлений по подошве плоского флютбета будет близко к прямолинейному.

§ 3—5. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ТОЛЩИНЫ ФЛЮТБЕТА

Флютбеты могут устраиваться массивными, отделенными от стен сооружения швами, сопротивляющимися выпирающему давлению фильтрационного потока своим весом, и цельными, жестко соединенными со стенами (в железобетонных сооружениях).

Вес массивного бетонного флютбета должен быть больше выпирающего давления фильтрационного потока, т. е. должен иметь достаточную толщину; если выпирающее давление фильтрационного потока будет превосходить вес

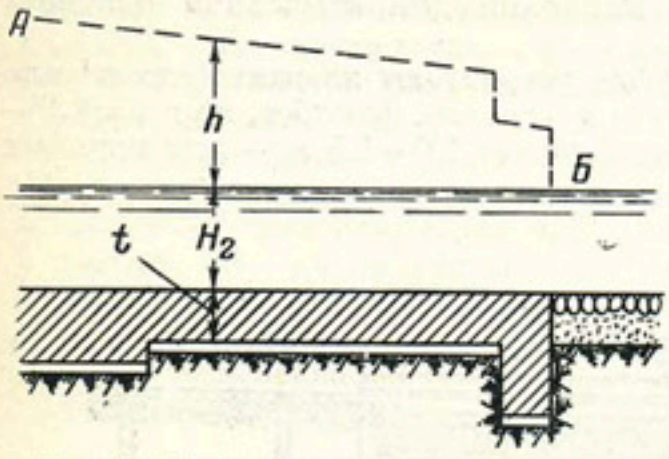


Рис. 3—17. Расчетная схема затопленного флютбета:
АБ — пьезометрическая линия.

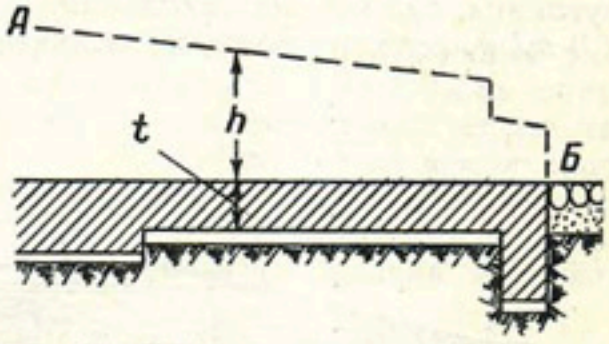


Рис. 3—18. Расчетная схема незатопленного флютбета:
АБ — пьезометрическая линия.

флютбета, то в нем возможно появление трещин, что сократит пути фильтрации, повысит уклон и скорость фильтрационного потока, которые могут превзойти величины, небезопасные для прочности грунтов.

При установлении толщины массивного флютбета стремятся иметь, по возможности, одинаковый запас в толщине, иначе кладка флютбета может испытывать изгибающие усилия; силами трения в швах флютбета, сопротивляющимися выпирающим усилиям, пренебрегают; расчет ведут в условиях плоской задачи. При затопленном флютбете (рис. 3—17) толщина флютбета найдется из следующих соображений: на единицу площади флютбета действуют сверху вниз силы: давление воды нижнего бьефа $\gamma_0 H_2$, вес кладки флютбета толщиной t в *м* . . . γt; здесь γ_0 и γ — объемные веса воды и кладки флютбета. Снизу вверх действует напор фильтрационного потока $\gamma_0(t + H_2 + h)$.

Приравнивая эти силы, получим:

$$\gamma t + \gamma_0 H_2 = \gamma_0 (t + H_2 + h) \text{ или } t = \frac{\gamma_0 h}{\gamma - \gamma_0}. \qquad (3—38)$$

При незатопленном флютбете (рис. 3—18), т. е. когда $H_2 = 0$, получаем:

$$\gamma t = \gamma_0 (t + h) \text{ или } t \frac{\gamma_0 h}{\gamma - \gamma_0}. \qquad (3—39)$$

Вводя коэффициент запаса n для толщины флютбета, получаем общую зависимость[1]:

$$t = n \frac{\gamma_0 h}{\gamma - \gamma_0}, \qquad (3—40)$$

где h — расчетное давление, равное в данной точке в случае затопленного флютбета напору фильтрационного потока, измеряемому от уровня воды

[1] При расположении бетонного флютбета на глине или жирном суглинке в уравнении (3—40) может быть учтено сцепление c флютбета с основанием, т. е.:

$$t = n \frac{\gamma_0 h - c}{\gamma - \gamma_0}.$$

нижнего бьефа до пьезометрической линии фильтрационного потока, а в случае незатопленного флютбета — напору, измеряемому от верха флютбета до пьезометрической линии (размеры в метрах и тоннах). Последнее указание особенно важно, когда части флютбета расположены на разных отметках, например в сбросных регуляторах, имеющих перепады. На рисунке 4—15 показаны проекции сбросного регулятора; для случая, когда пролеты регулятора закрыты затворами и уровень воды перед ними поддерживается на отметке уровня высоких вод (УВВ), а в нижнем бьефе вода спущена, т. е. $H_2=0$, построена пьезометрически линия напоров фильтрационного потока ABC; очевидно, расчетными напорами для отыскания толщины флютбета будут h_1 и h_2.

В деревянных сооружениях флютбет устраивают из глинобетона[1] или суглинка, так же рассчитываемый как и массивный флютбет, но с $\gamma=1{,}9$—$2{,}0$ $т/м^3$, если его толщина получается не более 1,0—1,5 $м$ — для крупных

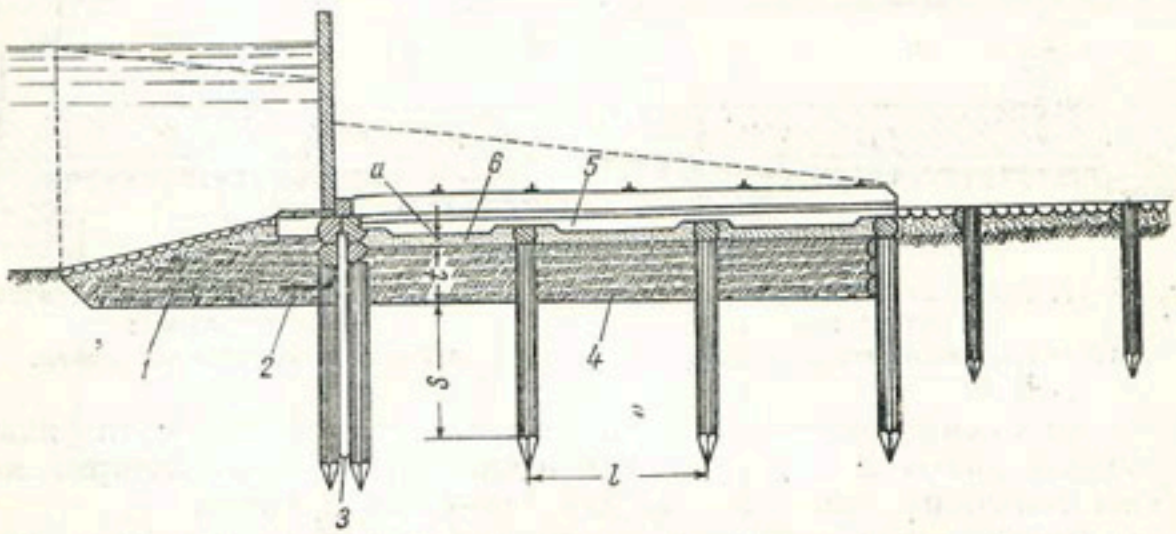


Рис. 3—19. Продольный разрез по деревянному флютбету:
1 — глинобетонный понур; *2* — битумный мат; *3* — королевый шпунт; *4* — глинобетон водобоя; *5* — деревянный пол; *6* — фильтр.

сооружений и 0,7—1,0 $м$ — для средних. В тех случаях, когда получающаяся по расчету толщина слоя глинобетона превосходит указанные величины, следует для уменьшения ее учесть сопротивление флютбетных свай выдергивающему усилию со стороны фильтрационного потока по следующей формуле:

$$\pi dSF \geqslant [n\gamma_0 h-(\gamma-1)\,t-(\gamma_a-1)\,a]\,lb, \qquad (3—41)$$

где h — расчетный напор фильтрационного потока над сваей;
d — диаметр сваи;
S — глубина забивки сваи ниже глинобетона;
l — расстояние между сваями в ряду (рис. 3—19);
b — расстояние между рядами свай;
γ_a — объемный вес гравелисто-щебеночного слоя фильтра под глинобетоном (около 1,7—1,8 $т/м^3$);
a — толщина фильтра (около 0,3—0,5 $м$);
F — удельная сила сопротивления сваи выдергиванию, равная для песков около 3 $т/м^2$, супесей $\cong$1,0 $т/м^2$, илистых грунтов $\cong$0,5 $т/м^2$.

Размеры в метрах и тоннах.

В деревянных сооружениях еще часто над глинобетоном понура укладывают деревянный пол по насадкам на сваях, однако со временем вдоль свай понура и водобоя возможно образование в суглинистом грунте заполнения

[1] Тщательно приготовленная смесь из глины, песка и гравия в составе 1 : 2 : 1 или 1 : 2 : 2, достаточно водонепроницаемая при укладке с трамбованием и не пучащаяся от мороза.

щелей, вследствие чего эффект гашения фильтрационного потока водобоем и, особенно, понуром значительно снижается; напор тогда гасится преимущественно водобойным шпунтом, что может оказаться недостаточным для прочности сооружения.

Целесообразнее понур устраивать без деревянных частей или из асфальтового покрытия, гибко соединяемого с водобойной колодой, или из суглинка (глины), внутри которого прокладывают 1—2 слоя битумных матов (толщиной по 4—5 *см*), прочно и плотно присоединяемых к колоде или к водобойному шпунту (рис. 3—19). В водобое не устраивают водонепроницаемого заполнения из суглинка (или глины); деревянный пол водобоя устраивают неплотным, слегка щелистым, под ним укладывают хорошо развитый обратный фильтр; гашение фильтрационного напора происходит на понуре и на королевом шпунте.

Для флютбетов, не нагруженных горизонтальными сдвигающими усилиями, величину коэффициента запаса n принимают от 1,2 до 1,0 для сооружений II—IV классов; такая малая величина запаса n объясняется тем, что в формуле (3—40) не учитывается ряд обстоятельств, повышающих прочность флютбета, как-то: увеличение веса массивного флютбета от намокания, неточность (в сторону увеличения) расчетного напора фильтрационного потока, пренебрежение трением в швах и сцеплением кладки флютбета с грунтом основания и т. п.

§ 3—6. ФИЛЬТРЫ

Флютбет является одной из дорогих частей гидротехнического сооружения, поэтому в целях удешевления строительства естественно стремление как к облегчению толщины флютбетов, так и к уменьшению их длины в пределах, не угрожающих прочности сооружения и не ухудшающих условий их эксплуатации.

Это возможно в тех случаях, когда длина флютбета определяется не гидравлическим расчетом (например, не условиями затопления прыжка или развития крепления нижнего бьефа сооружений, что встречается в большинстве различных типовых сетевых регуляторов), а преимущественно гидротехническим расчетом, т. е. необходимостью развития соответствующей длины контура флютбета (в целях получения скоростей подземного потока меньше вымывающих).

Но и в тех случаях, когда длины флютбетов определяются гидравлическим расчетом (перепады и другие типы сопрягающих бьефы сооружений, подходные части водопроводящих сооружений и т. д.), имеется полная возможность, если и незначительно укоротить длину флютбета, то существенно уменьшить его толщину.

И в том и в другом случае рационализация расчета флютбетов может идти в двух направлениях: в повышении допускаемого уклона фильтрационного потока на флютбет (дающем сокращение длины флютбета) и в понижении давления фильтрационного потока (дающем уменьшение толщины флютбета).

Метод уменьшения длины флютбета в тех сооружениях, в которых она определяется преимущественно гидротехническим расчетом, основан на замене в сливной части естественного грунта искусственно составленным грунтом, допускающим бо́льшие скорости, чем естественный грунт.

Исходное положение гидротехнического расчета — назначать длину флютбета такой, чтобы скорости фильтрационного потока не превосходили допускаемых,— в своем развитии приводит к следующему: так как наиболее опасной (в смысле вымыва грунта) частью области подземного потока является сливная часть флютбета, то собственно свойствами грунта в этой части области грунтового потока и определяется длина контура флютбета.

Очевидно, если заменить в этой части флютбета естественный грунт более стойким по отношению к вымыву, то при этом можно допустить больший уклон потока, а следовательно, длину флютбета сделать меньшей.

Из сказанного нетрудно установить полную аналогию с соответствующим методом, применяемым в гидравлических расчетах, когда на участках открытого потока, имеющих различные скорости, ставятся различной прочности по отношению к размыву облицовки.

Очевидно, что и укорочение сооружения и замена одного грунта другим, более стойким по отношению к размыву, могут быть сделаны лишь при выполнении двух условий: 1) в наиболее ответственной зоне потока грунтовых вод должны быть точно определены все элементы его; 2) необходимо знать, до какой безопасной величины можно повышать скорости потока грунтовых вод, другими словами, должны быть известны величины вымывающих скоростей.

Первое условие выполняется гидродинамическим расчетом, аналитическим или графическим,— методом гидродинамических сеток (сеток движения).

О вымывающих скоростях можно упрощенно судить по предельной скорости потока, взвешивающей частичку грунта.

Пусть мы имеем подвешенный в плоско-параллельном потоке кубик удельного веса δ и пьезометрический уклон потока воды, равный i. Вес кубика в воде будет $a^3(\delta - \gamma_0)$, где a — длина ребра кубика, γ_0— вес единицы объема воды. Так как кубик взвешен водой, т. е. находится в покое, то его вес должен уравновешиваться давлениями воды на кубик, которые найдутся из следующих соображений. Пусть давление воды вдоль верхней грани кубика будет h *см* водяного столба; тогда при уклоне потока i давление вдоль нижней грани кубика будет $h + ia$, так как движение воды мы считаем направленным снизу вверх, и следовательно, давления книзу должны увеличиваться пропорционально уклону i и глубине погружения a. Исходя из этого, можно написать следующее равенство:

$$a^3(\delta - \gamma_0) + \gamma_0 h a^2 = \gamma_0 (h + ia) a^2, \qquad (3—42)$$

сократив которое, получим:

$$i = \frac{\delta - \gamma_0}{\gamma_0}. \qquad (3—43)$$

При ином положении кубика или иной форме частицы формула (3—43) сохраняется.

Если рассмотреть не отдельную частицу грунта, а отдельный кусок его, то, применяя совершенно подобные предыдущим рассуждения, получим и зависимости, очень близкие к ранее выведенным.

Пусть мы имеем в плоско-параллельном потоке вырезанный из грунта кубик, подвешенный движением воды; если удельный вес вещества частиц будет δ, порозность кубика p, то вес его под водой, равный $a^3(\delta - \gamma_0)(1 - p)$, должен уравновеситься давлением движущейся воды, т. е. $\gamma_0 i a^3$.

Приравнивая оба количества и сокращая, получим:

$$i = \frac{(\delta - \gamma_0)(1 - p)}{\gamma_0} \cong 1. \qquad (3—44)$$

Очевидно, что для грунта в целом (а не отдельно взятой частицы его) получим такого же рода зависимость, т. е. что вымывающий уклон не зависит ни от размеров частиц, ни от их форм, а зависит только от порозности грунта и удельного веса его частиц.

Формула (3—43) выведена из весьма условного предположения равновесия веса частицы грунта (или агрегата) и подъемной силы открытого потока, движущегося вертикально вверх. На самом деле не будет наблюдаться свободного, ничем не стесненного течения воды вокруг частички или агрегата грунта, течение воды будет по порам с гораздо бо́льшими потерями напора,

поэтому можно ожидать более значительных величин градиентов потока, разрушающих грунты.

Действительно, из опытов с песками автором получено для вертикального движения вверх иное выражение для градиента, разрушающего грунт:

$$i = \frac{(\delta - \gamma_0)(1-p)}{\gamma_0} + 0{,}5p. \qquad (3—45)$$

Академиком Н. Н. Павловским для песков со средним диаметром частиц от 0,25 до 1 *мм* указывается следующая величина критического градиента, при котором струйчатое (ламинарное) движение переходит в турбулентное:

$$i = d_{ср}, \qquad (3—46)$$

вымывающие градиенты будут, следовательно, больше исчисленных по формуле (3—46).

Для случая вертикального движения вверх Л. И. Козловой [1] из опытов установлена следующая зависимость для вымывающей скорости:

$$v = 0{,}26\, d_{60}^2 \left(1 + 1000 \frac{d_{10}^2}{D^2}\right) \text{ см/сек}, \qquad (3—47)$$

где d_{60} — диаметр частиц грунта в *мм*, меньше которого в грунте содержится 60% частиц по весу;

D — средний диаметр частиц фильтра в *мм* (в опытах весьма однородного).

Формула (3—47) выведена для $d_{60} = 0{,}17 \div 0{,}59$ *мм* и при коэффициенте неоднородности $n = d_{60} : d_{10}$, изменявшемся от 1,38 до 3,47.

Л. И. Козловой установлено, что скорость выноса практически не зависит от нагрузки на фильтр в пределах 0,2—5,0 *кг/см*^{2}, если нагрузка сама не может вызвать выпирание грунта.

Приведенные соображения позволяют сделать вывод о допускаемых уклонах фильтрационного потока; для случая вертикального вверх движения и незащищенного фильтром грунта при 5—3-кратном запасе возможно допускать уклон в месте выхода грунтовой воды около 0,20—0,35.

Для грунтов, защищенных фильтрами, в тех же условиях движения, допускаемый градиент может быть повышен, т. е. коэффициент C можно уменьшить по сравнению со значениями, приведенными в таблице 3—1, в $1^1/_2$—2 раза в зависимости от размеров сооружений, но с обязательной поверкой устойчивости грунта на выпирание его весом сооружения.

Опыты автора с вертикальным потоком грунтовых вод (погашаемый напор равнялся 18 *м*, опыты длились около 2 месяцев), направленным вниз, показали, что суглинистые грунты с коэффициентом фильтрации около 0,00030—0,00005 *см/сек* выдерживали градиент более 7, не вымываясь в ниже их расположенный гравелисто-песчаный фильтр, состоящий из смеси гравия, крупного песка и мелкого песка в пропорциях 1 : 2 : 1. При градиентах более 30 замечался в первые часы опытов ничтожный вымыв мельчайших частиц грунта.

Для плоского флютбета (рис. 3—6) скорости выхода грунтовой воды (или уклоны потока) могут быть больше допускаемых, следовательно, возможен вымыв грунта за флютбетом, его разрушение. С целью предупреждения вымыва грунта верхняя часть его удаляется и заменяется фильтром (часто называемым обратным фильтром), устраиваемым у грунта из слоя смеси песков, выше— из слоя гравия с щебнем; фильтр сверху защищается от размыва поверхностным потоком водопроницаемой одеждой (мостовая, дырчатые плиты и т. п.).

Коэффициент фильтрации грунта фильтра $k_ф$ во много раз больше коэффициента фильтрации грунта основания k. Если рассмотреть часть потока,

[1] Л. И. Козлова. Экспериментальное исследование фильтрационной деформации двух смежных и разнородных слоев грунта. «Известия НИИГ», т. XIV, Л., 1934.

выходящего в нижний бьеф (рис. 3—20), с восходящим уклоном $i = \frac{z}{l}$, то нетрудно видеть, что уклон потока в фильтре (при равенстве расхода и живого сечения) будет меньше $\frac{k_\Phi}{k}$ раз, т. е. не опасен для грунта фильтра и настолько мал, что им можно пренебречь.

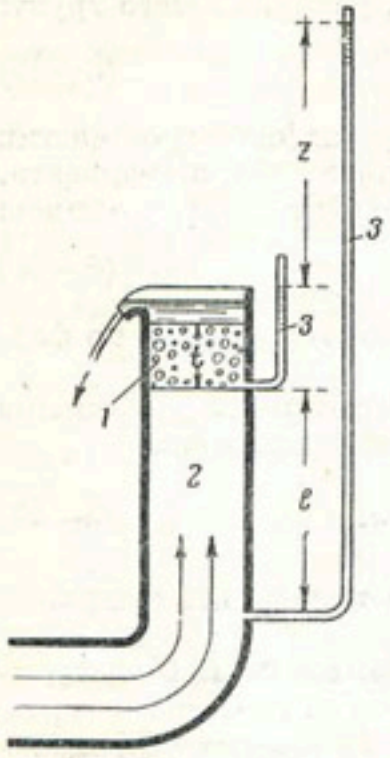


Рис. 3—20. Схема опыта по установлению выхода грунтовой воды в дно нижнего бьефа:
1 — фильтр; *2* — грунт основания; *3* — пьезометры.

Исходя из этого, можно написать условие устойчивости вертикального участка грунта против выпора в таком виде:

$$\gamma_0 z \leqslant l(\delta - \gamma_0)(1-p) + t(\delta_\Phi - \gamma_0)(1-p_\Phi), \quad (3—48)$$

где δ и δ_Φ — удельные веса грунтов основания и фильтра;

p и p_Φ — порозности тех же грунтов;

t — толщина фильтра.

Увеличивая толщину фильтра и подбирая состав его таким образом, чтобы он защищал грунт основания от вымыва и сам не кольматировался, можно допускать значительные уклоны i.

Фильтры устраиваются из 1—2 слоев однородных грунтов (пески, гравий, галька или щебень) с соотношением средних диаметров частиц соседних слоев около 10—8, при коэффициенте неоднородности грунтов слоев $n = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ не более 10. Первый слой, непосредственно соприкасающийся с суглинистым грунтом основания, насыпают из мелкого песка, на супесчаном же основании — из среднего песка; далее располагают слои крупного песка и гравия.

Установлено, что значение $\frac{D^0_{мин}}{d_{50}}$ является примерной границей возможности проникновения песчаного грунта при восходящем фильтрационном

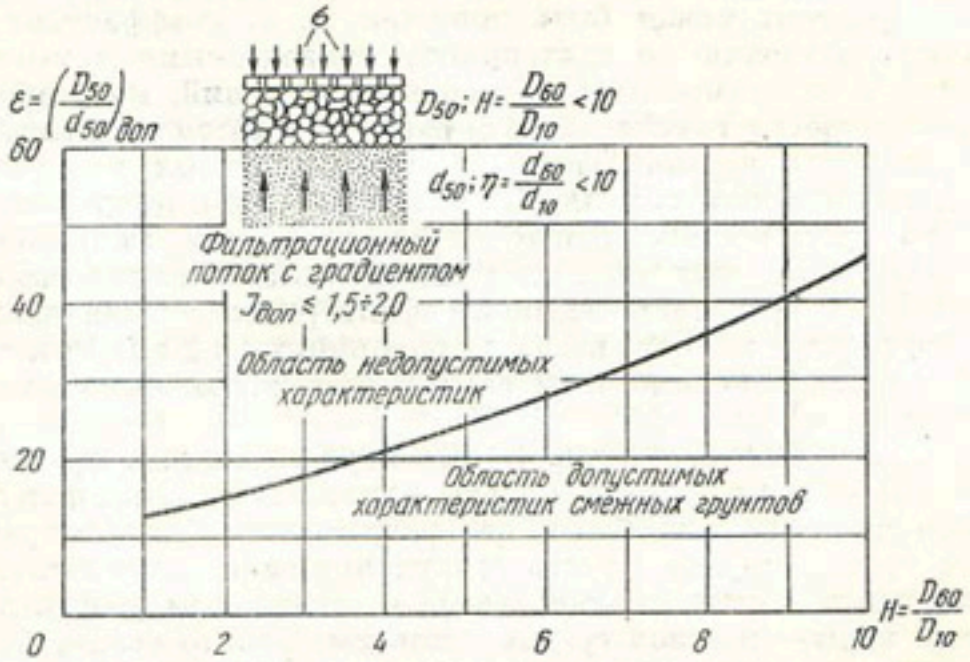


Рис. 3—21. График зависимости для пригруженных грунтов.

потоке в поры пригружающего [1], более крупнозернистого грунта (здесь d_{50} — средний диаметр частиц, т. е. таких частиц, которых в грунте имеется 50%

[1] В. С. Истомина. Фильтрационная устойчивость грунтов. Госстройиздат, М., 1957, стр. 99, 224.

по весу, $D^{0}_{мин}$ — минимальный диаметр пор фильтрующей пригрузки, расположенной на песке с d_{50}).

Для контроля механического состава смежных грунтов, в которых не происходит проникания частиц мелкозернистого грунта в поры крупнозернистого, В. С. Истоминой предложен график (рис. 3—21), где на оси абсцисс отложены коэффициенты неоднородности верхнего слоя, а по оси ординат — отношения средних диаметров частиц верхнего и нижнего слоев.

Для пластичных глин (с числом пластичности $W_п \geqslant 7$) В. С. Истомина рекомендует первый слой фильтра устраивать из гравия, характеристики которого приведены на рисунке 3—22.

Требование об устройстве многослойных фильтров из однородных песков нельзя считать обязательным; можно делать фильтры из 1—2 слоев смеси разнородных песков и гравия с галькой. Правильно рассчитанный и выполненный фильтр не должен забиваться частицами грунта основания и разрушаться фильтрационным потоком. Для обеспечения безупречной работы фильтра он не должен освобождаться от воды. При периодическом обнажении фильтра и доступе в него воздуха возможно окисление содержащихся в воде солей и отложение их на частицах фильтра.

Такая химическая кольматация фильтра не поддается промывке водой.

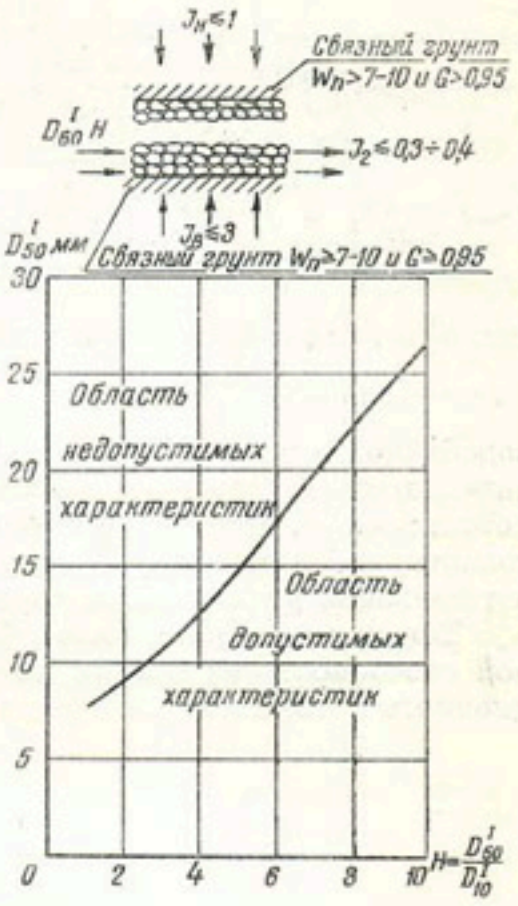


Рис 3—22. График характеристик гравелистых материалов.

Что касается толщины отдельных слоев фильтра, то опытные данные показывают, что практически толщина их в 25 *см* достаточна; меньшая толщина трудно выполнима, особенно в условиях водоотлива, когда может встретиться необходимость увеличить толщину слоев фильтра по условиям производства работ.

§ 3—7. ДРЕНИРОВАНИЕ СООРУЖЕНИЙ

В гидротехнике получило большое распространение дренирование сооружений, дающее значительную экономию в строительных материалах, потребных на возведение сооружений. Из предыдущего видно, что в начальной части флютбетов до линии затворов давления воды верхнего бьефа превышают выпирающие давления фильтрационного потока и здесь толщина флютбета принимается не по расчету, а по конструктивным соображениям. За линией затворов выпирающие давления фильтрационного потока велики, соответственно им должна быть и толщина флютбета. Если фильтрационный поток под флютбетом перехватить дренажем еще до конца водобоя и отвести грунтовые воды в нижний бьеф, то выпирающие давления на флютбет значительно уменьшатся, соответственно уменьшится толщина флютбета. Дренаж может быть устроен в виде щелей или отверстий в флютбете, в виде труб под флютбетом, но во всех случаях грунтовая вода в него должна поступать через фильтр, защищающий грунт от размыва, а дренаж — от заиления. Дренажи весьма разнообразны и будут рассмотрены при изучении отдельных видов сооружений.

Дренажи устраивают также, когда контуры фильтрационного потока не могут быть точно установлены; в этих случаях, устраивая дренаж, можно добиться такого положения, что давления фильтрационного потока снизятся до величин, воспринимаемых обычной конструктивной толщиной флютбета. Это характерно для застенного дренажа, устраиваемого вдоль быстротоков, перепадов, дренажей у входа и выхода из акведуков и т. п.

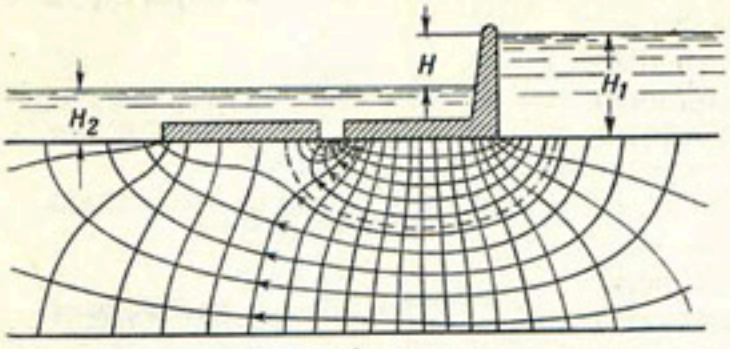


Рис. 3—23. Гидродинамическая сетка для сквозного флютбета.

Возможность значительно повысить допускаемый уклон потока грунтовых вод (а следовательно, и скорость фильтрации) перед фильтром используется в гидротехнике как основание для сокращения длины водобойной части флютбета. Водобой может быть сокращен до размеров, определяемых условием безопасного пропуска открытого (поверхностного) потока; далее, помимо сокращения длины водобоя, возможно уменьшить его толщину, если сделать его проницаемым для потока грунтовых вод с соответствующим укреплением грунта под ним фильтрами.

Так как уклоны потока в фильтре вследствие его большой водопропускной способности не велики, то для решения вопроса о давлениях фильтрационного потока на такой флютбет можно, в качестве первого приближения,

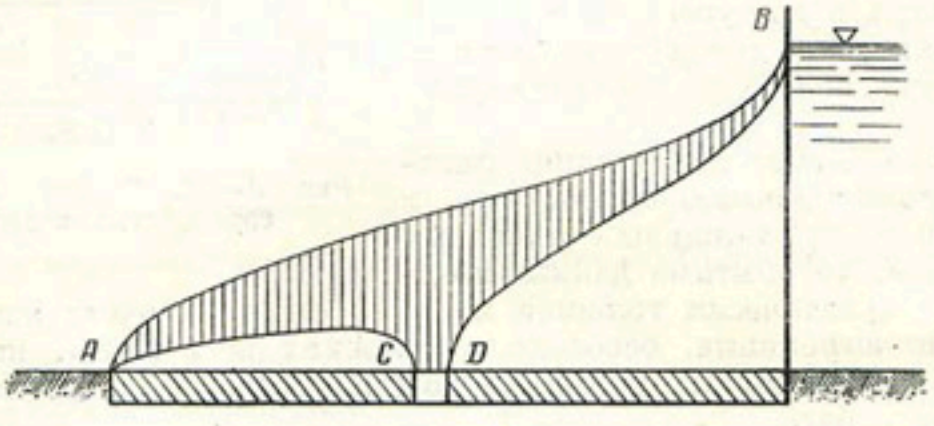


Рис. 3—24. Расчетные давления на сквозной флютбет.

построить гидродинамическую сетку, полагая вдоль подошвы фильтра напор, равным горизонту воды нижнего бьефа. В дальнейшем такую сетку надлежит уточнить, учтя работу отверстий. На рисунке 3—23 показана гидродинамическая сетка, полученная гидроинтегратором для случая одной поперечной щели в флютбете.

Однако и первое приближение дает уже приемлемое решение, для отыскания которого можно также воспользоваться номограммами, рассматривая для них только одну непроницаемую часть флютбета.

Флютбеты, в которых устраивают отверстия для выхода грунтовых вод, мы называем сквозными. Наличие отверстий в флютбете уменьшает давление на него фильтрационного потока и тем самым позволяет делать его более тонким, а в сквозной части ограничиваться конструктивной толщиной.

Диаметр отверстий принимают $d = 15 \div 25$ *см*, а в крупных сооружениях 1 *м* и более, покрывая их дырчатыми железобетонными плитами. Через отверстия большого диаметра имеется возможность контролировать состояние дренажа и производить его ремонт.

На рисунке 3—24 (в увеличенном масштабе) показаны расчетные давления на флютбет: AB — для сплошного (цельного) флютбета и AC, DB — для сквозного флютбета, имеющего щель CD. Из чертежа видно, что наличие щели снимает с флютбета давление, равное заштрихованной площади эпюры.

Подробно расчет сквозных флютбетов рассмотрен в отдельных трудах [1]; здесь же ограничимся приближенным и упрощенным решением.

Выше отмечалась величина активной зоны потока по дну каналов, считая ее от концов флютбета на расстоянии около 0,5—0,8 длины флютбета.

Выход воды через отверстия более затруднителен, чем через открытый грунт, поэтому для сквозного флютбета активная зона по дну каналов увеличивается до 1—1,2 L, считая от концов непроницаемой части флютбета (L — длина по горизонтали непроницаемой части флютбета) и вглубь от флютбета на 2—2,5 глубины шунтов.

Плавно очерчивая в этих пределах границу активной зоны и срединную струйку в ней, можно найти расход через нее по формуле:

$$Q = \omega v = BT \frac{H}{l} k, \qquad (3—49)$$

где B — ширина флютбета;

T — средняя мощность залегания активной зоны, которая может быть найдена как отношение площади активной зоны (по сечению ее вдоль флютбета) к длине l (l — длина средней струйки);

H — действующий (погашаемый) напор;

k — коэффициент фильтрации грунта.

Расчет сквозных флютбетов в основном состоит в отыскании (или поверке) числа отверстий и размеров фильтра под ними, подбираемых так, чтобы скорости входа в фильтр были безопасны как против вмыва мельчайших частиц грунта в него, так и против вымыва частиц фильтра в отверстия. Для такого расчета необходимо знание протекаемого через каждое отверстие расхода воды, что может быть найдено следующим способом.

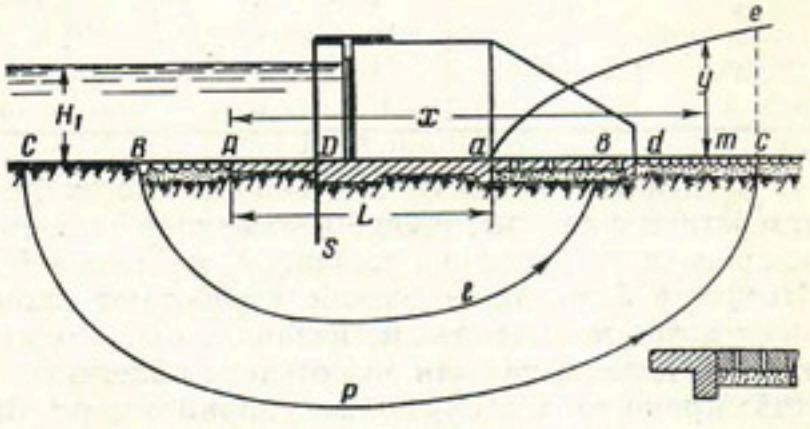


Рис. 3—25. Расчетная схема сквозного флютбета.

Построим кривую суммарных расходов на фильтрацию через дно нижнего бьефа, ордината y которой над границей активной зоны $ce = Q$ (рис. 3—25). Любая промежуточная ордината такой кривой будет указывать фильтрационный расход от конца непроницаемой части флютбета a до абсциссы этой ординаты, т. е. на участке am.

Для построения кривой суммарных расходов фильтрации приводится таблица 3—7 ординат y и горизонтальных расстояний x от начала непроницаемой части, считая ее длину за единицу, т. е. полагая $L = 1$; ординаты суммарных расходов даются пока в относительном масштабе. Так как абсцисса ac равна длине активной зоны, т. е. точка c известна, то по таблице 3—7, зная x, находим для нее y; приравнивая эту ординату к расходу, получаем масштаб ординат.

---

[1] Е. А. Замарин. Расчет сквозных флютбетов. Ташкент, 1932; Н. Т. Мелещенко. Расчет движения грунтовых вод под сооружениями, имеющими дренажные отверстия. «Известия НИИГ», т. 19, 1936.

Чтобы найти расходы воды через отверстия, необходимо найти ординаты y на срединах промежутков между рядами отверстий y_1, y_2. Тогда через одно отверстие первого ряда будет протекать расход:

$$Q_1 = \frac{My_1}{N}, \qquad (3—50)$$

где M — масштаб ординат расходов;

N — число отверстий в первом ряду.

Для расхода Q_2 через одно отверстие второго ряда получим:

$$Q_2 = \frac{M(y_2 - y_1)}{N}. \qquad (3—51)$$

Принимаем скорость входа воды в фильтр не меньшую k; тогда, рассматривая под каждым отверстием фильтр в форме полусферы радиуса R, можем написать:

$$v = \frac{Q_1}{\omega} \geqslant k, \text{ или } k \leqslant \frac{Q_1}{2\pi R^2}, \qquad (3—52)$$

откуда

$$R^2 \geqslant \frac{Q_1}{2\pi k}. \qquad (3—53)$$

Таблица 3—7

Координаты	Приведенные расходы					
x	1	1,05	1,1	1,2	1,3	1,4
y	0	0,32	0,45	0,62	0,76	0,87
x	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
y	0,96	1,02	1,12	1,19	1,26	1,32
x	2,1	2,2	2,3	—	—	—
y	1,37	1,43	1,48	—	—	—

В действительности нет необходимости делать отдельные под каждым отверстием фильтры; проще и надежнее сделать общий фильтр в виде песчано-гравелистого тюфяка толщиной, не меньшей наибольшего радиуса сферы. Отверстия близ конца флютбета работают слабо по сравнению с поставленными выше по течению, и, казалось бы, что их можно и не делать; однако их надо делать, так как они отчасти облегчают работу вышележащих отверстий; кроме того, в случае закупорки отверстий в начале флютбета действие концевых отверстий усиливается, что разгружает флютбет от давления воды.

Рассмотрение гидродинамических сеток (рис. 3—6 и др.) показывает, что постановка в конце водобоя даже небольшого шпунта значительно выравнивает величины выходных скоростей фильтрации в нижний бьеф. В сквозных флютбетах это свойство шпунтов (или зубьев) особенно важно, как обеспечивающее почти равномерные скорости подхода и расходы отверстий; кроме того, шпунты создают более удобные условия размещения фильтра.

Таблица 3—7 дает ординаты суммарных расходов на фильтрацию без учета постановки в конце непроницаемого водобоя шпунта (или зуба) и тем самым дает несколько завышенные расходы воды в первых отверстиях. Ввиду приближенности рассматриваемого метода расчета такой запас в расчете фильтра приемлем.

Давления воды на сквозную часть флютбета невелики; конструктивная толщина флютбета здесь будет достаточна для восприятия этого давления.

Пример. Для флютбета, эскиз которого приведен на рисунке 3—25, требуется подсчитать толщину обратного фильтра и толщину водобоя.

Флютбет имеет следующие размеры: понур $AD = 2{,}5$ *м*, водобой $Da = 5$ *м*; сквозная часть $ad = 4$ *м* снабжена четырьмя рядами отверстий

диаметром 8 *см*, расположенных в шахматном порядке; шпунт $DS = 3$ *м*. Коэффициент фильтрации грунта $k = 0{,}0008$ *см/сек*, $H_1 = 3$ *м*, $H_2 = 0$.

Для цельной части флютбета находим толщину, равную 0,6 *м* для конца водобоя и 0,7 *м* для его начала; толщину сквозной части примем 0,5 *м*.

Примыкание сквозной части водобоя к сплошной показано справа на рисунке 3—25.

Для расчета размера фильтра построим кривую суммарных расходов. Для этого наметим точки контура активной зоны: C, p, c; $CA = 0{,}8\,L$, $ac = L$, $Sp = 2DS$ и проведем через них плавную кривую. Ряды отверстий отстоят от конца водобоя, т. е. от точки a, на расстоянии 0—1—2—3 *м*.

Пользуясь таблицей 3—8, построим ординаты кривой суммарных расходов для средних значений x, т. е. для $7{,}5 + (0{,}5 + 1{,}5 + 2{,}5 + 4)$ и т. д. Принимая точку A за начало координат и длину L за единицу, получим следующие координаты кривой расходов (табл. 3—8).

Таблица 3—8

Абсциссы (в *м*)	8,0	9,0	10,0	11,5	15,0
» табличные	1,07	1,20	1,33	1,53	2,0
Ординаты	0,36	0,62	0,80	0,98	1,32
Удельные суммарные расходы . . .	2,2	3,8	4,9	5,9	8,0

Концевая ордината получилась равной 1,32; найдем ее масштаб; для этого подсчитаем расход на погонный метр ширины флютбета в пределах активной зоны.

Строим срединную струйку, плавно проходящую через точки B, l, b так, чтобы $BA = 0{,}4\,CA$; $Sl = 0{,}4\,Sp$; $ab = 0{,}4\,ac$; последнее соотношение принято ввиду того, что интенсивность движения близ флютбета больше, чем у границы активной зоны.

Длина средней струйки, взятая с чертежа по масштабу, оказалась $Blb = l = 18{,}4$ *м*, и средний уклон вдоль нее $i = H_1 : l = 3 : 18{,}4 = 0{,}163$.

Средняя глубина активной зоны T найдется как отношение площади $CASacpC$ к l или как среднее из CA, pS и ac. В первом случае $T = 6{,}36$ *м*, во втором $T = 6{,}0$ *м*, в среднем $T = 6{,}18$ *м*.

Теперь находим погонный расход активной зоны $q = 1 \cdot Tki = 100 \times 618 \cdot 0{,}0008 \cdot 0{,}163 = 8{,}0$ *см³/сек*.

Отсюда находим масштаб ординат $1{,}32\,M = 8{,}0$ и расходы для остальных x (4-я строка табл. 3—8). Далее, беря последовательно разность расходов (вычитая из последующего расхода предыдущий), находим расходы отверстий, так как их приходится по одному на погонный метр ширины флютбета.

По формуле (3—53) находим радиус фильтра:

$$R = \sqrt{\frac{2{,}2}{2 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}0008}} = 21 \text{ см}.$$

Делаем сплошной фильтр толщиной 30 *см* из смеси песков с преобладанием внизу мелкого песка, наверху крупного; отверстия в флютбете загружаются смесью крупного песка с гравием. Сплошной ленточный фильтр, имея бóльшую поверхность, чем полусферы, понизит входные скорости фильтрации на стыке фильтра с грунтом, что увеличит запас в расчете.

Конструкция сквозных флютбетов получила дальнейшее развитие в устройстве водопроницаемых флютбетов. Использование пористого бетона в качестве фильтра нашло применение в дренажах буровых скважин, в дренажах гравитационных плотин и др. При неагрессивных грунтовых водах под сооружениями и при отсутствии илистых частиц в основании возможно водобой устраивать из пористого бетона, слабо пропускающего через себя воду и тем постепенно снижающего выпирающие давления фильтрационного потока.

Глава 4

Регулирующие сооружения на каналах

§ 4—1. РЕГУЛЯТОРЫ-ВОДОВЫПУСКИ И ПОДПОРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Вода из источника орошения (река, водохранилище, озеро, грунтовые воды) подается к орошаемым полям по системе каналов или напорных трубопроводов. Распределение воды по каналам — из главного (магистрального) канала в распределители 1-го порядка, из них в распределители 2-го порядка и т. д.— осуществляется с помощью гидротехнических сооружений, носящих общее название регуляторов. При самотечном орошении необходимо не только пропустить по каналам заданные (требуемые) количества воды (расходы ее), но и выдержать необходимые для полива горизонты воды в каналах, что выполняется с помощью регуляторов. Те из них, при помощи которых вода забирается в канал, носят название водовыпусков, а регуляторы, регулирующие горизонты воды в канале, носят название подпорных, или перегораживающих.

Для сброса воды необходимо предусмотреть устройство сбросных регуляторов, удаляющих излишнюю воду в ближайшее понижение местности (овраг, сай) или в водоток.

Гидротехнические сооружения на каналах по своей конструкции разделяются на две группы — монолитные и сборные. В *монолитных* бетонных или железобетонных сооружениях бетон приготовляется на месте строительства. Основные части сооружений получаются излишне массивными; коэффициенты запаса значительно превосходят допускаемые величины; свойства бетона используются неполностью (например, слабая напряженность бетона в массивных подпорных стенах); внедрение индустриальных методов строительства монолитных сооружений встречает большие затруднения.

Бетонные и железобетонные *сборные* сооружения состоят из отдельных частей (блоков), изготовляемых в индустриальных условиях, перевозимых на место строительства сооружения и монтируемых там; при этом достигается большая экономия в бетоне (до 40—50%) и значительно ускоряется процесс возведения (монтажа) сооружений. Сборно-блочные конструкции применяются для небольших и средних сооружений (с постепенным расширением сферы их применения); монолитные конструкции применяются в крупных сооружениях. В практике встречаются сооружения смешанного типа, когда одни части конструкций выполняются как монолитные, другие — как сборные; под влиянием внедрения сборных конструкций изменяются конструкции монолитных сооружений — вместо массивных бетонных частей (подпорные стены, бычки, флютбеты, устои и др.) вводятся пустотелые или собираемые из плит-оболочек, с заполнением полостей песчано-гравелистым грунтом, камнем и т. п.

Рассмотрение сооружений начнем с монолитных, что в дальнейшем упростит освоение (изучение) сборных сооружений.

Регуляторы-водовыпуски ставят в начале отводов, ветвей, распределителей, временных оросителей; они предназначаются не только для пропуска воды, но и измерения ее количества. Так как по принятой схеме водооборота на системе возможны выключения каналов, то регуляторы должны в это время полностью прекращать подачу воды, как равно и во время аварий на системе. Регуляторы, как и всякие сооружения, требуют ремонта, поэтому их конструкции должны обеспечивать не только нормальную работу, но и возможность ремонта. Их конструкции должны быть просты, легко доступны осмотру, дешевы, должны пропускать воду без ущерба для каналов.

Регуляторы — массовые сооружения, рассеянные на больших территориях, зачастую ко времени постройки мало обжитых; поэтому особенно

необходимо стремиться к наибольшему использованию местных строительных материалов (местная древесина, камень, кирпич, заполнители для бетона и пр.), что не только разгружает транспорт, но и способствует развитию местной промышленности.

Регуляторы, как массовые сооружения системы, работающие в одинаковых или близких между собой условиях, должны иметь одинаковую конструкцию, одинаковые затворы и подъемники, что удешевляет их строительство, упрощает эксплуатацию, уменьшает резерв запасных частей, позволяет иметь меньшее число комплектов шандор.

Отдельно стоящие регуляторы, являясь аналогами водозаборных сооружений бесплотинного типа, работают в значительно более спокойных условиях, чем водозаборные сооружения. Их условия работы характеризуются: 1) косым подходом воды к фронту сооружения; 2) малыми скоростями в старшем канале и в отводе; 3) устойчивостью или малыми изменениями режима каналов; 4) отсутствием большей частью приспособлений для борьбы с захватом наносов.

Регуляторы-водовыпуски устраивают следующих типов: открытые, трубчатые безнапорные, трубчатые напорные и с забральной стенкой.

Открытый регулятор (рис. 2—7) представляет собой искусственное русло потока, ограниченное флютбетом, продольными, входными и выходными стенами и снабженное для управления потоком затворами, мостиком и подъемниками.

Входную часть регуляторов часто устраивают в виде конуса и так называемой обратной стенки (крыло), весьма распространенных ввиду простоты своей конструкции и неплохо работающих: вода спокойно, без завихрений, входит в регулятор. В большинстве случаев проектирования сети каналов дно отвода размещается выше дна магистрали; в случаях крупных отводов (ветви) или при трассировке отвода в выемке отметки дна магистрали и отвода могут совпадать. Реже дно отвода бывает ниже дна магистрали. Сопряжение порога регулятора с дном магистрали обычно выполняется плоским понуром, представляющим по конструкции мостовую на глинобетоне, бетонные плиты и мостовую перед ними и др.

Конус укрепляется (мостовой, фашинами, облицовкой из бетона, бута на растворе) и начинается не у обреза продольной стены, а у начала ее закругления — в целях предохранения его от подмыва при пропуске воды из-под затвора. Обратная стенка заводится за конус на 0,5—1,0 *м*, в зависимости от размера сооружения. Шпунт, если он необходим по расчету или условиям строительства, забивается по прямой вдоль порога и обратных стенок.

Вход в виде ныряющей стенки показан на рисунке 4—1. Эта конструкция входа проще предыдущей и также часто применяется, но в менее ответственных и в сборных сооружениях. В крупных сооружениях применяется реже из-за меньших удобств по гашению напора фильтрационного потока — фильтрационный поток имеет более легкие условия движения вдоль стен сооружения; для ослабления его приходится устраивать у продольных стен контрфорсы (шпоры, поперечные стенки) либо шпунт продолжать до уровня воды верхнего бьефа за стыком ныряющей и продольной стенок. За верховой ныряющей стенкой вследствие вихрей откладываются наносы, хотя и в небольшом количестве, но затрудняющие работу затворов (ими забиваются пазы затворов). Желательно ныряющую стенку, расположенную выше по течению, устраивать с бóльшим разворотом, чем расположенную ниже по течению; этим достигается более плавный, т. е. более спокойный, вход воды в регулятор.

Регуляторы-водовыпуски обычно ставят или на урезе воды канала или несколько вдвинутыми в отводящий канал; регуляторы с выдвинутым входом устраивают реже. Вдвинутое положение регулятора повышает его водомерное качество, более удобно для производства ремонтных работ.

Выдвинутый вход иногда находит применение для больших отводов (например, в Северной ветке Вахшской системы); однако он не может быть

рекомендован, так как сильно нарушает равномерный режим магистрали вследствие отжима струй от верховой стенки (рис. 4—2). Поток магистрали, встречая верховую стенку сооружения, искривляется и становится по своей структуре аналогичным потоку на излучине, вследствие чего донные струи, более насыщенные наносами, направляются к порогу регулятора и там откладывают наносы; так как вдоль порога скоростей нет, то наносы отсюда не смываются. Скорости входа зачастую оказываются достаточными для пронесения отложившихся перед порогом наносов в отвод.

Вход в виде косых плоскостей для крупных сооружений (рис. 4—3) является наиболее спокойным при устройстве приподнятого порога, мало

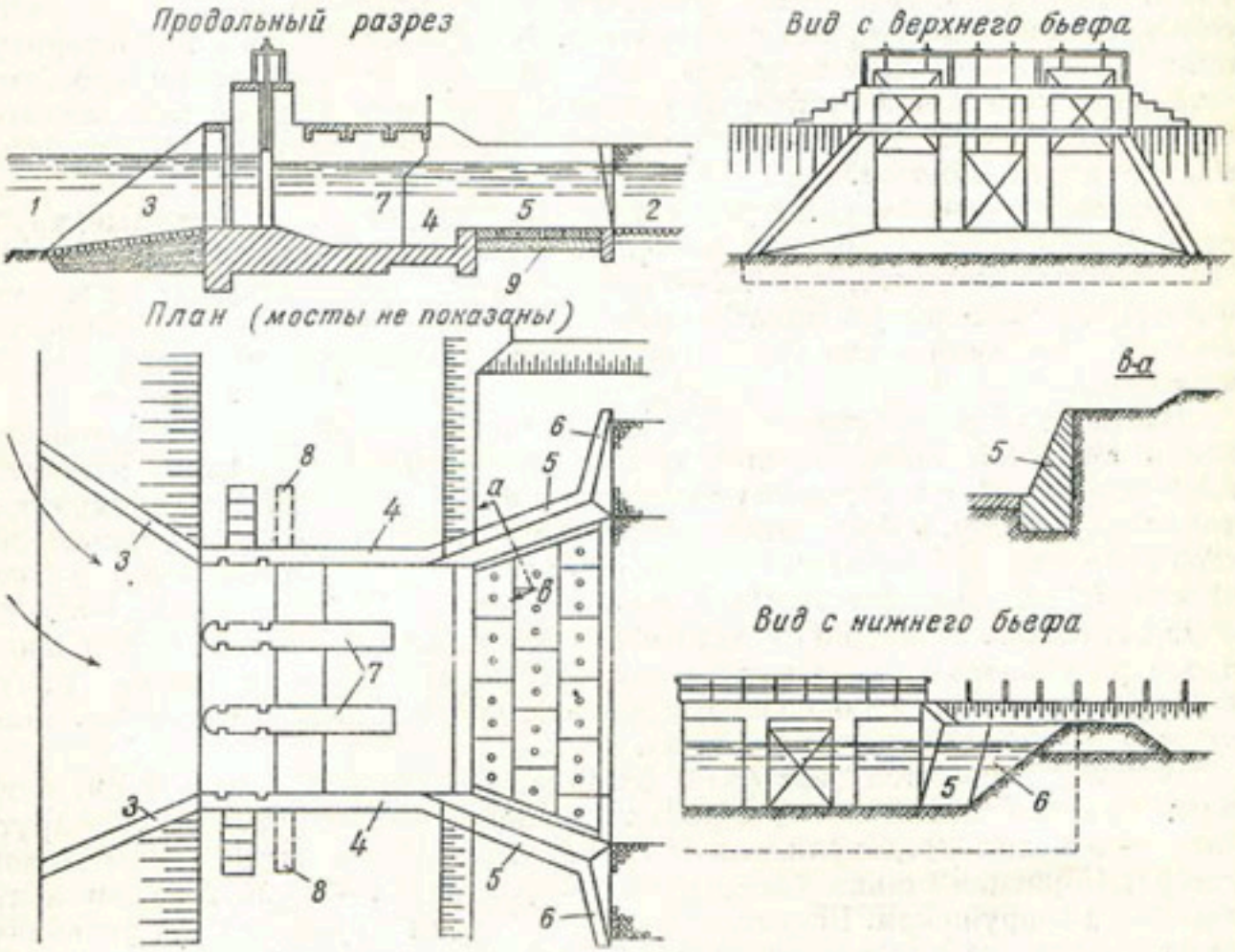


Рис. 4—1. Регулятор:

1 — магистральный канал; *2* — распределитель первого порядка; *3* — нырящие стенки; *4* — продольные стенки; *5*—раструбные стенки; *6* — обратные стенки; *7* — быки; *8*—шпора (поперечная стенка); *9* — фильтр.

захватывающим придонные наносы, из-за большого фронта входа (и, следовательно, малых скоростей), плавности входа. Конструкция несколько сложна.

Водобойная часть регулятора ограничивается параллельными вертикальными стенами на длине, достаточной для размещения пазов основного затвора, пазов для ремонтного затвора (обычно шандор), служебного, а при надобности и для проезжего моста. На водобое размещается водобойный колодец, если он необходим по условиям эксплуатации сооружения; далее, за водобоем (так как ширина регуляторов в большинстве случаев бывает уже ширины отвода по дну) нет необходимости устраивать продольные стены параллельными.

Конструкции выхода воды из регуляторов должны обеспечивать спокойное и равномерное течение в каналах; поэтому выход из регулятора должен быть симметричным, ширина выходной части — равной ширине канала по дну и выходные скорости — не должны превосходить допускаемые. Отсюда желательно иметь один, три и более пролетов регулятора, а не два,

при которых выпуск воды бывает несимметричным; далее, в водобое регулятора необходимо иметь гасители кинетической энергии (водобойные колодцы, искусственную шероховатость, пирсы и т. п.), если через регулятор вода пропускается из-под затвора.

При одинаковой ширине регулятора и канала по дну наиболее частая форма выхода — обратная стенка (рис. 4—4, *а*); она проста по конструкции, но требует значительного количества материалов и вызывает за собой появление вихрей. Обратная стенка может быть заменена ныряющей, дающей

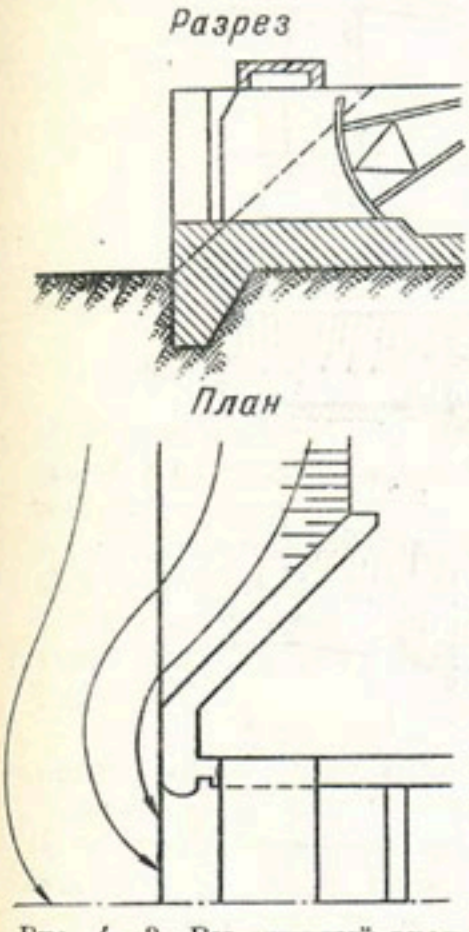


Рис. 4—2. Выдвинутый вход в регулятор.

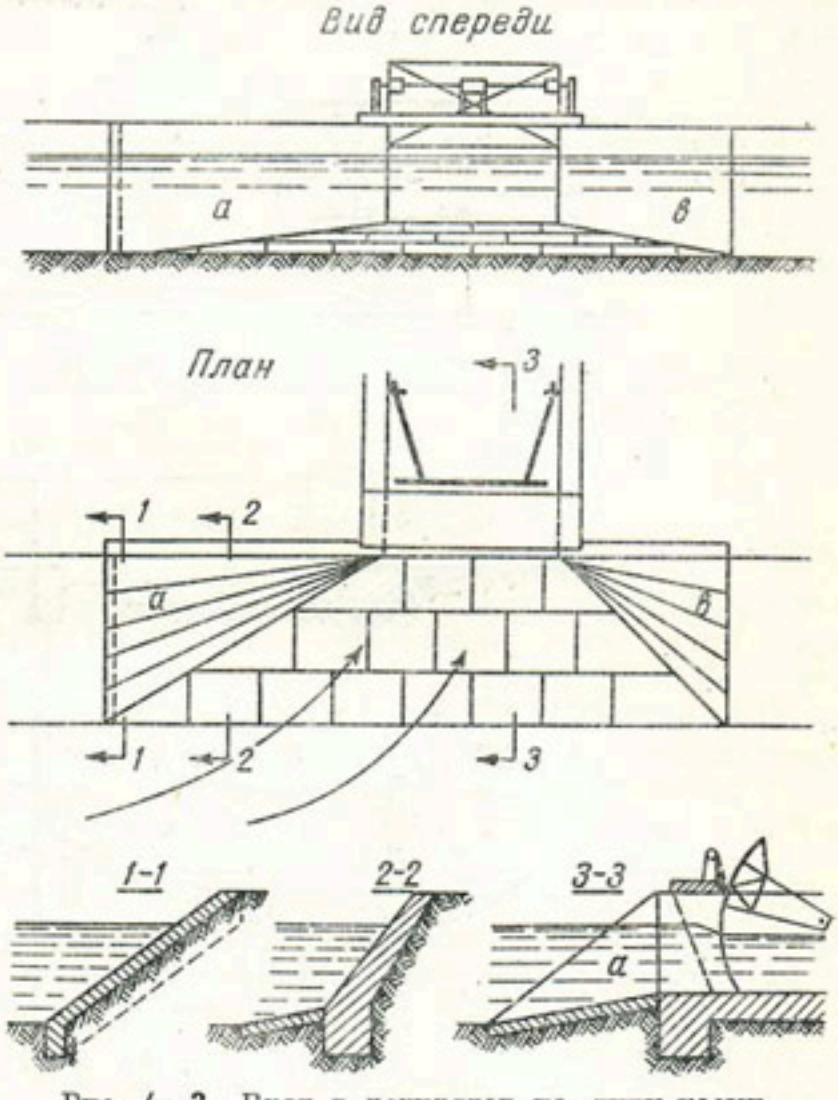


Рис. 4—3. Вход в регулятор по типу косых плоскостей:
а и *б* — верховая и низовая косые плоскости.

выход такого же качества, но требующей меньшего количества материалов (рис. 4—6). При небольшом превышении ширины канала над шириной регулятора устраивается раструб (иногда называемый воронкой), который постепенно увеличивает ширину регулятора до ширины канала (рис. 4—4, *б*).

Роспуск в плане продольных стен выходной части лучше устраивать с заложением $m = 5—6$ и более, в зависимости от величины выходных скоростей истечения из регулятора. При более крутых роспусках поток может отрываться от стен (рис. 4—5), двигаться не по всему живому сечению и выходить в канал со скоростями, превосходящими средние, а часто и допускаемые для грунта. При несимметричном выпуске за регулятором образуется сбойное течение, создающее вдоль одного берега (а нередко и обоих берегов) обратный поток, вызывающий подмывы берегов. Сбойное течение на большом расстоянии от регулятора затухает и переходит в равномерное; на этом расстоянии берега и дно канала сильно размываются, у берегов в центрах вихрей образуются отмели. Скорости течения в сбойном потоке значительно превышают средние значения не только потому, что сечение потока меньше,

чем живое сечение канала, но и потому, что боковые вихри не являются замкнутыми; они питаются от основного потока и сами питают его, вследствие чего расход основного потока не постоянен и местами превосходит расход, идущий из регулятора.

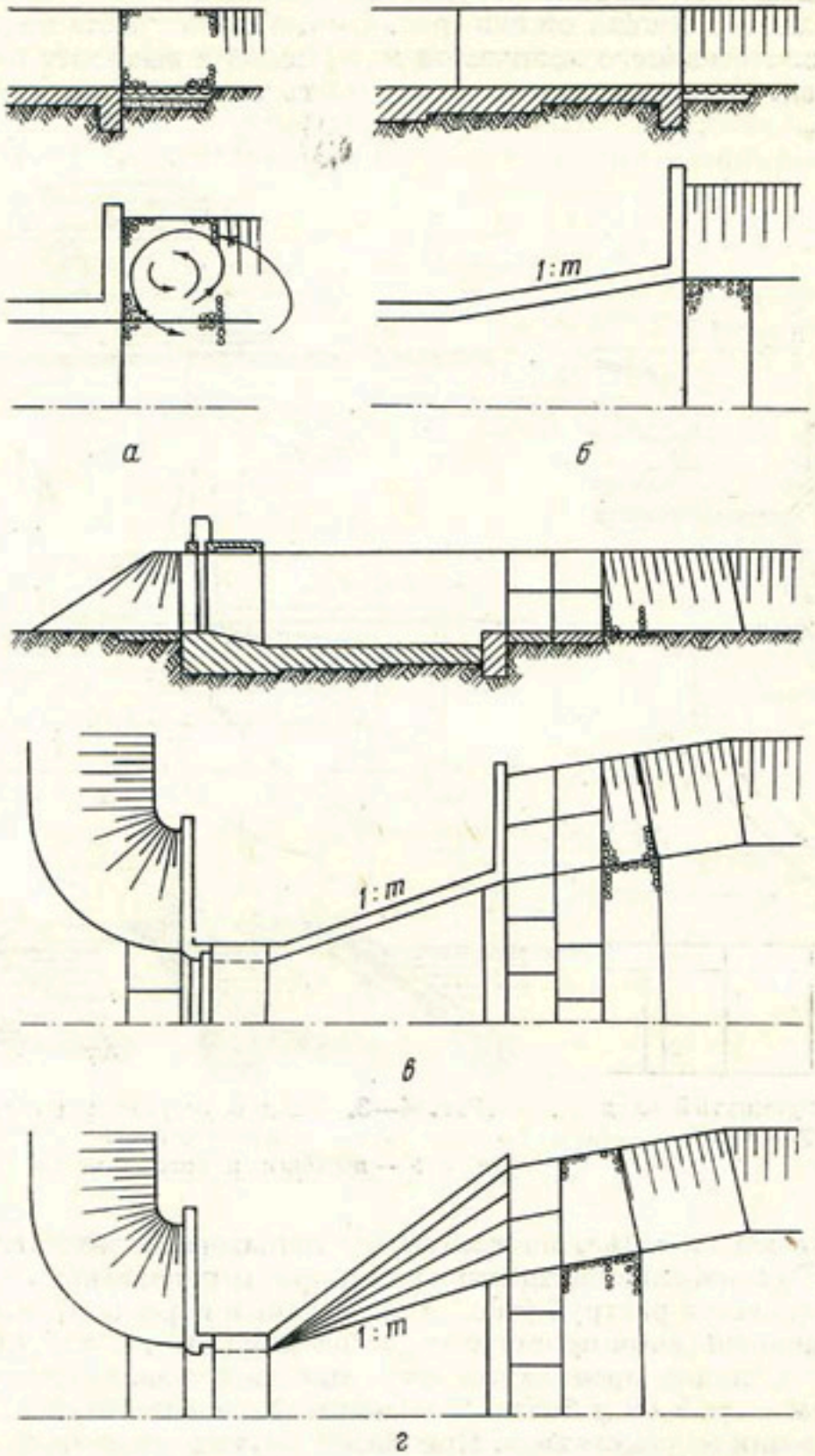


Рис. 4—4. Конструкция выхода из регулятора:
а — обратная стенка; *б* — раструб с обратной стенкой; *в*—водобойный колодец; крутой раструб и обратная стенка; *г* — водобойный колодец и косые плоскости на выходной части сооружения.

В целях более спокойного и равномерного выпуска потока с водобоя в канал полезно устраивать на водобое искусственную шероховатость и так называемые водобойные колодцы глубиной около 0,5 *м* (для крупных регуляторов — 1 *м*), даже если по условиям сопряжения бьефов водобойный

колодец не нужен. Наличие такого колодца позволяет устраивать роспуск продольных стен регулятора более крутым, с заложением $m = 3—2{,}5$ (рис. 4—4, *в*, *г*). Удельный расход колодца не должен превышать 1,5—2 удельных расходов канала [1].

При значительном превышении ширины канала над шириной регулятора рассмотренные выше схемы будут неэкономичными из-за большой длины стен. В таких случаях длину водобоя и стен определяют гидротехническим расчетом, а далее ведут воронку в укрепленном (мостовой, бетонными, камышитовыми и другими плитами, габионами, укрепленной на кольях габионной сеткой) канале, как показано на схемах (рис. 4—4, *в* и *г*) для

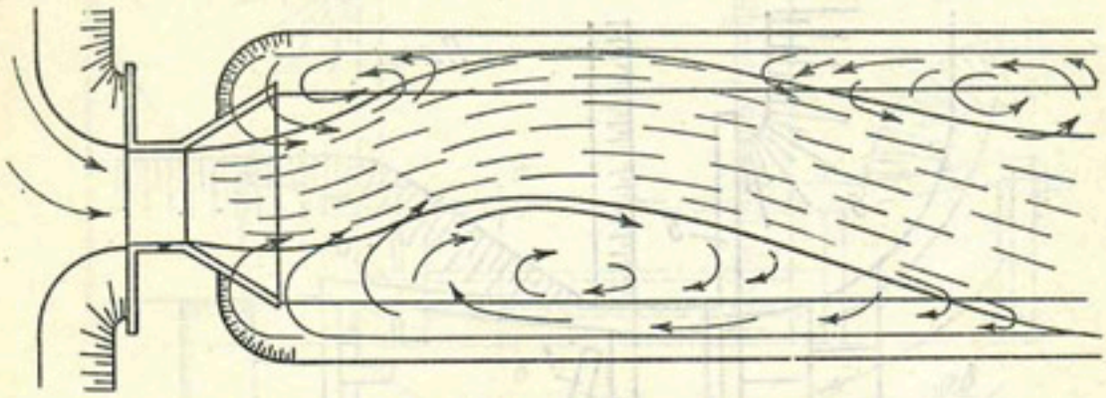


Рис. 4—5. Сбойное течение за регулятором.

обратной стенки и косой плоскости. В последнем случае конструировать выход без раструба не следует, так как за регулятором образуются сильные и опасные для канала водовороты и сбойное течение. Следует иметь в виду, что продолжение раструба за водобоем должно иметь в плане бóльшие заложения, чем в водобое. Водобой, являясь сильным препятствием на пути потока, усиливает растекание; за водобоем это явление исчезает, поэтому там раструб устраивается в плане с заложением $m = 5$ и более.

При работе одного пролета в двухпролетных регуляторах образуется резко выраженный сбойный поток; здесь одного водобойного колодца будет уже недостаточно. В таких случаях применяют в зоне сжатой глубины железобетонные донные пороги [2] высотой $0{,}5h_{сж}$, где $h_{сж}$ — сжатая глубина потока при пропуске воды через один пролет расходом, равным $0{,}25\ Q_{max}$. Длину порогов принимают равной $0{,}7b$, где b — ширина одного пролета (рис. 4—6); пороги устанавливают под углом 70° к продольной оси регулятора.

В колодце полезно ставить вертикальные направляющие стенки, отстоящие от краев водобоя на $^1/_4$ ширины выхода из водобоя; размеры стенок (рис. 4—6):

$$t = d + 0{,}5h; \quad l = 1{,}2h, \tag{4—1}$$

где h — глубина при расходе, равном $0{,}25\ Q_{max}$;
d — глубина колодца.

Регулятор по типу безнапорной трубы показан на рисунке 4—7 (из звеньев бетонных труб). Такие регуляторы устраивают главным образом в глубоких выемках каналов или когда необходим переезд через регулятор.

---

[1] В. М. Домбровский. Предупреждение размывов в нижних бьефах гидросооружений. «Гидротехника и мелиорация» № 2, 1950; Л. А. Машкович. Новый способ регулирования режима сопряжения потоков при внезапном расширении русла. «Гидротехника и мелиорация» № 2, 1949.

[2] Н. А. Вознесенский. Донные направляющие пороги как средство улучшения режима потока в нижнем бьефе шлюзов-регуляторов. Труды ВНИИГиМ, т. 29. М., 1957.

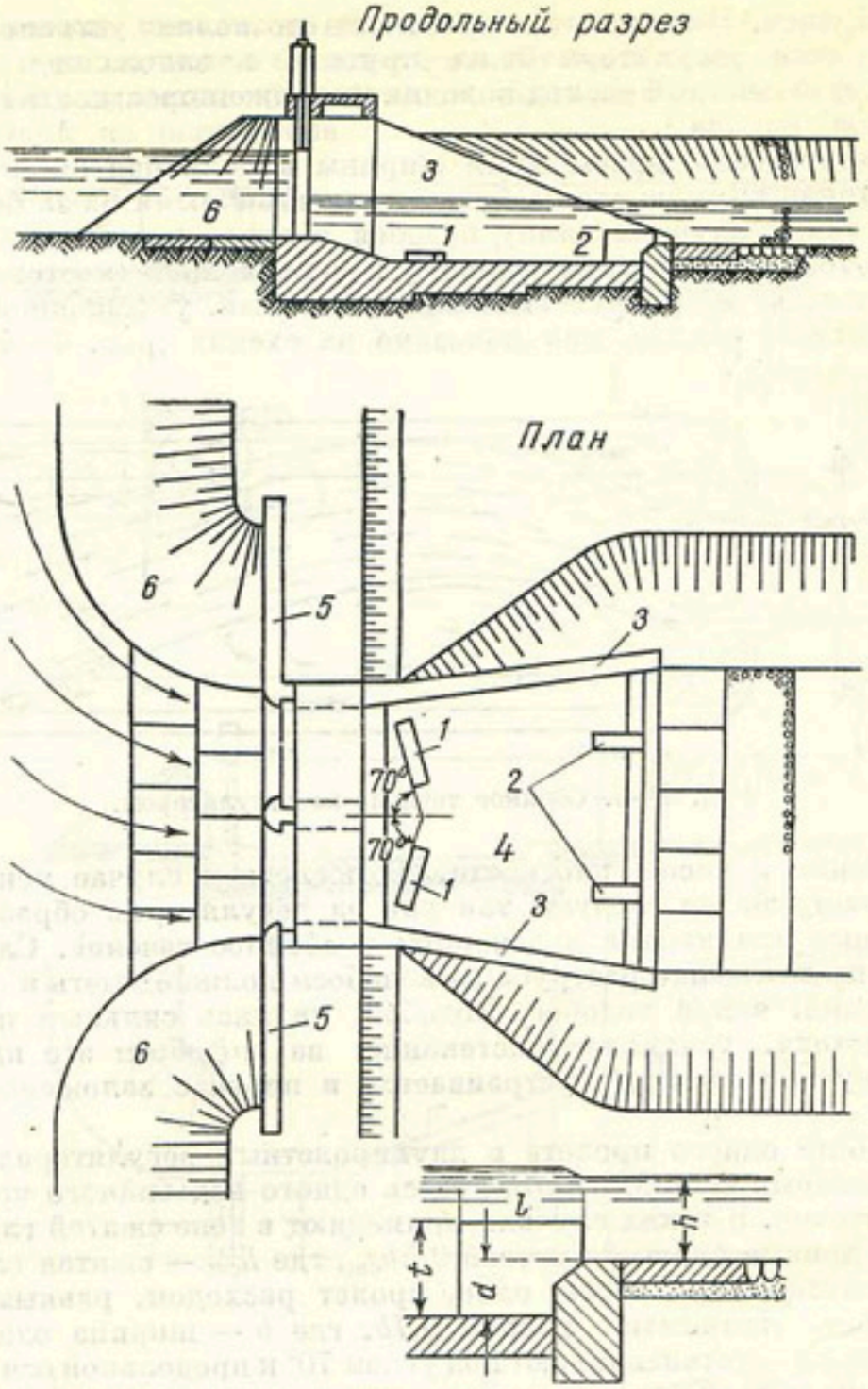


Рис. 4—6. Двухпролетный регулятор с донными порогами:
1 — донные пороги; *2* — направляющие стенки; *3* — ныряющая стенка; *4* — водобойный колодец; *5* — обратная стенка; *6* — конус.

При выборе типа регуляторов-водовыпусков следует учитывать, что трубчатый тип при глубоких выемках:

а) более экономичен по сравнению с открытым типом, особенно при совмещении сооружения с переездом;

б) менее подвержен температурным деформациям;

в) создает более равномерное давление на грунт в основании сооружения.

Недостатками трубчатых водовыпусков являются:

а) трудности при осмотре и профилактическом ремонте;

б) возможность смены напорного гидравлического режима на безнапорный, что неблагоприятно сказывается на работе сооружения.

Регуляторы по типу напорных труб (рис. 4—18) ставят в тех же условиях и той же конструкции, что и предыдущие. При больших напорах их устраивают из железобетона, а при малых (в ирригационных регуляторах) —

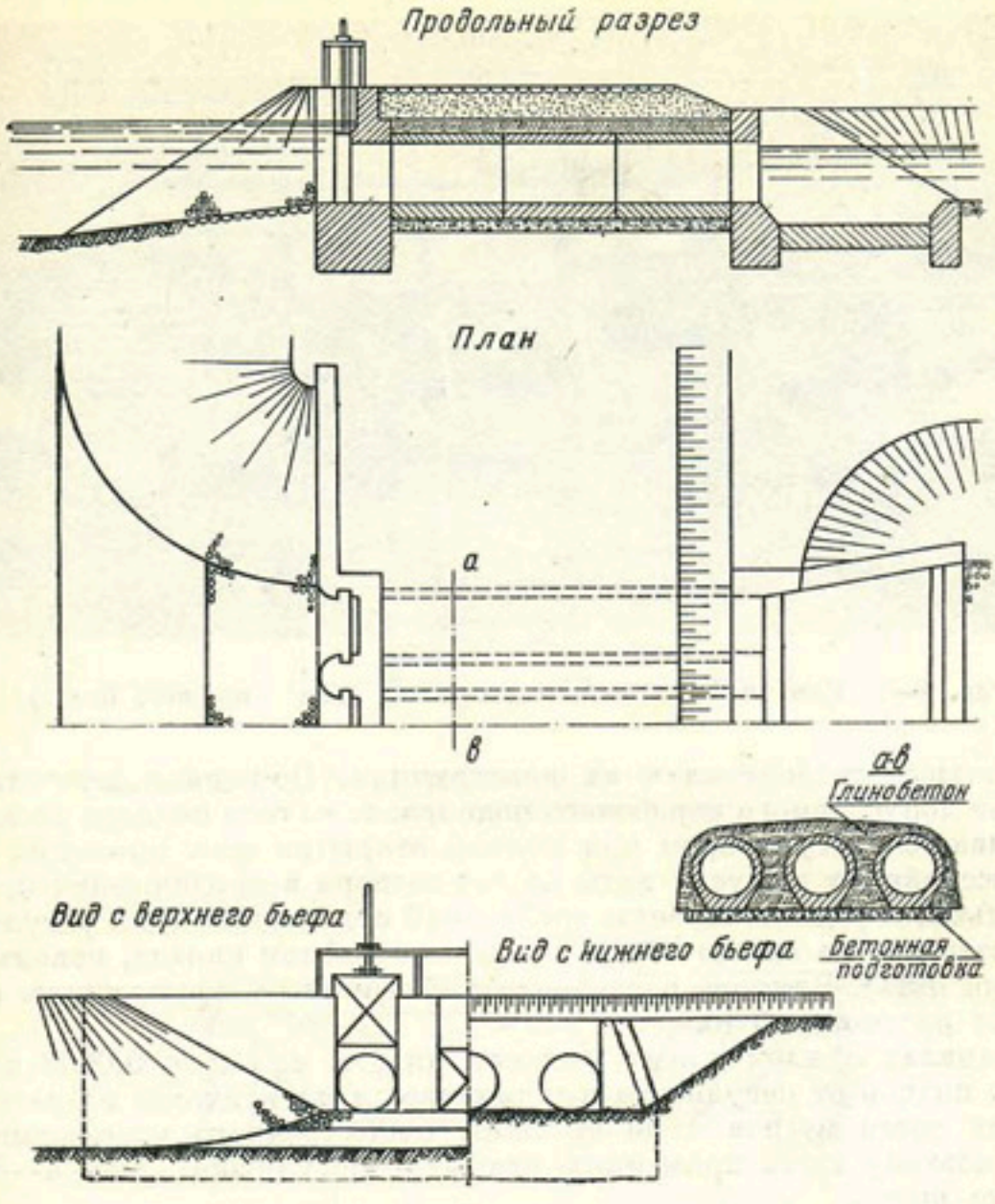


Рис. 4—7. Регулятор-водовыпуск — безнапорная труба.

из бетона. Они удобны в случае отвода воды, захватывающей придонные наносы магистрали, т. е. в качестве промывных, а также сбросных регуляторов.

§ 4—2. ПОДПОРНЫЕ РЕГУЛЯТОРЫ

Подпорные регуляторы предназначаются главным образом для поддержания необходимого уровня с целью обеспечения подачи воды в отводы из магистрали. Например, при пропуске по магистрали (согласно графику водоподачи) небольшого расхода вода не может поступать самотеком в отводы в достаточном количестве из-за низкого уровня ее в магистрали; следовательно, в отводах не будет ни требуемого расхода воды, ни необходимого для самотечного полива уровня ее. В таких случаях применяется устройство подпорных (перегораживающих) регуляторов на магистрали, крупных отводах и на других каналах.

Подпорные регуляторы устраиваются и на осушительных системах. В засушливые периоды под действием подпора и инфильтрации воды повышается влажность почв и урожайность сельскохозяйственных культур.

По конструкции подпорные регуляторы в общем аналогичны открытым регуляторам и отличаются от них только своим расположением — поперек, а не с боку канала. Из условий работы подпорных регуляторов вытекают

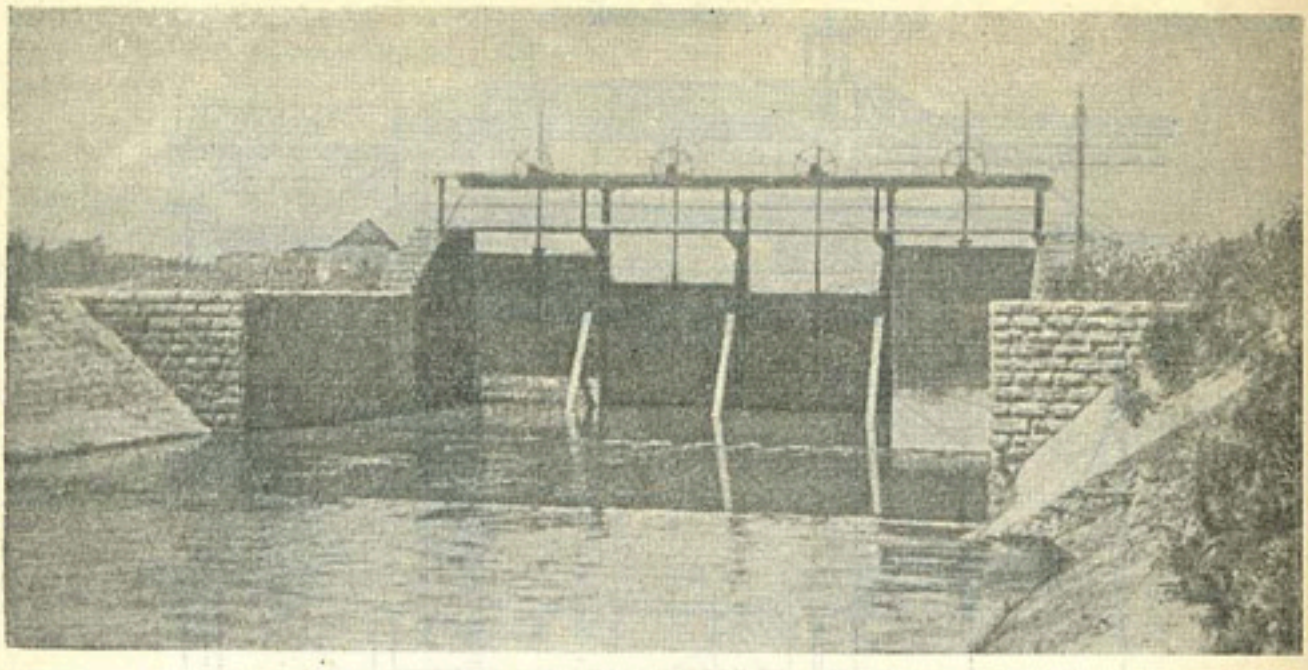


Рис. 4—8. Каменный подпорный регулятор (вид с нижнего бьефа).

дополнительные требования к их конструкции. Во-первых, это относится к величине допускаемого нерабочего подпора, т. е. того подпора воды, который вызывается регулятором при полном открытии всех пролетов; во-вторых, к бессбойному выпуску воды из-под затвора в продолжение магистрали; в третьих, к удовлетворению требований судоходства (для регуляторов, которые ставятся на оросительном или осушительном канале, используемом как водный путь). Влияние последнего требования на конструкцию регулятора будет рассмотрено ниже.

На каналах с нормальным уклоном дна, т. е. около 0,0003 и более, нерабочий подпор от регулятора выклинивается практически на расстоянии нескольких сотен метров и не вызывает существенного удорожания сети каналов; поэтому здесь применимы открытые регуляторы (рис. 4—8), рассмотренные выше.

В каналах с нулевыми или очень малыми уклонами дна (например, в Чардаринской степи Казахской ССР) нерабочий подбор распространяется от регулятора вдоль всего канала до головного сооружения системы. Хотя по абсолютной величине этот подпор и не велик, но значительная протяженность его связана с большим объемом земляных работ при увеличении высоты дамб каналов; поэтому здесь полезно применять те типы подпорных регуляторов, которые не вызывают совсем или вызывают ничтожный нерабочий подпор.

Не останавливаясь на первом, описанном выше типе регуляторов, рассмотрим второй.

Он может быть представлен двумя конструкциями. Первая из них показана на рисунке 4—9. Идея ее заключается в придании живому сечению отверстий регулятора тех же размеров, что и живому сечению канала (или несколько больших — на величину потерь от сжатия при входе в регулятор). Нерабочий подпор такого регулятора ничтожен. Конструкция его может быть выполнена из камня, бетона, железобетона и дерева. Роспуск канала при подходе к регулятору составляет около 1 : 4 (как на рисунке), при выходе из регулятора — еще более спокойный (на рисунке 1 : 5). Этот тип регуляторов получил наибольшее распространение в осушении: здесь подпорными регуляторами регулируют уровень грунтовых вод, поддерживая на требуемой высоте подпорный уровень воды в канале перед регулятором. При сравнительно малых поздневесенних и летних расходах осушительных каналов потери на фильтрацию под регулятором и в обход его могут снизить требуемый подпорный уровень канала, особенно в сухие годы; поэтому

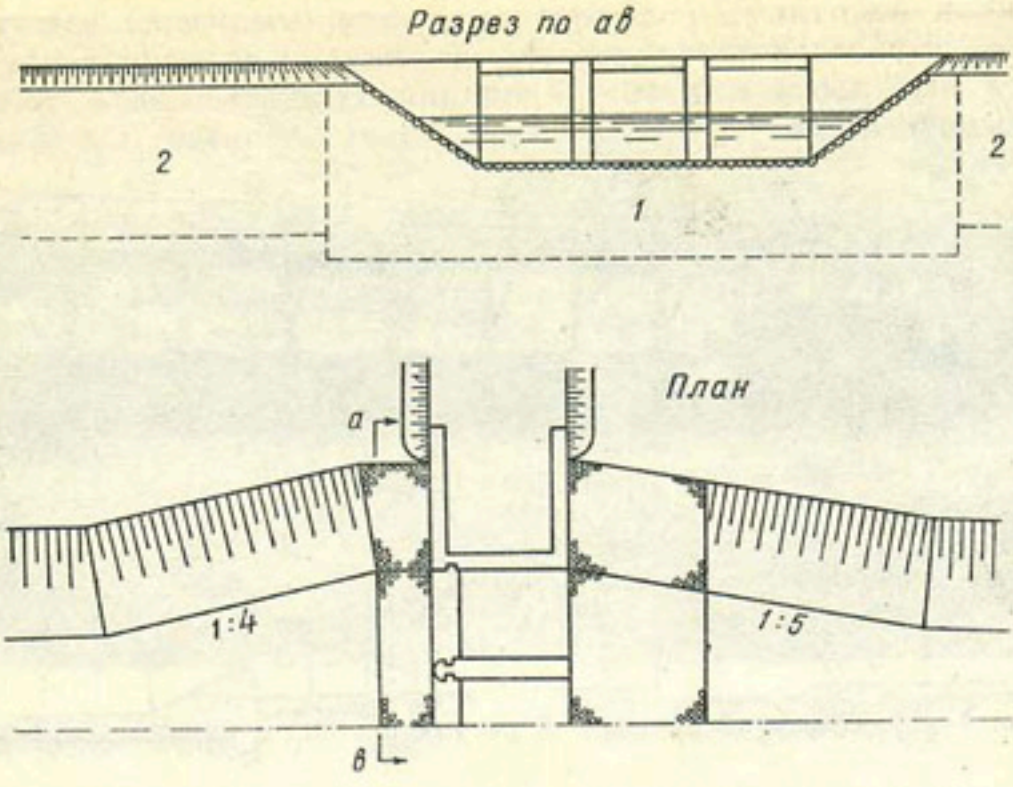


Рис. 4—9. Подпорный регулятор на осушительном канале:
1 — шпунт; *2* — грунтовый зуб.

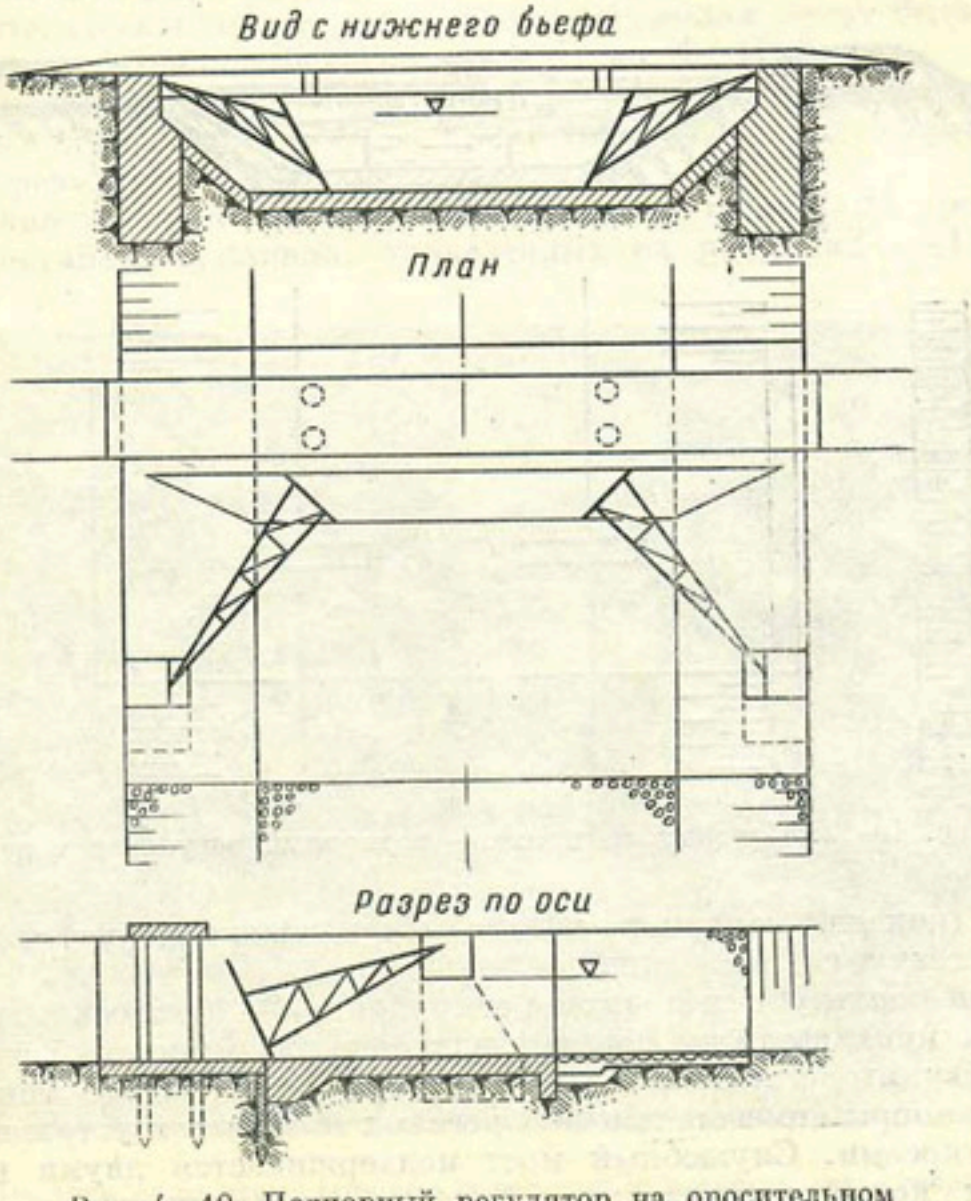


Рис. 4—10. Подпорный регулятор на оросительном канале.

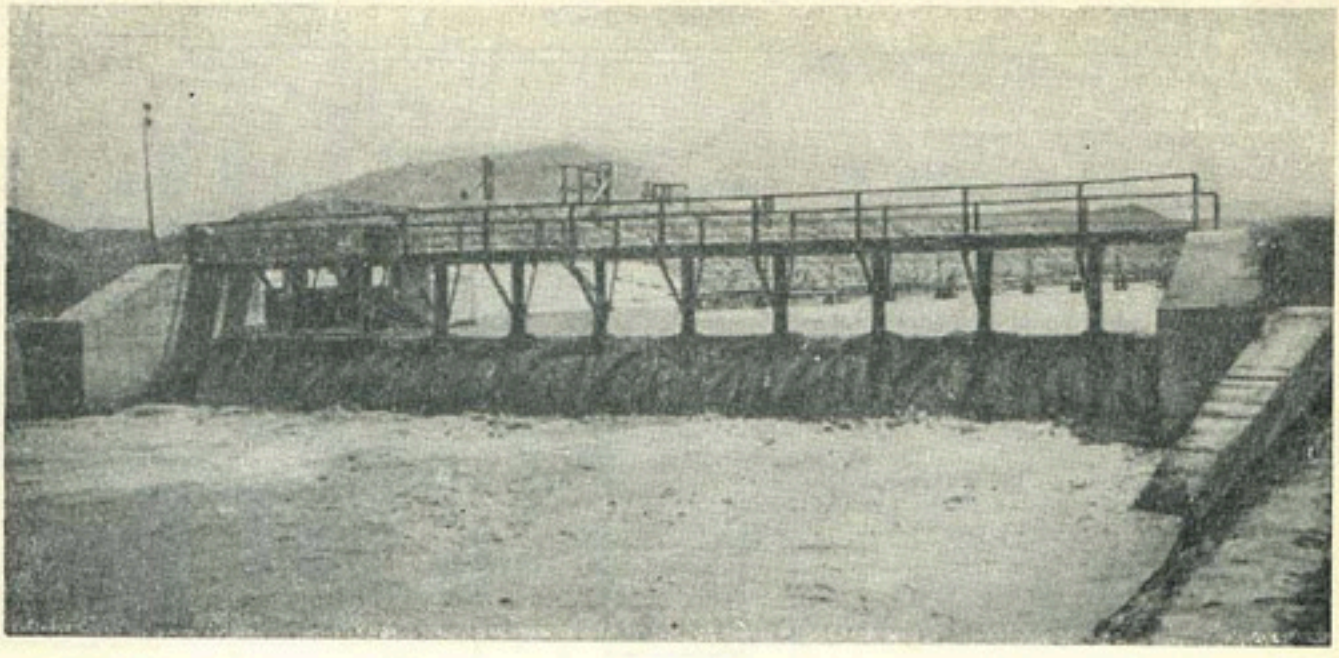


Рис. 4—11. Стоечный подпорный регулятор (вид с нижнего бьефа).

с целью уменьшения потерь полезно под регулятором устраивать шпунт, а по бокам регулятора, в створе шпунта,— достаточно длинные водонепроницаемые стенки (грунтовые замки, шпунты).

Метод расчета обтекания таких стенок подобен расчету обтекания плечей земляных плотин, когда аналитически или графически строят сетку

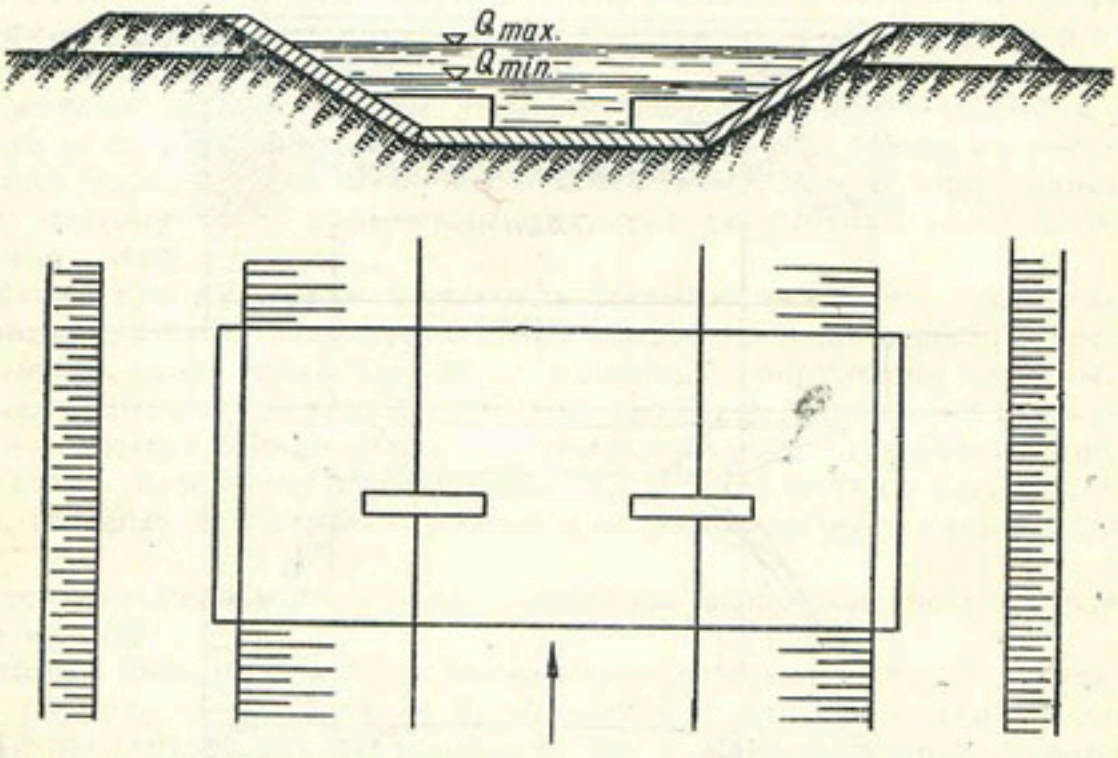


Рис. 4—12. Поперечные стенки — подпорный регулятор в канале.

движения (как для напорного потока, обтекающего шпунт) и далее переводят ее в сетку гидроизогипс.

Вторая конструкция показана на рисунке 4—10; здесь живому сечению регулятора приданы те же формы и размеры, что и живому сечению канала. Пролет регулятора перекрывается затвором сегментного типа с плоской обшивкой; опоры помещаются на береговых массивах и устраиваются заподлицо с откосами. Служебный мост поддерживается двумя парами свай, подпор от которых ничтожен. Материал сооружения — камень, бетон или железобетон.

Переходным (стоечным) типом подпорных регуляторов является конструкция, показанная на рисунке 4—11. Регулятор состоит из ряда металлических или железобетонных плавно обтекаемых стоек или деревянных свай с подкосами, затворов (чаще всего шандор), перемещаемых в пазах

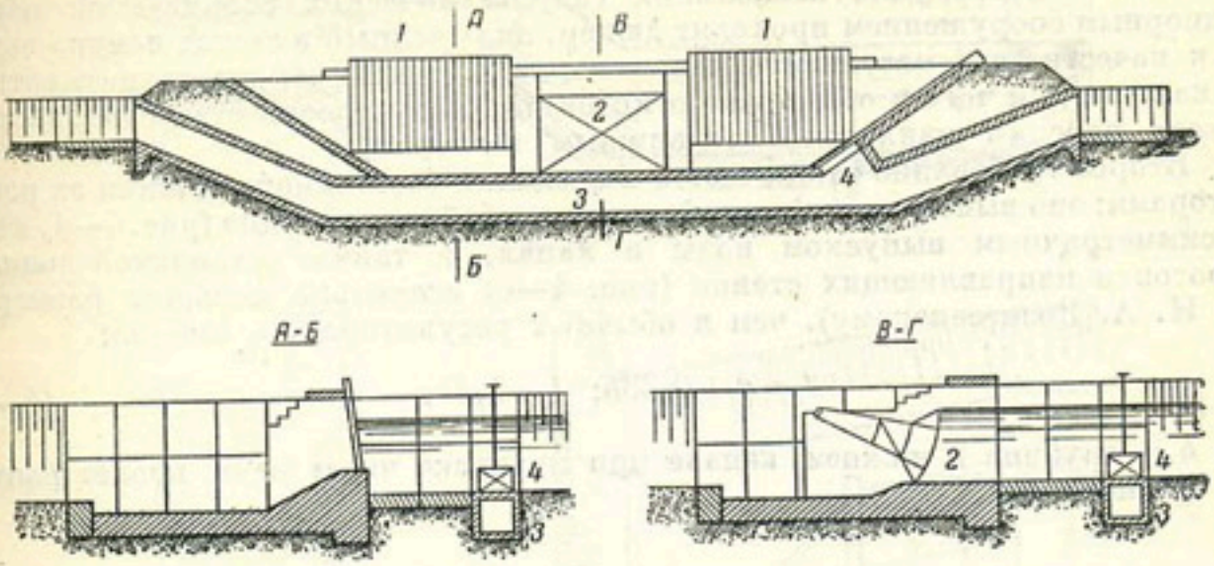


Рис. 4—13. Подпорный регулятор на Большом Ферганском канале:
1 — спицы; *2* — сегментный затвор; *3* — дюкер; *4* — отверстие, подпитывающее дюкер на канале.

стоек или свай, мостика, флютбета и облицовки канала. Нерабочий подпор такого регулятора небольшой.

На оросительных каналах подпорные сооружения могут быть устроены в виде поперечных стенок у берегов канала (рис. 4—12).

Высота стенок и просвет между ними рассчитываются на обеспеченный отвод воды из магистрали при Q_{min}; кроме того, уровень в канале при Q_{max} не должен превышать расчетную величину.

Такая конструкция нашла применение в подпорных регуляторах Большого Ферганского канала, приведенных на рисунках 4—13 и 4—14.

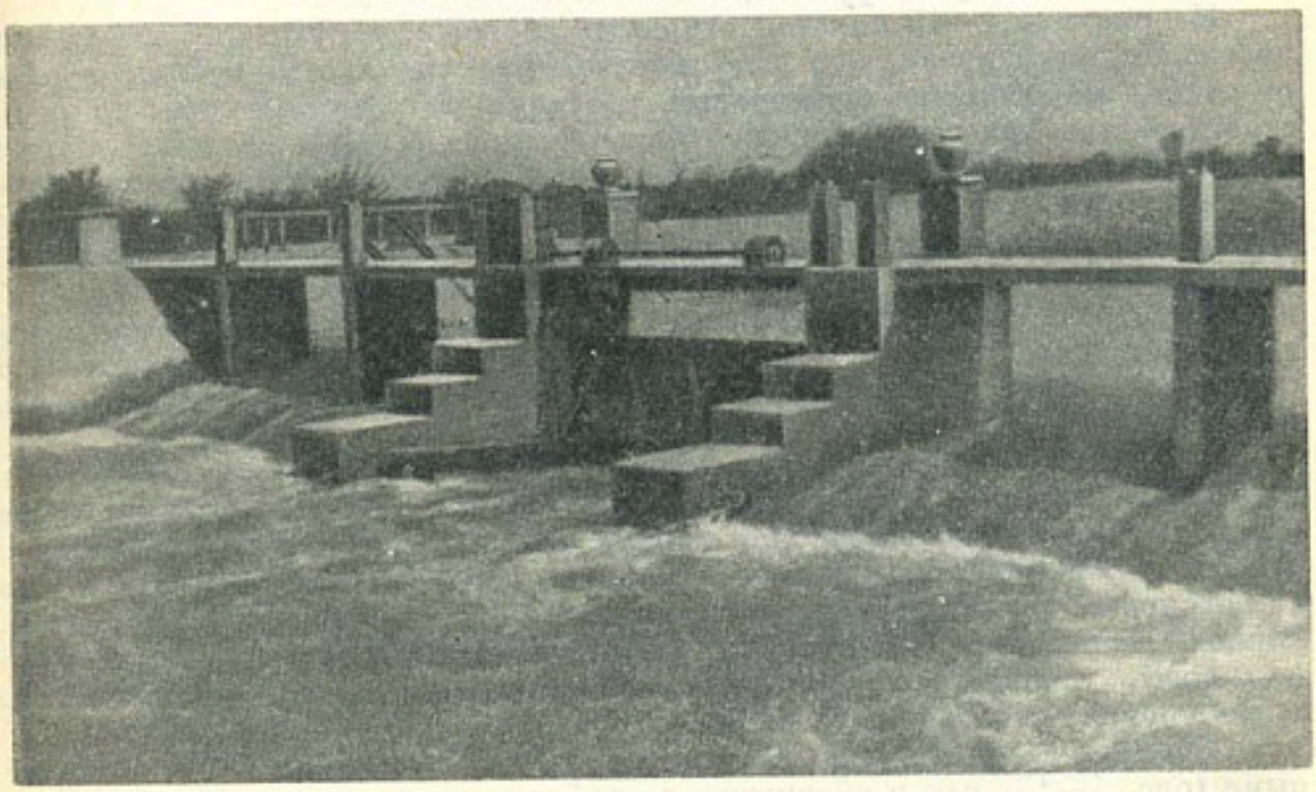


Рис. 4—14. Пропуск воды через боковые отверстия подпорного регулятора на Большом Ферганском канале (вид с нижнего бьефа).

Здесь средняя часть регулятора перекрывается сегментным затвором, боковые — спицами. При пропуске наибольшего расхода все пролеты открыты; при пропуске средних и малых расходов регулировку ведут спицами при опущенном сегментном затворе. Интересно отметить примененное здесь совмещение в одном узле нескольких гидротехнических сооружений: перед подпорным сооружением проходит дюкер, включенный в состав понура шлюза в качестве его массивного переднего зуба. Дюкер может подпитываться из канала, для чего в облицовке откосов понура устроено отверстие, закрываемое плоским наклонным задвижным затвором.

Второе требование заключается в создании бессбойного течения за регуляторами; оно выполняется устройством водобойного колодца (рис. 4—4, *в* и *г*) и симметричным выпуском воды в канал, а также установкой донных порогов и направляющих стенок (рис. 4—6) несколько меньших размеров (по Н. А. Вознесенскому), чем в обычных регуляторах, а именно:

$$t = d + 0{,}33h;\ \ l = 1{,}2h, \qquad (4—2)$$

где h — глубина в нижнем канале при пропуске через один пролет расхода, равного 0,25 Q_{max}.

§ 4—3. СБРОСНЫЕ РЕГУЛЯТОРЫ

Сбросные регуляторы устраивают для удаления воды из оросительной, гидросиловой или другой сети при авариях на системе; удаления излишней воды, поступившей в систему; смыва и удаления наносных отложений перед гидроузлами (в таких случаях регуляторы иногда называют промывными).

Так как сброс воды или смыв наносных отложений производится в естественные понижения местности (балки, саи, речки), то в большинстве случаев каналы, устраиваемые за сбросными регуляторами (так называемые сбросные каналы), прокладываются в сравнительно глубоких выемках. Сбросные регуляторы преимущественно располагают не отдельно, а в гидроузлах (например, на рисунке 4—11 перед стоечным подпорным регулятором на правом берегу размещен сбросной регулятор).

На рисунке 4—15 показан открытый сбросной регулятор с небольшим перепадом, устраиваемым в виде лежачей подпорной стенки, если грунты основания малосвязные (супесчаные, песчаные) и грунтовые воды во время строительства залегают глубоко (ниже флютбета). При связных грунтах и глубоком залегании грунтовых вод, когда грунты могут держать вертикальные откосы, стенка падения перепада может быть вертикальной без внутренней опалубки и устроена со стороны грунта (рис. 4—16, *а*). Устройство стенки падения с заплечиком с внутренней стороны (рис. 4—16, *б*) нецелесообразно, так как внутренний заплечик не уменьшает напряжения в грунте под стенкой, а его устройство требует возведения опалубки с двух сторон стенки вместо одной (с внешней стороны, т. е. справа) при устройстве по рисунку 4—16, *а*.

К открытым сбросным регуляторам относятся регуляторы с забральными стенками (рис. 4—17), которые удобно ставить в глубоких выемках и при малых глубинах воды в сбросном канале. Забральная стенка (устраиваемая обычно из железобетона) позволяет ставить небольшие затворы и, работая как распорка, значительно уменьшает толщину продольных стен регулятора. Нижняя часть забральной стенки, воспринимающая бóльшую часть давления воды, усиливается горизонтальной плитой, размещаемой несколько выше уровня воды нижнего бьефа.

Сбросные регуляторы по типу напорных труб устраивают как монолитными (рис. 4—18), так и сборными; по работе они аналогичны регуляторам с забральными стенками. Наличие труб позволяет устроить переезд через регулятор.

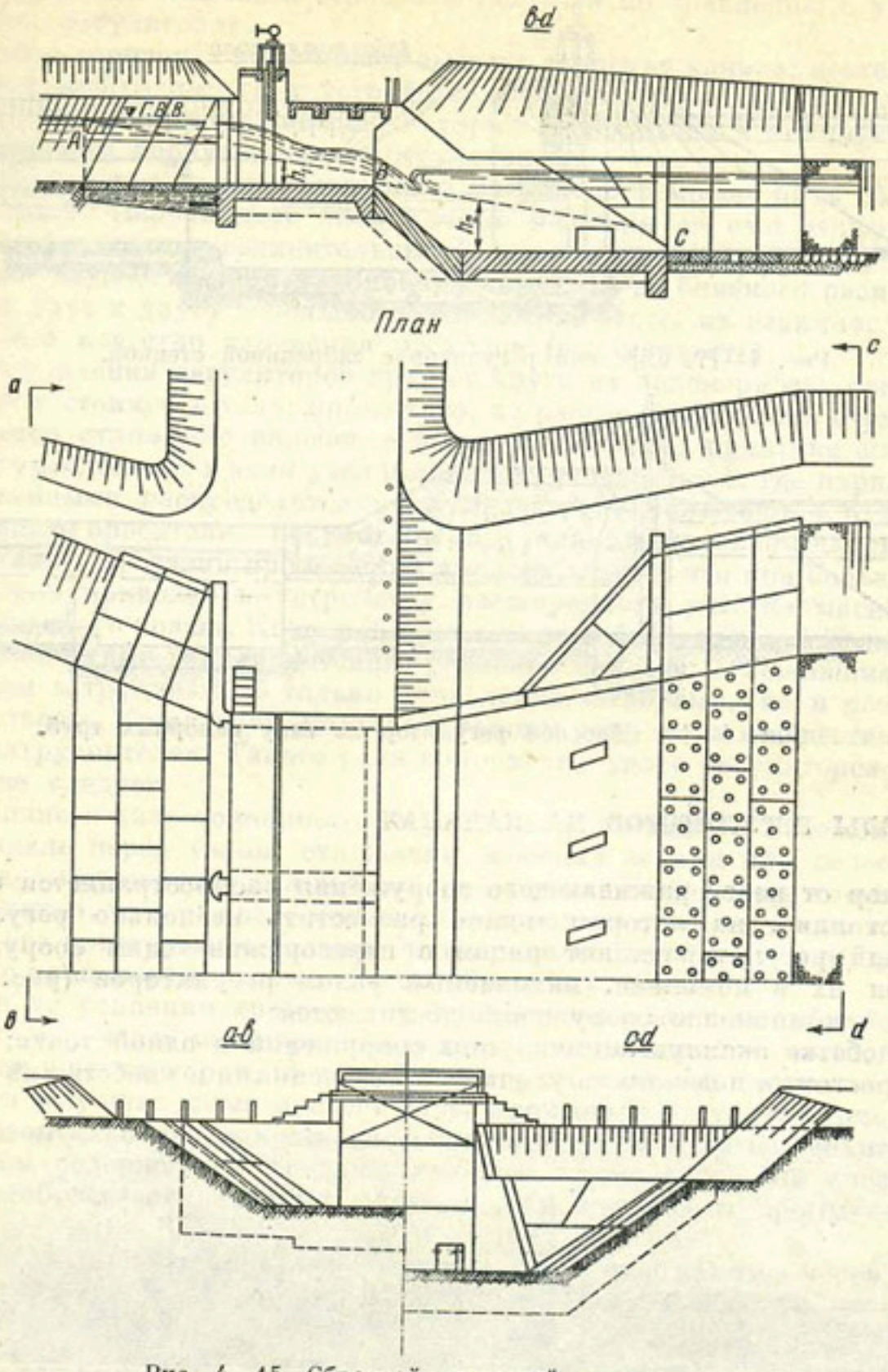


Рис. 4—15. Сбросной открытый регулятор.

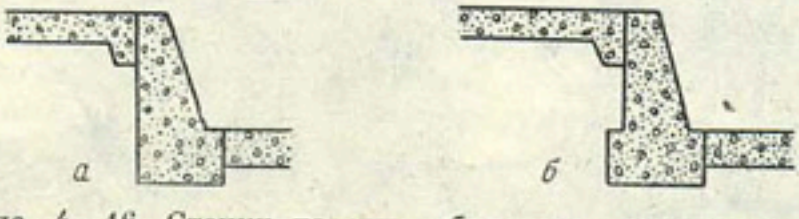


Рис. 4—16. Стенки падения сбросного регулятора.

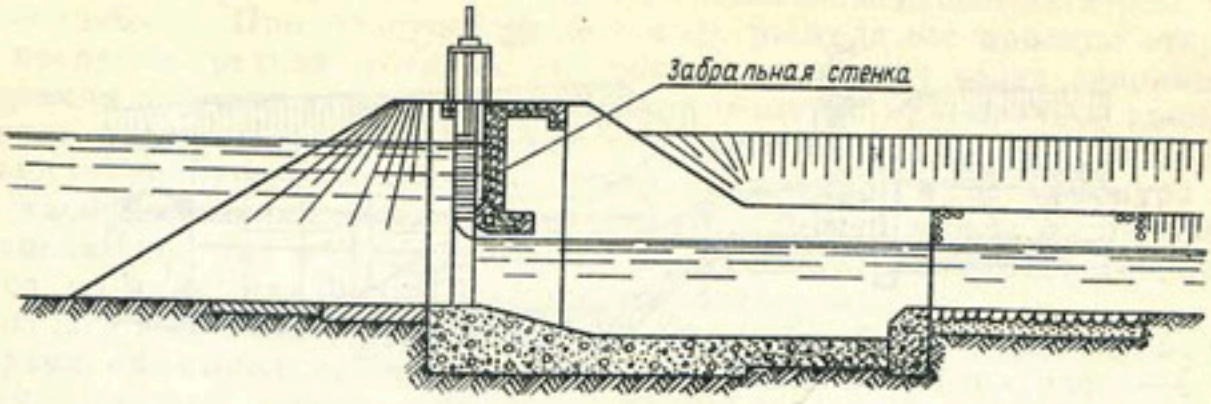


Рис. 4—17. Сбросной регулятор с забральной стенкой.

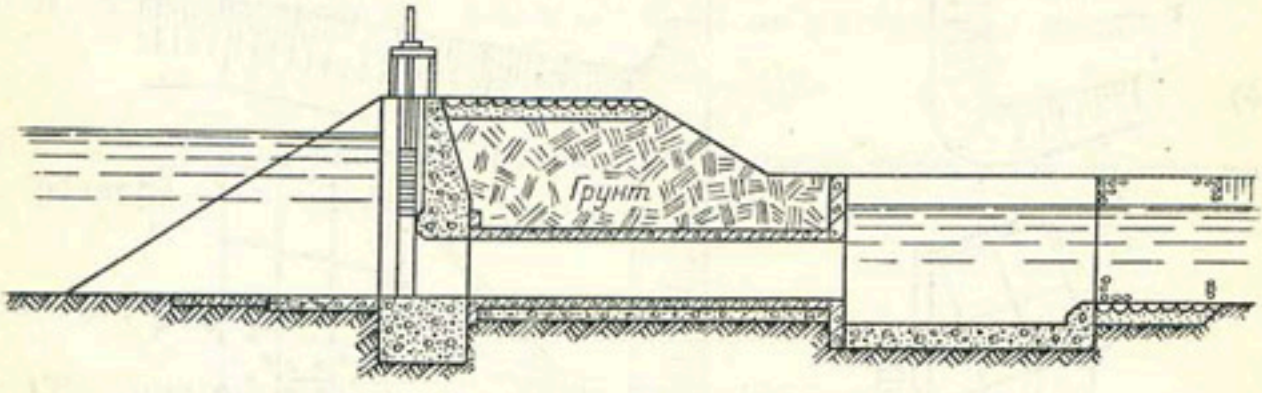


Рис. 4—18. Сбросной регулятор по типу напорных труб.

§ 4—4. УЗЛЫ РЕГУЛЯТОРОВ НА КАНАЛАХ

Подпор от перегораживающего сооружения распространяется на большое расстояние, на котором можно разместить несколько регуляторов; ближайший регулятор ставят рядом с перегораживающим сооружением, объединяя их в комплекс, называемый узлом регуляторов (рис. 4—19). При такой компоновке сооружений достигаются:

1) удобство эксплуатации группы сооружений в одной точке;
2) простота и надежность ухода за сооружениями и удобство их охраны;

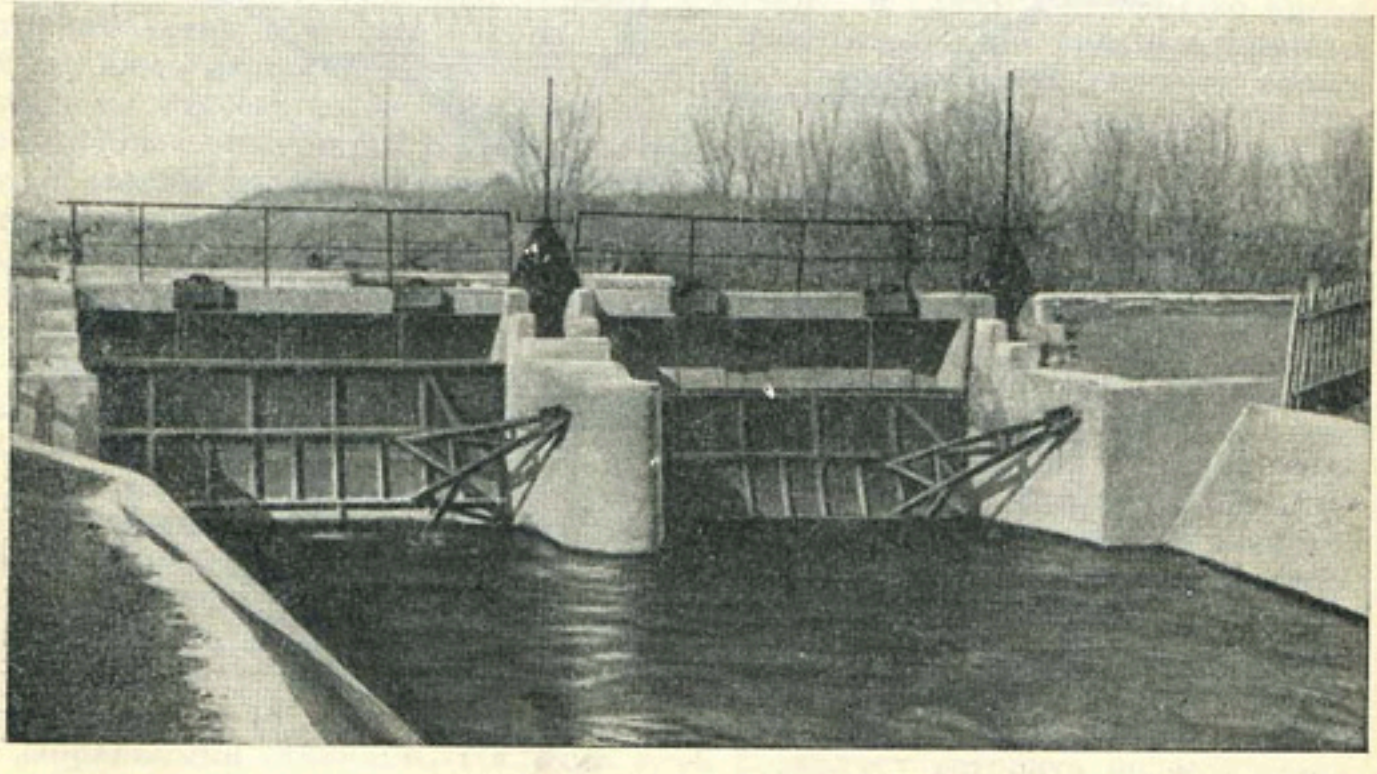


Рис. 4—19. Узел бетонных регуляторов (вид с нижнего бьефа подпорного регулятора).

3) снижение стоимости строительства узла по сравнению с установкой отдельных регуляторов.

Подпор горизонта воды может вызвать заиление канала; поэтому иногда возникает необходимость в устройстве сбросных (промывных) регуляторов для очистки каналов от наносов, которые располагают в комплексе с перегораживающим сооружением и регулятором.

В компоновке узлов расстановка регуляторов может быть сближенной и удаленной. Первая дает экономичные решения за счет общего понура и сокращения длины соединительных (между регуляторами) стен, но создает некоторые неудобства при управлении водой: из-за близкого расположения пролетов друг к другу и большого, вследствие этого, их взаимного влияния понижается качество измерения расходов (водомерность).

При удалении регуляторов друг от друга их водомерность повышается, но растет и стоимость узла; кроме того, на работе таких узлов отрицательно сказывается отложение наносов в верхнем бьефе. В практике еще можно встретить соединение в один узел нескольких регуляторов, где наряду с межхозяйственными распределителями в магистраль включаются и внутрихозяйственные оросители. Регуляторы в такой компоновке удаляются друг от друга (из-за условий проложений каналов к ним), что при большом числе регуляторов приводит к устройству расширенного участка магистрали — так называемого ковша. Ковш работает как отстойник с весьма ограниченными возможностями гидравлического удаления наносов; отложившиеся в ковше наносы затрудняют не только управление затворами, но и поступление воды в отводы. Кроме того, подъезд к такому узлу из-за множества каналов и дамб затруднителен. Такого рода компоновку узлов регуляторов рекомендовать не следует.

Наличие в узле подпорного регулятора часто ведет к отложению наносов в канале перед узлом; отложения особенно велики при недостаточной очистке воды от наносов при водозаборе из реки. Если в узле имеется сбросной регулятор, то через него можно смывать отложившиеся в канале наносы, поэтому его конструкция должна быть приспособлена к лучшему удалению наносов с транспортированием их по сбросному каналу.

Если по условиям трассировки каналов возможно заглубить дно подходной к узлу части магистрали и поднять дно отводной ее части, т. е. сделать порог у регуляторов, то устройство горизонтальной плоскости на уровне порога улучшит смыв наносов через промывной регулятор (рис. 4—20).

Горизонтальная плоскость способствует забору воды из верхних слоев, с меньшим содержанием вредных наносов; кроме того, она способствует забору наиболее загрязненных слоев воды и наносов в промывной регулятор.

Когда устройство порога невозможно, удалению наносов через промывной регулятор способствует постановка направляющих щитов, предложенных проф. М. В. Потаповым. Направляющие щиты в простейшем случае представляют собой плавающие деревянные дощатые стенки, собранные на одну общую раму и погруженные в воду на 0,3—0,4 глубины воды. Щиты ставят к оси потока под углом в плане 18—25°, что способствует направлению верхних, менее загрязненных, слоев воды к регуляторам (верхние струйки на рисунке 4—21 показаны сплошными линиями). Развивающаяся при этом циркуляция потока направляет донные, т. е. наиболее загрязненные, слои воды к промывному регулятору (донные струйки на рисунке 4—21 показаны пунктирными линиями).

В конструкции сбросного регулятора, изображенного на рисунках 4—22, 4—23 и 4—24, также предусмотрено устройство заглубления перед подпорным регулятором и размещение отверстий промывного регулятора в пороге подпорного, с выводом промывной (сбросной) воды по напорным трубам в сторону сбросного канала. При этой конструкции узла регуляторов вода становится менее мутной во время работы сбросного регулятора.

К узлам сооружений относятся вододелители, представляющие собой открытые регуляторы, устанавливаемые поперек канала и разделяющие его поток в постоянной пропорции на 2—3 отвода.

На рисунке 4—25 показан вододелитель, отводящий $^1/_3$ расхода влево и $^2/_3$ вправо. Для заданного деления потока необходимо иметь одинаковые условия подхода воды к каждому пролету и одинаковые коэффициенты

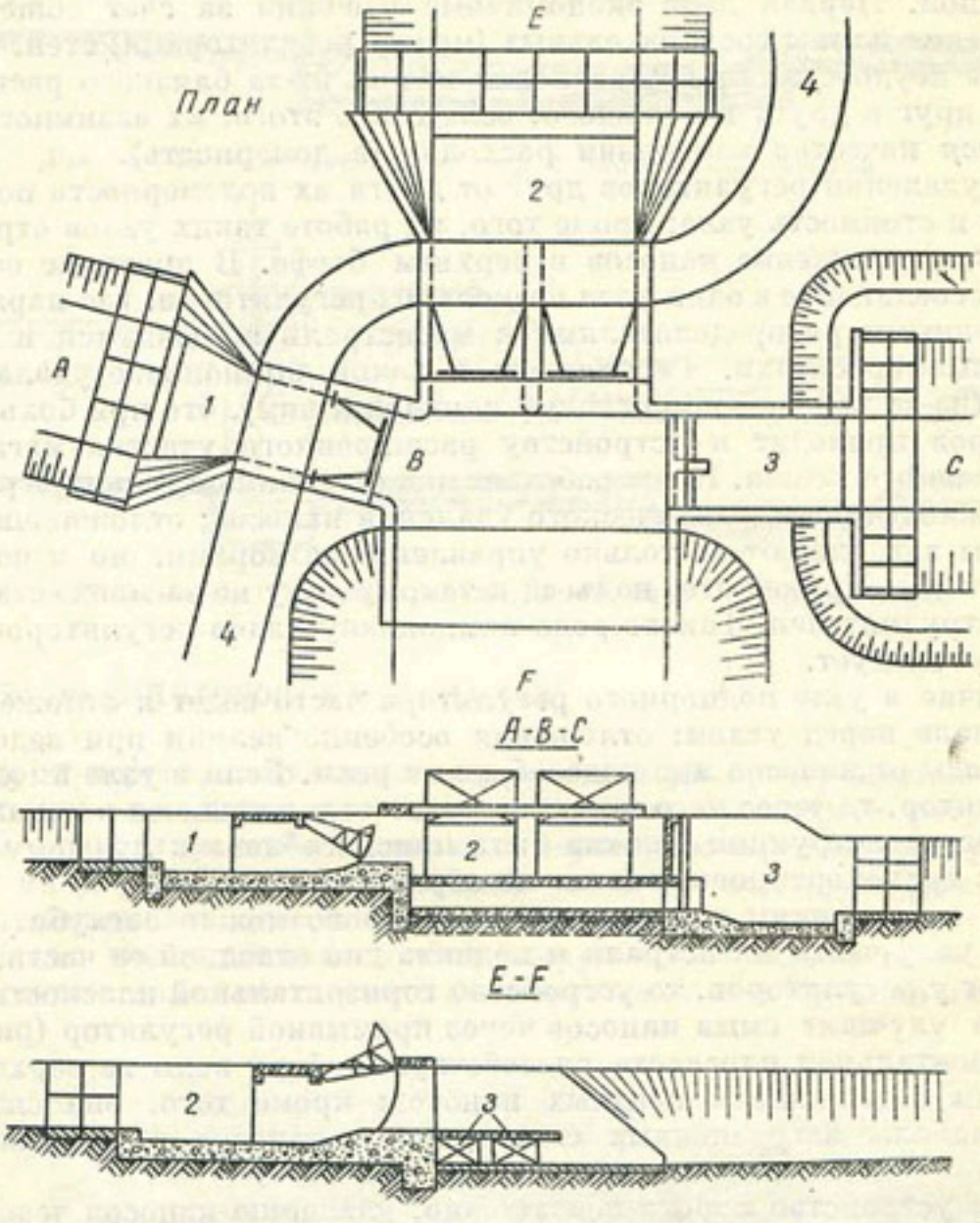


Рис. 4—20. План узла регуляторов:
1 — регулятор; *2* — подпорный регулятор; *3* — промывной регулятор; *4* — дорога.

расхода водосливов в пролетах. Первое условие достигается соответствующей разработкой форм конструкции входа; второе выполняется при свободном истечении через водослив.

При затопленном водосливе различие в гидравлических элементах отводных каналов вызовет и различие в коэффициентах затопления отдельных пролетов.

Поэтому, если не представляется возможным устроить водосливы вододелителя, работающими свободно, без подтопления, то в таком случае целесообразно устройство приподнятого порога вододелителя, что сглаживает различия в коэффициентах затопления. Если и этого нельзя сделать, то надо так проектировать отводные каналы, чтобы разности уровней воды в начале этих каналов и в верхнем бьефе вододелителя были одинаковы или близки друг к другу.

При проектировании узлов регуляторов необходимо предусмотреть удобный подъезд к ним и свободную площадку для склада материалов при ремонте.

Для обеспечения водомерности регуляторов и бесперебойной работы затворов перед узлами ставят на специальном мостике решетки с большими

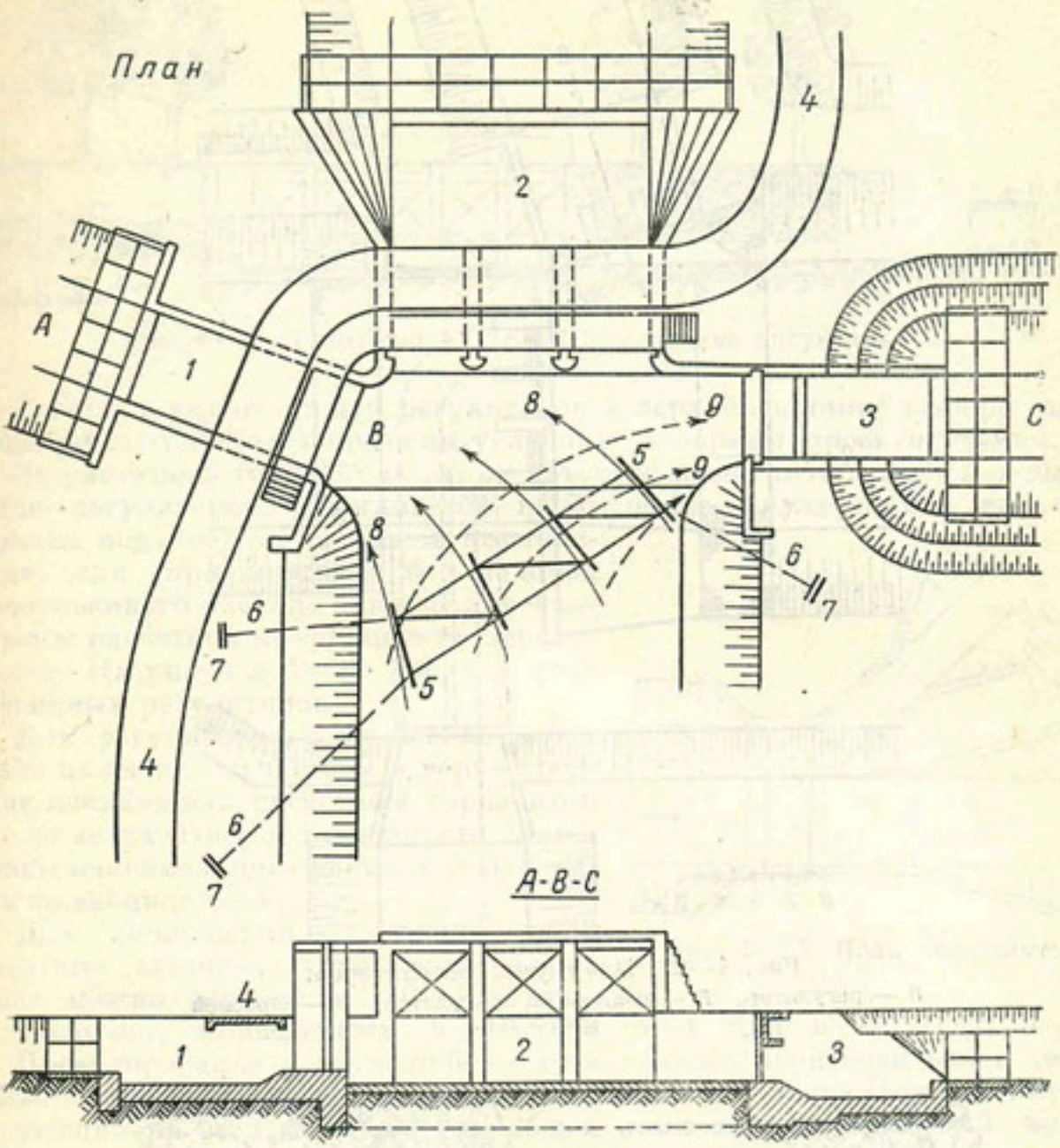


Рис. 4—21. План узла регуляторов со струенаправляющими щитами:
1 — регулятор; *2* — подпорный регулятор; *3* — промывной регулятор; *4* — дорога; *5* — струенаправляющая система щитов; *6* — тросы; *7* — якоря; *8* — поверхностные струи; *9* — донные струи.

просветами между прутьями для улавливания плавника и удаления его из канала.

Тарировкой регуляторов можно повысить точность учета пропускаемого ими расхода, а зная продолжительность работы их, можно определить пропущенный ими объем воды.

На межхозяйственных и хозяйственных распределителях в качестве водовыпусков применяются также регуляторы-водомеры, которые одновременно с помощью счетно-измерительных устройств определяют расходы и суммарные объемы воды, прошедшие через сооружение.

К настоящему времени предложено большое количество типов специальных водомеров (расходомеров и стокомеров), измеряющих пропущенное ими количество воды: водомеры Среднеазиатского научно-исследовательского института ирригации (САНИИРИ, водомеры Д. П. Колодкевича,

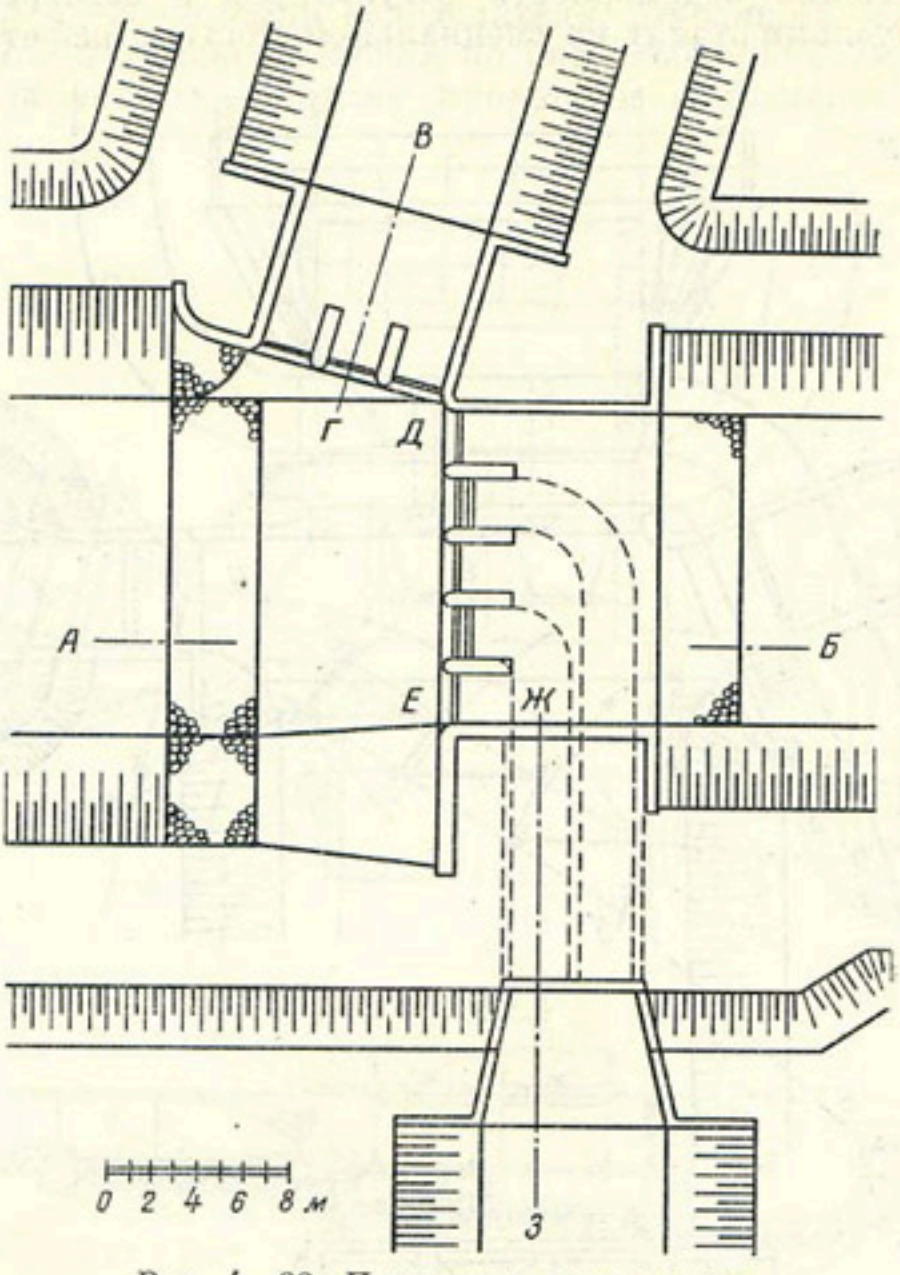


Рис. 4—22. План узла регуляторов:
В — регулятор; *Б* — подпорный регулятор; *З* — сбросной регулятор.

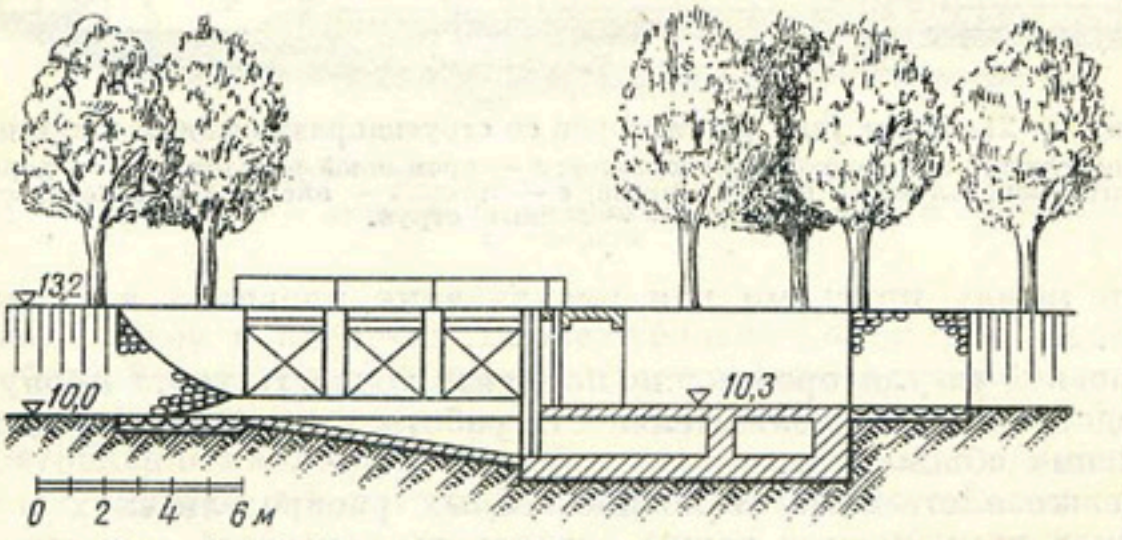


Рис. 4—23. Разрез по *АБ* (к плану на рисунке 4—22).

М. В. Бутырина и др.), Всесоюзного научно-исследовательского института гидротехники и мелиорации (ВНИИГиМ) [1], предложенные проф. Ф. И. Пикаловым и В. Я. Поповой [2], водомеры, разработанные в Армянском НИИГиМ Г. А. Амбарцумяном и Н. А. Нуриджаняном[3] в Грузинском НИИГиМ.

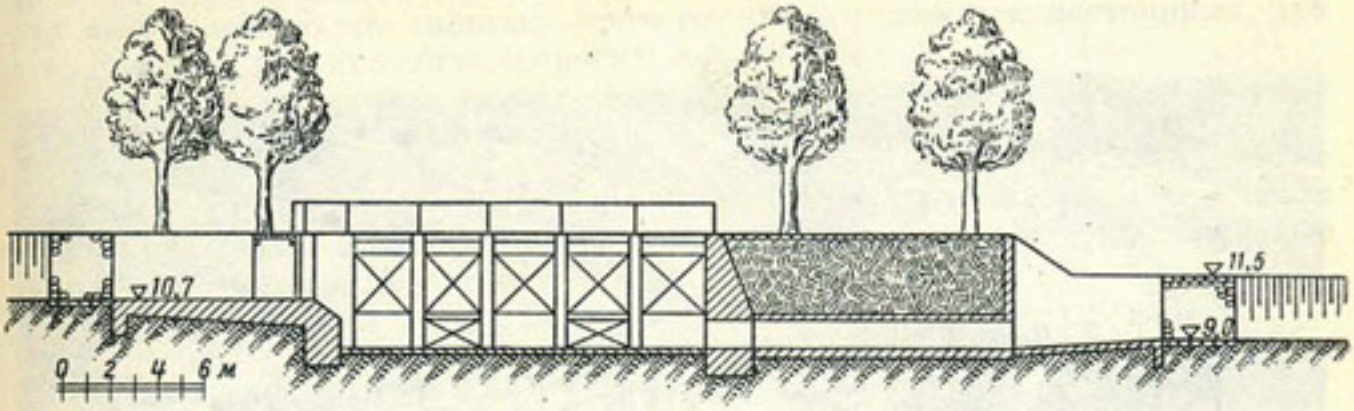


Рис. 4—24. Разрез по *ВГДЕЖЗ* (к плану на рисунке 4—22).

Запасы в высоте стенок регуляторов и верхней кромки затвора (щита) устанавливаются по техническим условиям и нормам проектирования.

За расчетный горизонт воды, от которого назначаются запасы в высоте стенок регуляторов, принимается наивысший, получающийся или (при создании подпора) по условиям командования, или (при пропуске без подпора форсированного расхода канала) при наибольшем расчетном коэффициенте шероховатости. На рисунке 4—26 показан узел деревянных регуляторов.

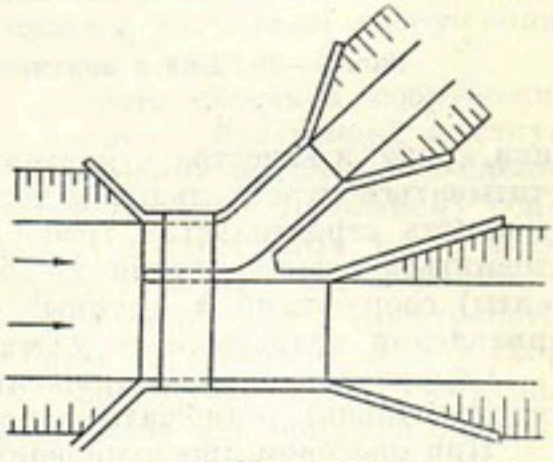


Рис. 4—25. План вододелителя.

Для регуляторов превышение верха стенок на входных участках и верха крепления каналов над расчетным горизонтом должно назначаться в зависимости от величины максимального расхода воды в канале по таблице 4—1.

Для сооружений, имеющих лишь ремонтные затворы, превышение верха стенок можно снижать на 10—15% против величин, приведенных в таблице 4—1 (СН и П, II-И. 3—62).

Проектирование сооружений на сети должно производиться в тесной увязке с проектированием самой сети каналов и дорог. При размещении сооружений на сети, а также при общей компоновке сооружений, выборе

Таблица 4—1

Расходы, *м³/сек*	Превышение верхней стенки над максимальным горизонтом воды, *м*
50—100	0,6
30—50	0,5
10—30	0,4
1—10	0,3
Менее 1	0,2

[1] Ф. И. Пикалов, А. Я. Фалькович и О. В. Шановалова. Водомерно-регулирующие сооружения и арматура внутрихозяйственной сети. Сельхозгиз, М., 1951.

[2] Ф. И. Пикалов. Ирригационные водомеры-регуляторы парциального типа. «Гидротехника и мелиорация» № 4, 1949.

[3] Г. А. Амбарцумян, Н. А. Нуриджанян. Автоматический водовыпуск регулятор-водомер АрмНИИГиМ. «Гидротехника и мелиорация» № 12, 1953.

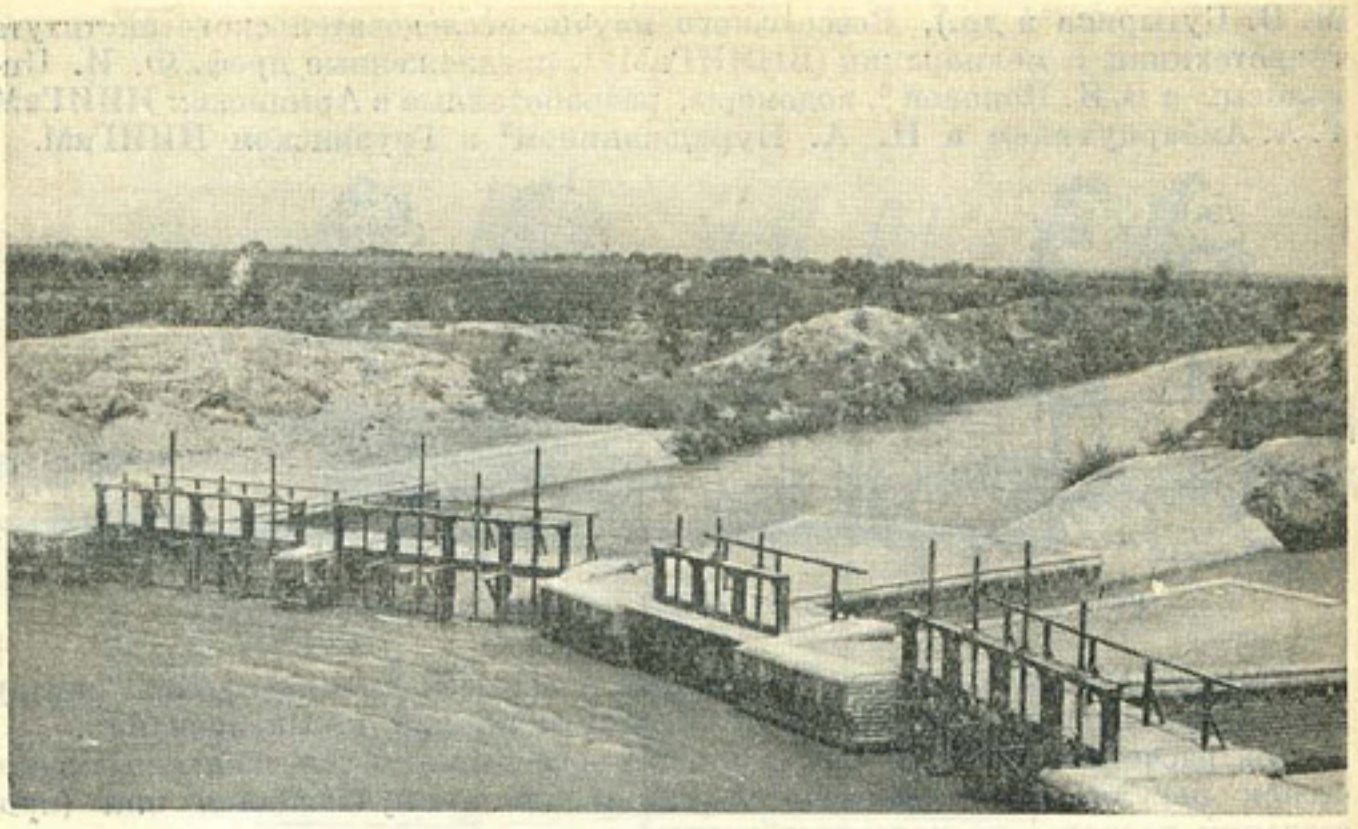


Рис. 4—26. Вид с верхнего бьефа на узел кирпичных регуляторов.

типа, рода и качества строительных материалов и конструкций должны учитываться строительные и технико-экономические показатели — темпы и стоимость строительства, требования эксплуатации и ее стоимость. Следует стремиться к целесообразному объединению регулирующих (расходы и горизонты) сооружений в крупные распределительные узлы с автоматизацией управления затворами и учета воды.

Сооружения для сопряжения бьефов рационально (по возможности, конструктивно) совмещать с подпорными сооружениями и регуляторами.

При массовом проектировании сооружения нужно широко использовать типовые проекты, в особенности сборных конструкций, как для постоянной, так и для временной сети каналов.

При выборе типа регулятора следует учитывать ряд обстоятельств: массовость постройки в определенных местных условиях, использование местных строительных материалов, простоту конструкции, удобство управления затворами и эксплуатационные требования.

Для нормального профиля канала — в полувыемке-полунасыпи — наиболее приемлемы открытые регуляторы; для канала в выемке — регуляторы по типу безнапорных труб; для сбросных и промывных вод — регулятор с забральной стенкой по типу напорных труб. Подпорные регуляторы делают преимущественно открытыми, из них наиболее простой и дешевый — переходный, стоечный регулятор (рис. 4—11).

Стоечные подпорные регуляторы, снабженные шандорами или затворами, дают возможность симметрично пропускать малые расходы через шандоры, как это показано на рисунке 4—8 (работают крайние пролеты) и рисунке 4—11 (работают все пролеты).

Ко всем регуляторам предъявляется требование водомерности; для выполнения этого требования участки каналов на 150—300 *м* (в зависимости от размера канала) перед и за регуляторами всегда должны быть свободны от наносов (удаление их) и от зарастания (скашивание и удаление растительности); перед узлами и подпорными регуляторами должны быть поставлены редкие решетки для улавливания и удаления плавника, мешающего работе затворов; подходный участок канала должен быть прямолинейным.

Вследствие не совсем точных значений расчетных гидравлических коэффициентов необходима тарировка регуляторов, на основе которой составляются расчетные таблицы и графики расходов для использования эксплуатационным персоналом. Для регуляторов и других сооружений на мелиоративной сети составлены типовые проекты сооружений как постоянных, так и переносных для временных оросителей.

При использовании оросительного или обводнительного канала для судоходства мосты через канал должны быть подняты достаточно высоко и не должны создавать затруднений движению судов; регуляторы-водовыпуски отводов из канала должны быть вдвинуты в берега, с тем чтобы не создавать затруднений судоходству при ремонте регуляторов; подпорные регуляторы заменяются простейшими судоходными.

§ 4—5. СБОРНО-БЛОЧНЫЕ РЕГУЛЯТОРЫ

Строительство сборно-блочных сооружений складывается из двух самостоятельных частей: 1) заводское изготовление отдельных блоков и 2) возведение сооружения, состоящее из монтажа блоков. Вокруг гидротехнического сооружения создается фильтрационный поток из верхнего бьефа в нижний; при устройстве гидротехнического сооружения из блоков возможно усиление фильтрационного потока утечками воды через неплотные швы между блоками, что может повести к тяжелому состоянию сооружения, а иногда и к аварии.

Следовательно, строительство сборных гидротехнических сооружений заключается не только в сборке (монтажа) блоков, образующих жесткую прочную конструкцию, но также в плотном соединении между собой блоков и в тщательной укладке их на грунт по специально подготовленному основанию, не допускающей образования застенных и поддонных токов воды. При монтаже блоков они жестко соединяются друг с другом («замоноличиваются»); для этого выпуски арматуры у блоков сваривают и пространство между соседними блоками (шов) заполняют бетоном. Наличие швов у сборных сооружений является их слабым местом, поэтому стремятся к укрупнению блоков, что ведет и к уменьшению числа швов и к большей быстроте монтажа сооружения.

Блоки должны быть достаточно прочны как в эксплуатационных условиях смонтированного сооружения, так и при транспортировке и монтаже. Форма блоков должна быть простой, удобной для изготовления и транспортировки и соответствовать своему назначению в сооружении; вес блоков для небольших сооружений принимается около 3 *т* и для более крупных (на расходы воды свыше 10 $м^3/сек$) — выше 3 *т*. При проектировании сборных гидротехнических сооружений стремятся уменьшить количество типоразмеров и типоблоков, укрупнить их, что ведет к повышению качества монтажных работ и удешевлению строительства; из имеющихся типоразмеров блоков необходимо получить возможно большее число их универсального назначения, пригодных для применения в разных частях гидротехнических сооружений. Блоки изготовляются из железобетона БГТ-200, В-4, $М_{рз}$-50; марка бетона, используемого для добетонировки,— БГТ-150, бетонная подготовка марки БГТ-100.

При сборно-блочных сооружениях применяют типовые конструкции, вводят стандарты их, что значительно сокращает объемы бетонных и железобетонных работ, уменьшает затраты труда на строительно-монтажные работы и убыстряет темпы строительства: сроки строительства значительно сокращаются, и строительство перестает быть сезонным.

Составлены серии типовых проектов сборных гидротехнических сооружений Гипроводхозом [1], Грузгипроводхозом, Росгипроводхозом и др.; сбор-

[1] Типовые проекты для гидромелиоративного строительства. «Гидротехника и мелиорация» № 3—4, 1957.

ные сооружения получают освещение в литературе с конструктивной и эксплуатационной стороны [1], внедряются в практику.

Сборные регуляторы строят двух типов — открытые и трубчатые; последние особенно удобны, когда необходим переезд через регулятор, широкое распространение получили гидротехнические сооружения с асбоцементными трубами как более экономичные по сравнению с сооружениями, в которых применяются железобетонные трубы.

Характерной особенностью сборно-блочных гидротехнических сооружений, в том числе и регуляторов, является секционность их конструкций,

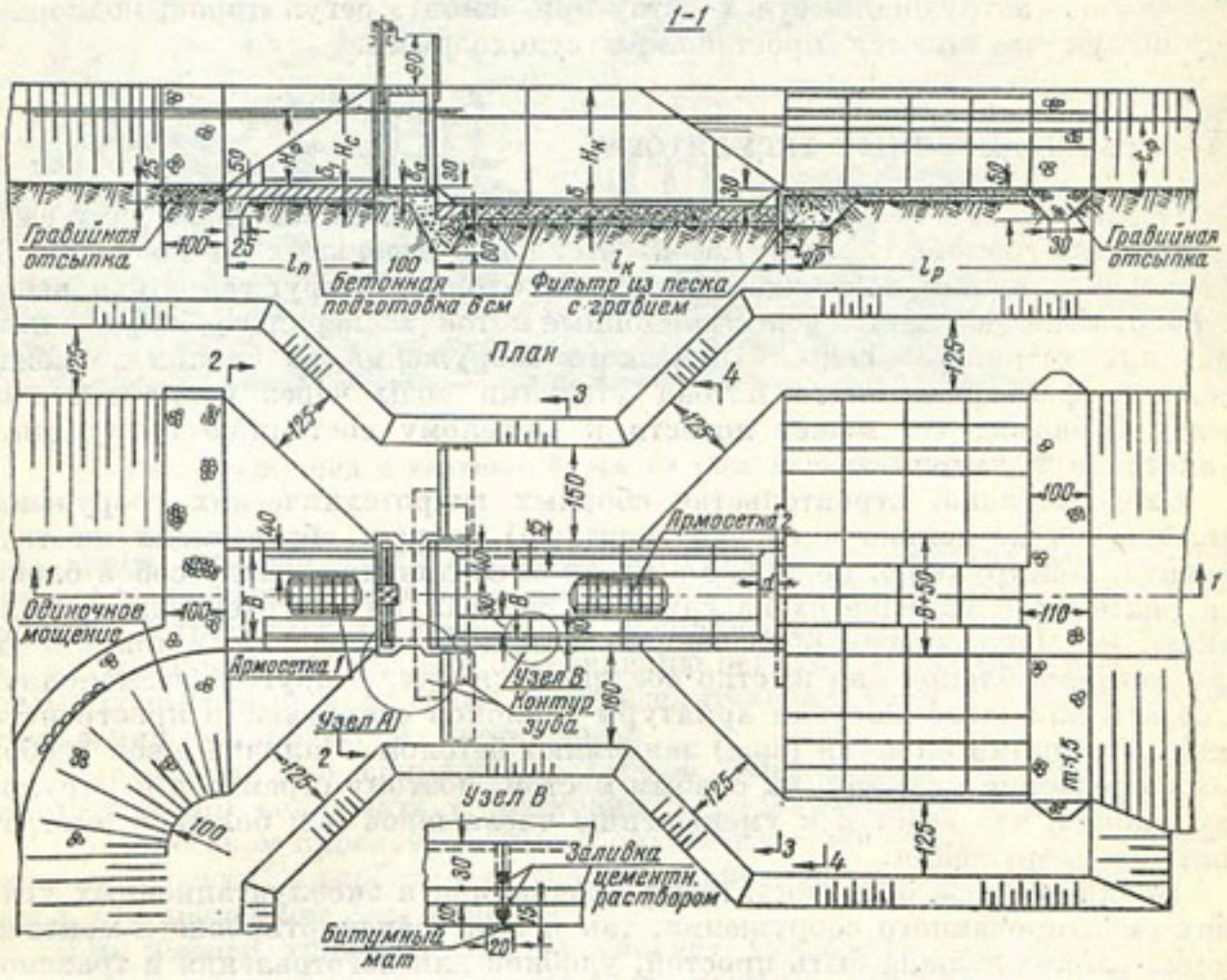


Рис. 4—27. Сборно-блочный открытый регулятор.

позволяющая путем несложных дополнений конструкций значительно повышать их пропускную способность. Эту особенность проследим на рисунке 4—27, на котором показан запроектированный Гипроводхозом открытый сборно-блочный регулятор на пропуск расходов от 1,0 до 5,3 *м³/сек*. Входной частью здесь является прямоугольная рама с втопленными в нее закладными частями (пазами) для плоского затвора; если поставить рядом с этой рамой другую, расширив соответственно флютбет путем укладки блоков-плит, то пропускная способность такого регулятора уже будет 10,5 *м³/сек*. В плане вход в регулятор показан в двух вариантах: слева по течению как в подпорный регулятор, справа по течению как в регулятор-водовыпуск.

[1] Е. А. Замарин. Сборные гидротехнические сооружения. «Гидротехника и мелиорация» № 7, 1954; В. М. Аполлосов. Строительство гидротехнических сооружений сборной конструкции. Сельхозгиз, М., 1954; Л. А. Черникевич. Сборный бетон и железобетон в мелиоративном строительстве. «Гидротехника и мелиорация» № 2, 1955; В. М. Домбровский. Мелкие сооружения на оросительной сети. «Гидротехника и мелиорация» № 3, 1955, В. А. Таскаев. Из опыта строительства сборно-блочных гидросооружений на оросительной сети. «Гидротехника и мелиорация» № 2, 1957.

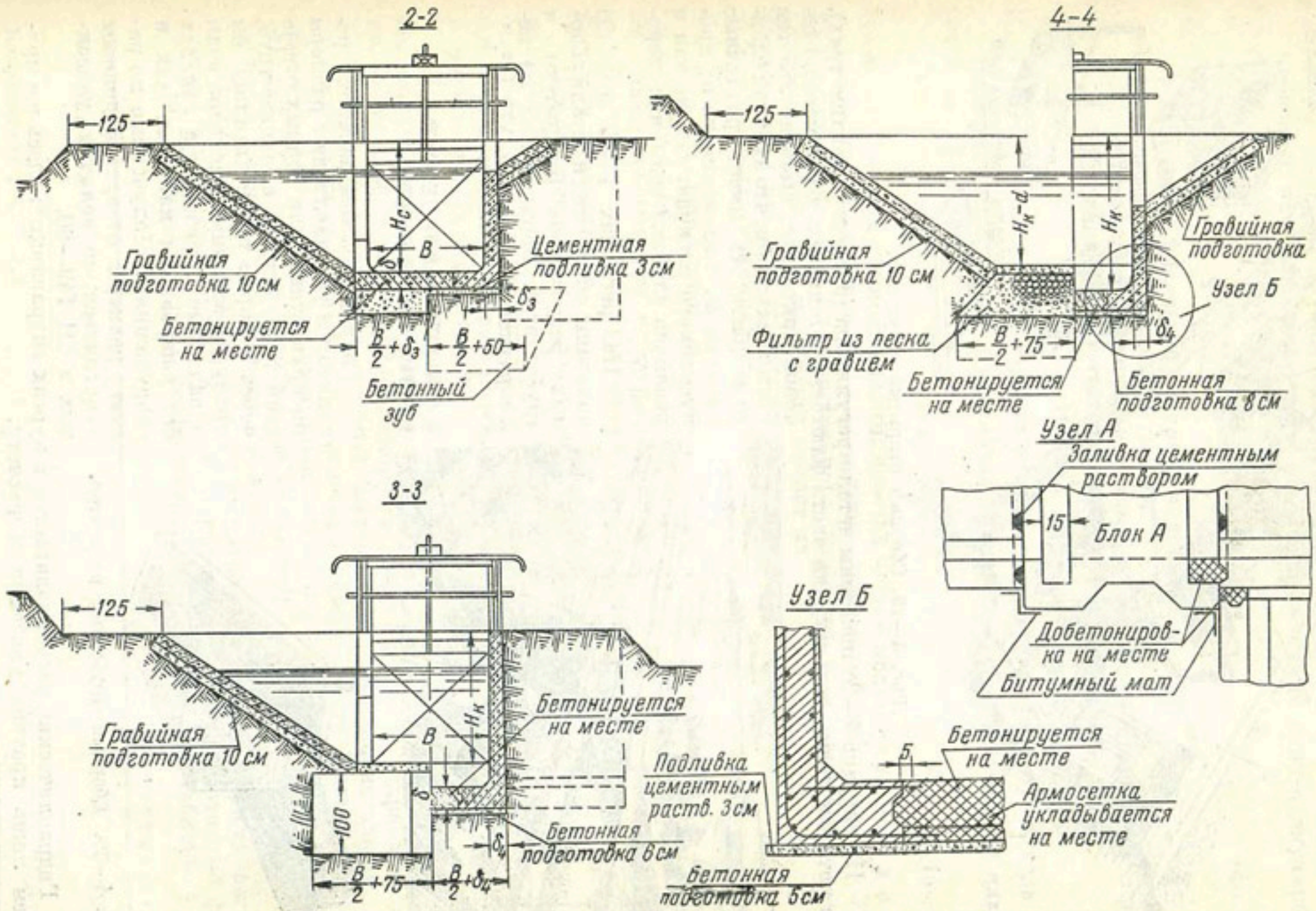


Рис. 4—28. Поперечные разрезы и детали к сборно-блочному открытому регулятору.

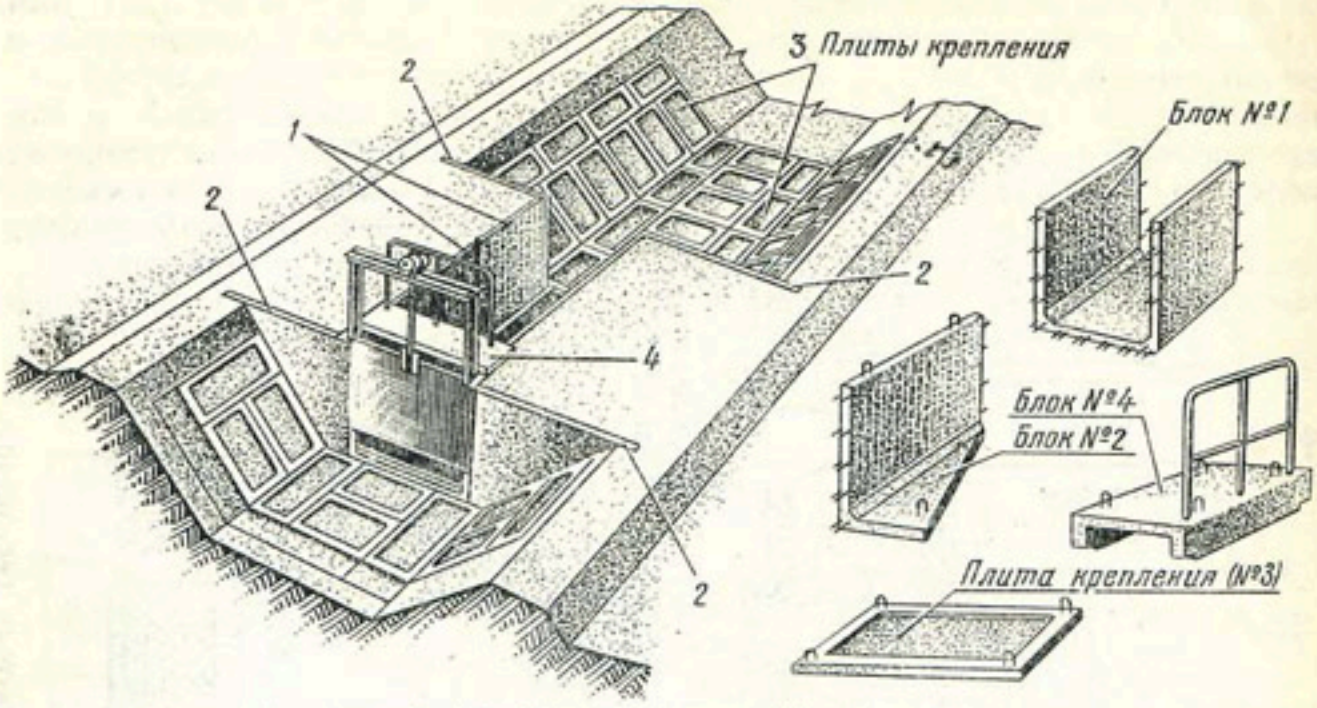
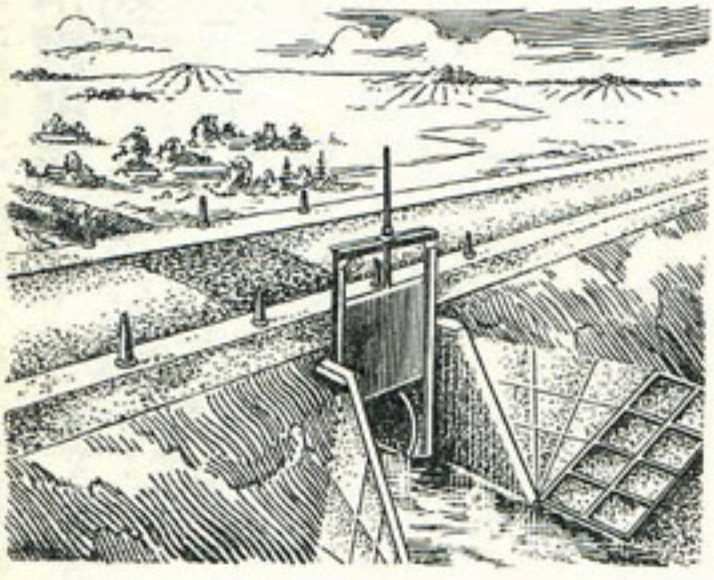


Рис. 4—29. Сборный открытый регулятор.

На рисунке 4—28 показаны детали регулятора (размеры в сантиметрах), из которых видно, что средняя часть флютбета бетонируется на месте по готовой армосетке; вызвано это тем обстоятельством, что входной блок-рама (блок *А*) имеет различные пролеты *В*, в зависимости от пропускаемого расхода, так же как и различна глубина воды над порогом H_c.



На рисунках 4—29 и 4—30 показаны общий вид и детали сборных регуляторов (открытого и трубчатого), применяемых на мелиоративных системах УССР [1].

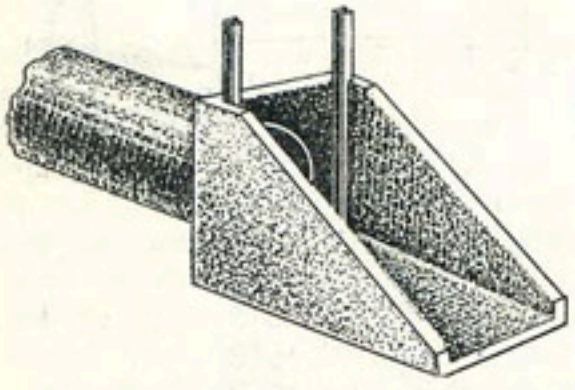


Рис. 4—30. Сборный трубчатый регулятор.

§ 4—6. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ РЕГУЛЯТОРОВ

Гидравлическим расчетом регуляторов устанавливают размеры поверхностных или донных отверстий сооружений, а также труб, через которые обеспечивались бы пропуски заданных расходов воды и заданные горизонты в каналах без ущерба как каналам, так и сооружениям. Полученные по расчету размеры отверстий должны округляться до величин, указанных в СН 149—60.

Гидравлический расчет излагается в курсах гидравлики [2]; здесь же приведем лишь краткие указания к расчету.

[1] Н. С. Андреевский. Сборные железобетонные сооружения на оросительных и осушительных системах Украинской ССР. «Гидротехника и мелиорация» № 3, 1957.

[2] И. И. Агроскин, Г. Т. Дмитриев, Ф. И. Пикалов. Гидравлика, Энергоиздат, М.—Л., 1964; К. А. Михайлов, А. И. Богомолов, Е. В. Болда-

В большинстве случаев регуляторы на мелиоративных системах пропускают воду в условиях затопленного истечения и реже в условиях свободного истечения, причем истечение может происходить через водослив или через отверстие (из-под затвора).

Свободное истечение через водослив, расположенный перпендикулярно к потоку, рассчитывается по формуле:

$$Q = \varepsilon m b H_0^{3/2} \sqrt{2g} = \varepsilon M b H_0^{3/2}, \qquad (4—3)$$

где Q — расход;

b — ширина отверстия (ширина водослива);

ε — коэффициент бокового сжатия;

m — коэффициент расхода, величина которого выбирается по справочникам для соответствующего типа водослива;

$$M = m\sqrt{2g},$$

$H_0 = H + \frac{v^2}{2g}$ — напор над порогом водослива с учетом скорости подхода v.

Коэффициент бокового сжатия для случая свободного истечения находится по формуле:

$$\varepsilon = 1 - a\frac{H}{H+b}, \qquad (4—4)$$

где $a = 0{,}2$ — для прямоугольного, $a = 0{,}1$ — для полуциркульного и $a = 0{,}05$ — для криволинейно заостренного оголовка бычка (рис. 4—31). Для полуциркульного или заостренного очертания оголовков бычков при пропуске воды только через один пролет из нескольких a принимают равным 0,2, при работе боковых (крайних) пролетов также $a = 0{,}2$.

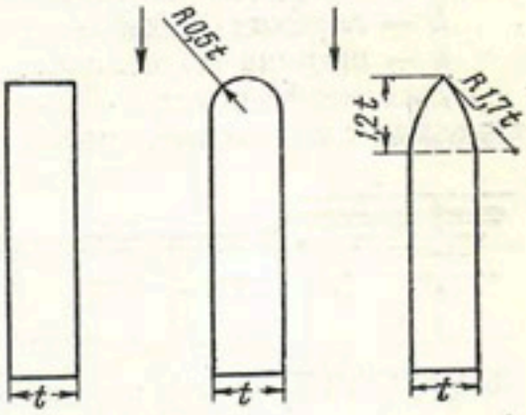


Рис. 4 — 31. Формы бычков в плане.

Для регуляторов-водовыпусков, забирающих воду по боковому отводу из магистрали, также рекомендуем применять формулу (4—3), т. е. с полным учетом напора от скорости подхода.

Поток, повернув в сторону регулятора-водовыпуска, течет к нему с той же скоростью, что и в магистрали, т. е. порядка 0,8—1,2 *м/сек*, и эту скорость следует учесть в расчете по формуле (4—3).

Поворот потока в сторону регулятора-водовыпуска вызовет дополнительные потери, зависящие от угла поворота, скорости течения и других гидравлических элементов. До накопления опытных материалов эти дополнительные потери можно учесть понижением величины коэффициента сжатия по формуле (4—4) на 5—10% в прямой зависимости от угла отвода (10% при угле отвода в 90°), если доля отвода воды не более 0,2 расхода магистрали при скорости течения в ней не менее 0,8 *м/сек*.

При бо́льших долях отвода воды из магистрали, а также при скоростях течения в магистрали 1,0—1,4 *м/сек* коэффициент бокового сжатия по формуле (4—4) умножается на коэффициент σ, выбираемый из таблицы 4—2.

Таблица 4—2

Угол отвода (в °)	0	30	45	60	75	90
Коэффициент σ	1	0,97	0,95	0,93	0,90	0,86

ков, Н. Я. Лелявин. Гидравлика, гидрология, гидрометрия. Дориздат, М., 1952; Ю. Н. Даденков, П. Е. Зубрий. Гидротехнические расчеты, ч. I, II. Техиздат, Киев, 1949, 1959.

Коэффициенты M и скорости φ для водослива с широким порогом выбирают по таблице 4—3.

Таблица 4—3

Тип порога	M	φ
Прямоугольный шероховатый порог	1,33	0,88
» гладкий »	1,42	0,90
Порог с закругленным входным ребром	1,55	0,94
Хорошо округленный входной порог	1,62	0,96
Донный слив (порог отсутствует)	1,70	1,00

Для водослива с тонкой стенкой коэффициенты расхода m выбирают по таблице 4—4.

Затопленное истечение в регуляторах на каналах наблюдается преимущественно на водосливах с широким порогом. Для подпорных регуляторов и для регуляторов-водовыпусков (через которые отводится вода из более крупных каналов) расход через затопленный водослив с широким порогом (рис. 4—32) находят из следующего уравнения:

$$Q = \varepsilon_1 \varphi b h \sqrt{2g\,(H_0 - h)}, \qquad (4—5)$$

где ε_1 — коэффициент бокового сжатия;

φ — коэффициент скорости, выбираемый по таблице 4—3;

h — глубина воды на пороге, равная $h_б - P$ (рис. 4—32);

b — ширина водослива.

Для коэффициента бокового сжатия при затопленном истечении через водослив с широким порогом значения обычно принимают те же, что и для случая свободного истечения, т. е. по формуле (4—4).

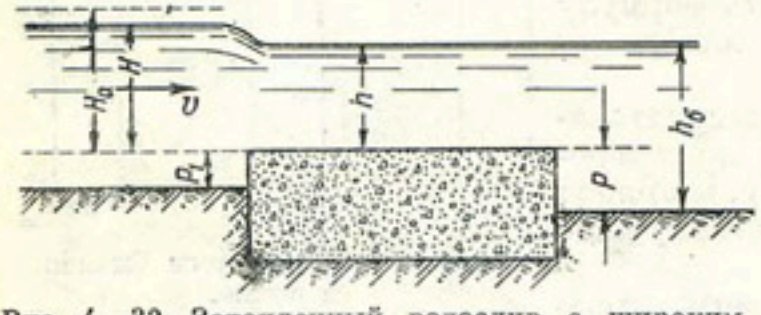


Рис. 4—32. Затопленный водослив с широким порогом.

Однако такое решение нельзя считать правильным; величины ε и ε_1 зависят не только от ширины пролета b, глубины воды над порогом водослива H и форм бычков или устоев a, но также и от скорости течения; если в формуле (4—4) влияние скорости неявно, эмпирически учитывается (величиной H), то для затопленного истечения при одной и той же величине H могут быть различные скорости (они зависят еще и от h).

Надо полагать, что вследствие меньших скоростей течения при затопленном истечении, чем при свободном, потери на сжатие будут меньшими и при сохранении структуры формулы (4—4) в нее надо будет внести для случая затопленного истечения поправку:

Таблица 4—4

H (в м)	Высота стенки водослива (в м)			
	0,5	1,0	2,0	∞
0,5	0,467	0,436	0,419	0,410
0,7	0,485	0,447	0,424	0,409
1,0	—	0,465	0,433	0,408
1,5	—	0,464	0,432	0,407
2,0	—	0,464	0,432	0,406

$$\varepsilon_1 = 1 - ac\frac{H}{H+b}, \quad \text{или} \quad \varepsilon_1 = 1 - \frac{a}{2}\frac{H}{H+b}. \qquad (4—6)$$

Поправка c должна изменяться от значений, близких к нулю, в случае сильного затопления водослива до значений, близких к единице, в случае слабого затопления; в среднем можно принять $c = 0{,}5$ [формула (4—6)]. Учет бокового отвода ведется при затопленном истечении так же, как указано выше.

Пропуск воды через регуляторы на каналах нередко совершается в форме истечения из-под затвора и через трубу; истечение может быть свободным и затопленным.

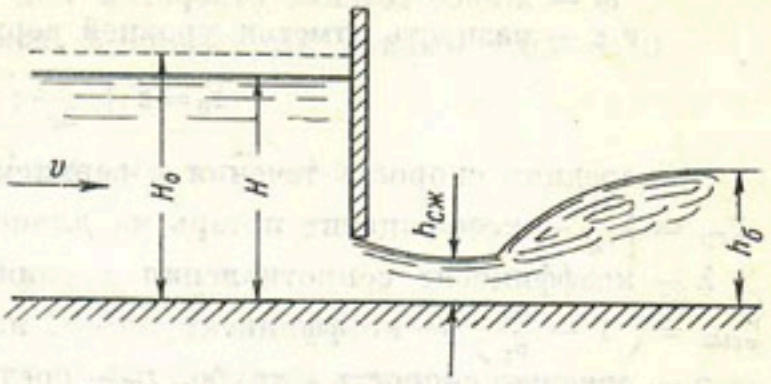


Рис. 4—33. Расчетная схема свободного истечения из-под затвора.

Свободное истечение из-под затвора через прямоугольные отверстия в подпорных регуляторах и в регуляторах-водовыпусках рассчитывается по формуле:

$$Q = \varepsilon\varphi\alpha b h_{щ}\sqrt{2g(H_0 - \alpha h_{щ})}, \qquad (4—7)$$

где ε — коэффициент бокового сжатия, находимый по формуле (4—4);
φ — коэффициент скорости, выбираемый по таблице 4—3;
b — ширина отверстия;
$h_{щ}$ — высота отверстия под затвором;
α — коэффициент вертикального сжатия вытекающей струи, выбираемый по Н. Е. Жуковскому из таблицы 4—5.

Таблица 4—5

$h_{щ}/H$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
α	0,615	0,620	0,625	0,630	0,645	0,660	0,690

Для свободного истечения из-под затвора в круглые трубы расход находят из уравнения:

$$Q = \mu\omega\sqrt{2g(H_0 - \beta h_{щ})}, \qquad (4—8)$$

где ω — площадь живого сечения под затвором; значения коэффициентов расхода μ и сжатия β выбирают из таблицы 4—6 [1].

Таблица 4—6

$h_{щ}/d$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
α	0,401	0,559	0,675	0,741	0,771	0,752
μ	0,625	0,640	0,655	0,650	0,640	0,648

Учет бокового отвода ведется так, как указано выше перед таблицей 4—2.

Затопленное истечение из-под затвора через трубы рассчитывается по следующей формуле:

[1] В. А. Русинова. Гидравлический расчет трубчатых водовыпусков при истечении потока в трубу из-под щита. Труды ВНИИГиМ, т. 29, М., 1957.

$$Q = \mu\omega\sqrt{2gz_0} = \frac{\omega\sqrt{2gz_0}}{\sqrt{\zeta_{вх} + \zeta_{тр} + \zeta_{вых}}}, \qquad (4—9)$$

где μ и $\zeta_{вх}$ — коэффициенты расхода и местных потерь на вход, выбираемые по таблице 4—7, предложенной В. А. Русиновой;

ω — живое сечение отверстия под затвором;

z — разность отметок уровней верхнего и нижнего бьефов;

$$z_0 = z + \frac{v^2}{2g};$$

v — средняя скорость течения в верхнем бьефе к трубе;

$\zeta_{тр} = \lambda\frac{l}{d}$ — коэффициент потерь на длине l трубы диаметром d;

λ — коэффициент сопротивления трения по длине;

$\zeta_{вых} = \left(1 - \frac{v_2}{v_1}\right)^2$ — коэффициент потерь на выход из трубы;

v_1 — средняя скорость в трубе, v_2 — средняя скорость в нижнем бьефе,

d — диаметр трубы.

Таблица 4—7

$h_щ/d$	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3
$\zeta_{вх}$	0,30	0,38	0,46	0,87	1,65	3,03	5,70	13,5

Учет бокового отвода по предыдущему.

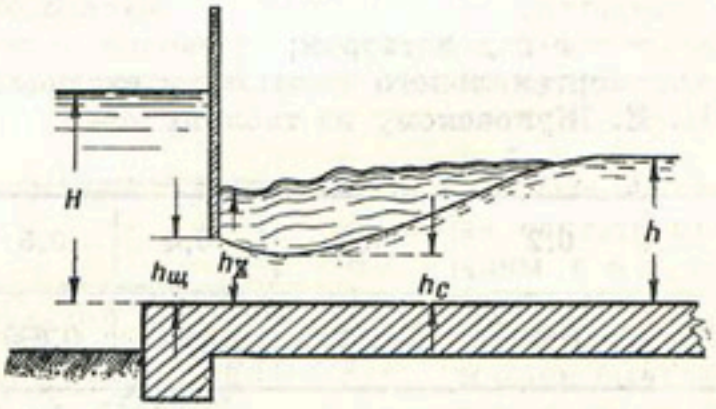


Рис. 4—34. Расчетная схема затопленного истечения из-под затвора.

Для случая несвободного истечения из-под затвора проф. В. А. Шаумян предлагает следующую формулу:

$$Q = \varepsilon\alpha b(1 - k^2)h_щ\sqrt{2g(H_0 - \alpha h_щ)}, \qquad (4—10)$$

где

$$k = \frac{h - \alpha h_щ}{H_0}; \qquad (4—11)$$

h — бытовая глубина за затвором.

Для случая $h \leqslant \alpha h_щ$ параметр k считается равным нулю, что делает формулу (4—10) применимой и для свободного истечения: ε и α принимают как в формуле (4—7).

Для затопленного (несвободного) истечения из-под затвора указывается следующий способ расчета [1] (рис. 4—34):

$$Q = \varepsilon\varphi\alpha b h_щ\sqrt{2g(H_0 - h_z)}, \qquad (4—12)$$

где h_z — глубина непосредственно за затвором.

[1] И. И. Агроскин, Ф. И. Пикалев, Г. Т. Дмитриев. Гидравлика. Госэнергоиздат, М., 1954, стр. 339.

Сжатой глубине потока $h_c = \alpha h_{щ}$ должна соответствовать сопряженная глубина h'_c, меньшая бытовой глубины за затвором h, т. е.:

$$h > h'_c = 0{,}5h_c\left[\sqrt{1+\frac{8a_0}{g}\frac{q^2}{h_c^3}}-1\right], \qquad (4—13)$$

где a_0 — коэффициент Кориолиса, принимаемый равным 1,05—1,10.

Глубина h_z находится из уравнения:

$$h_z = \sqrt{h_c^2 - L\left(H_0 - \frac{L}{4}\right)} + \frac{L}{2}, \qquad (4—14)$$

где

$$L = 4\mu^2 h_{щ}^2 \frac{h-h_c}{hh_c}; \qquad (4—15)$$

μ — коэффициент расхода, имеет то же значение, что и при свободном истечении.

Для предварительных (ориентировочных) расчетов свободного и затопленного истечений можно воспользоваться уравнениями:

$$Q = \mu b h_{щ}\sqrt{2g(H_0 - 0{,}5h_{щ})}; \qquad (4—16)$$

$$Q = \mu b h_{щ}\sqrt{2gz_0}, \qquad (4—17)$$

где z_0 — разность уровней верхнего и нижнего бьефов, с учетом напора от подходной скорости; коэффициенты расхода выбирают по таблице 4—8.

Таблица 4—8

Условия и форма входа	Коэффициент расхода отверстий	
	до 2 м²	больше 2 м²
Сжатие сверху, округленные кромки	0,85	0,90
То же, острые кромки	0,80	0,85
Сжатые сверху и с боков, округленные кромки	0,75	0,80
То же, острые кромки	0,70	0,75
Всестороннее сжатие, округленные кромки	0,65	0,70
То же, острые кромки	0,60	0,65

Безнапорные закрытые водовыпуски часто применяют при пересечении дорог с каналами (обычно это трубы круглого сечения). При работе закрытого водовыпуска неполным сечением лучше обеспечивается сброс плавника, уменьшается возможность засорения подхода к водовыпуску. Для расчета трубчатых безнапорных водовыпусков рекомендуется формула:

$$Q = m\delta\omega\sqrt{2gz},$$

где m — коэффициент расхода, равный 0,46—0,52 в зависимости от условий входа в водовыпуск [1]; в предварительных расчетах можно принимать $m = 0{,}49$;

δ — коэффициент подтопления, выбираемый в зависимости от отношения глубины воды нижнего бьефа h к глубине воды верхнего бьефа H (табл. 4—9);

ω — поперечное (расчетное) сечение трубы при глубине, равной погружению дна трубы относительно уровня верхнего бьефа (рис. 4—33);

z — глубина погружения центра тяжести поперечного сечения ω.

[1] П. И. Шипенко. Безнапорные водовыпуски. «Гидротехника и мелиорация» № 2, 1962.

Таблица 4—9

h/H	0,67	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	0,99
δ	1,0	0,992	0,967	0,915	0,845	0,735	0,578	0,34

Для пропуска плавника отношение глубины воды верхнего бьефа к диаметру трубы следует принимать $H/d = 0{,}7—0{,}8$. Трубы нужно укладывать, если позволяют местные условия, на дно канала без порога.

Глава 5

Водопроводящие сооружения

§ 5—1. ТРУБЫ ПОД КАНАЛАМИ

На трассе канала могут встретиться долины, овраги, дороги, косогоры, отдельные гряды, холмы и другие препятствия, для перехода через которые требуется устройство водопроводящих сооружений. К водопроводящим сооружениям относятся трубы, лотки, акведуки (мосты-водоводы), дюкеры и туннели.

Трубы под каналом устраивают в том случае, когда канал проходит над небольшим по ширине и глубине оврагом, по которому протекают потоки с небольшими расходами.

Расходы воды, протекающие по трубам, различны; нередки периоды, когда трубы стоят сухими. Если бы трубы устраивать по типу дюкеров, т. е. напорными, с подъемом выходного участка, то при перемежающихся расходах они быстро заилились бы и выключились из работы.

Для предупреждения заиления, а также устранения большого подпора перед входом трубы устраивают с открытыми выходами, с прямолинейной средней и выходной частями, работающими преимущественно в условиях безнапорного течения.

Обычно насыпь, в которой размещается канал, устраивается нормально к тальвегу, а труба вдоль тальвега; подход к трубе и выход из нее по оврагу спрямляются по оси трубы.

На рисунке 5—1 показан двухочковый ливнеспуск из круглых труб диаметром 1 *м* сборной конструкции, разработанный Гипроводхозом [1]. За нормальный режим труб принят так называемый полунапорный при расчетном горизонте перед трубой; катастрофический расход считается превосходящим расчетный в $1^1/_2$ раза, при нем трубы будут работать как напорные. Вообще для создания напорного режима в трубах глубина воды h над дном входного приямка, по данным Гипроводхоза, должна быть равна:

$$h \geqslant 1{,}75a + 0{,}3\frac{v^2}{2g}, \qquad (5—1)$$

где a — диаметр или высота прямоугольной трубы;

v — скорость в трубе.

Трубы стыкуются впритык; шов обвертывается войлоком, пропитанным битумом; войлок прижимается к трубе и стягивается бандажом из листового железа (недолговечно, из нержавеющей стали — дорого); изнутри шов конопатится паклей, пропитанной битумом. Проще стыковать трубы впритык по слою цементного раствора.

---

[1] Типовые проекты гидротехнических сооружений на оросительных каналах, ч. XIII, Ливнепропускные сооружения трубчатые, сборные железобетонные на расход от 2,6 до 50 *м*³/*сек*. М., 1957.

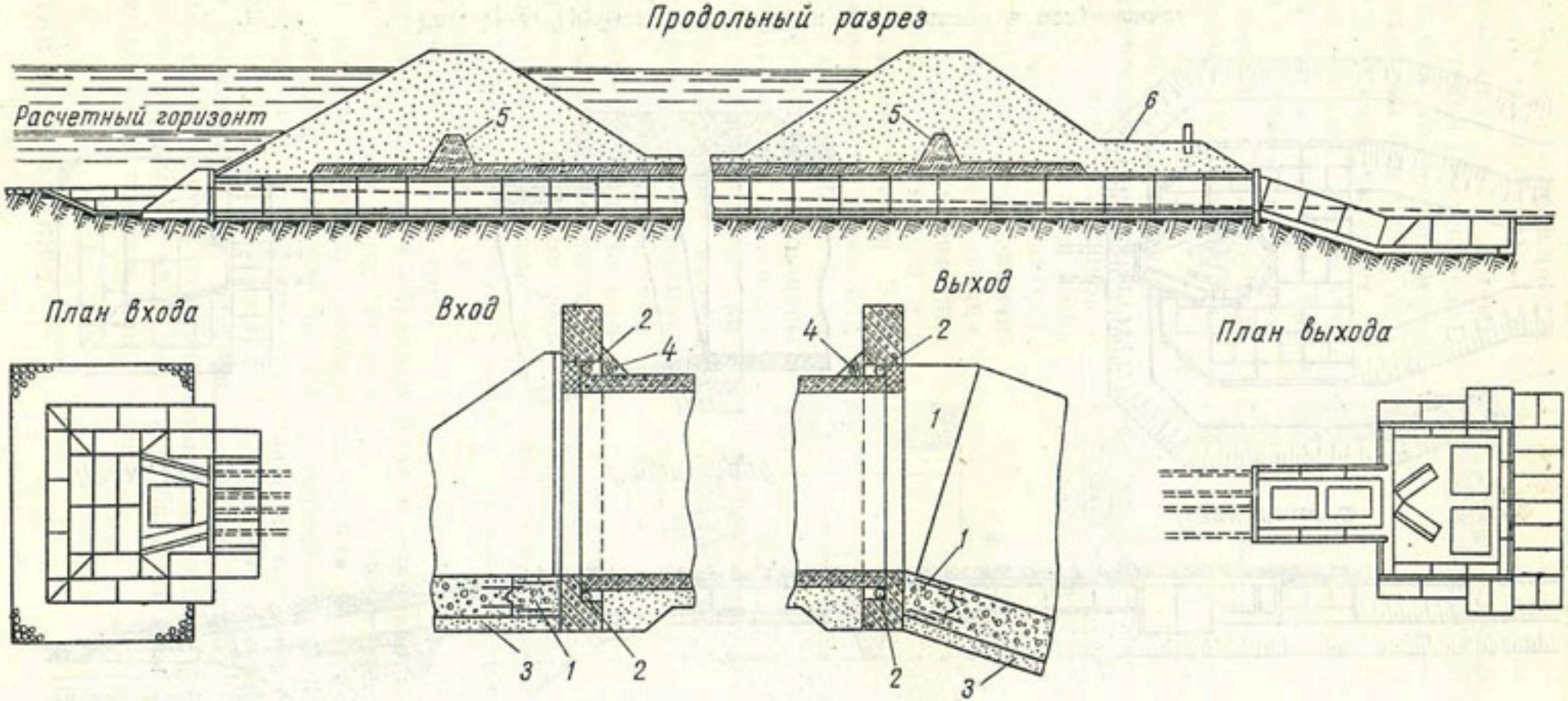


Рис. 5—1. Трубчатый ливнеспуск под каналом в насыпи:

1 — бетонируется на месте; *2* — просмоленный канат $d = 30$ *мм*; *3* — подготовка из бетона БГТ-100; *4* — заливка цементным раствором; *5* — мятая глина; *6* — дорога.

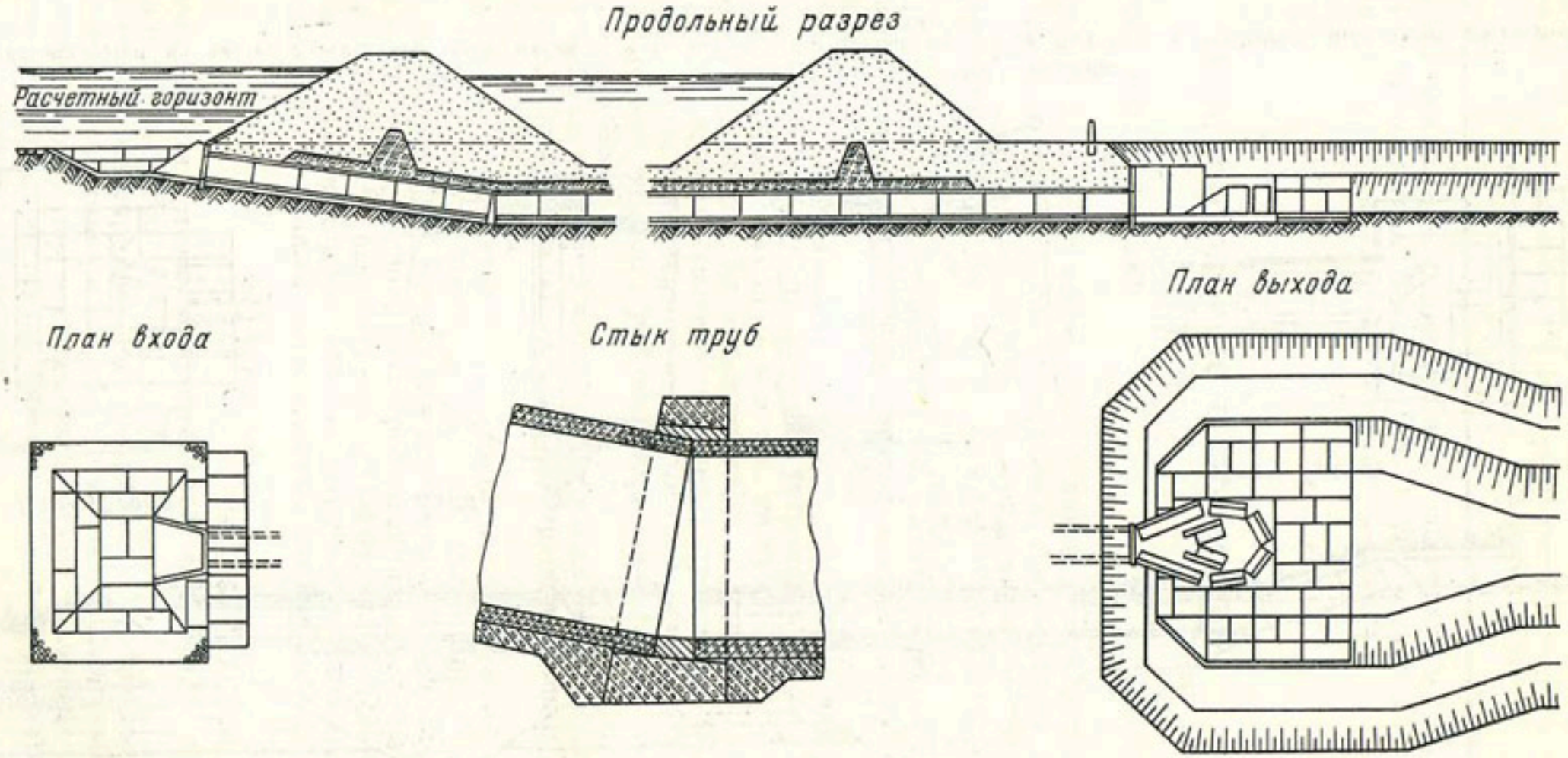


Рис. 5—2. Трубчатый ливнеспуск под каналом в полувыемке.

По периметру трубы обкладываются мятой глиной в целях предупреждения обмыва их фильтрационными водами. Уклон труб соответствует безнапорному равномерному режиму при расчетном горизонте перед трубой, когда $h_0 = h_{сж}$ для коэффициента шероховатости $n = 0{,}014$. В водобойном колодце, по данным ВНИИГиМ, стенки (растекатели), направляющие поток по бокам колодца, поставлены под углом 56°, вследствие чего вода вытекает по трем бортам колодца, а не только через торец, что наблюдалось при отсутствии направляющих стенок. Колодец, стенки и раструбный вход устроены из Г-образных блоков (рис. 4—28).

На рисунке 5—2 показан одноочковый ливнеспуск под каналом в полувыемке, в начале труба с уклоном $^1/_5$ спускается под дамбу канала и далее, с уклоном 0,01, проходит под каналом, заканчиваясь у грушевидного колодца, имеющего пять вертикальных щелей в бортовых стенках и две струенаправляющие стенки. Вода из колодца изливается через бортовые стенки и через щели. Колодец и входной оголовок выполнены из Г-образных блоков, замоноличенных в бетон дна. В обоих видах ливнеспусков перед входом устраивают небольшой приямок; крепление его — плитами-блоками; в углах приямка треугольные площадки бетонируются на месте.

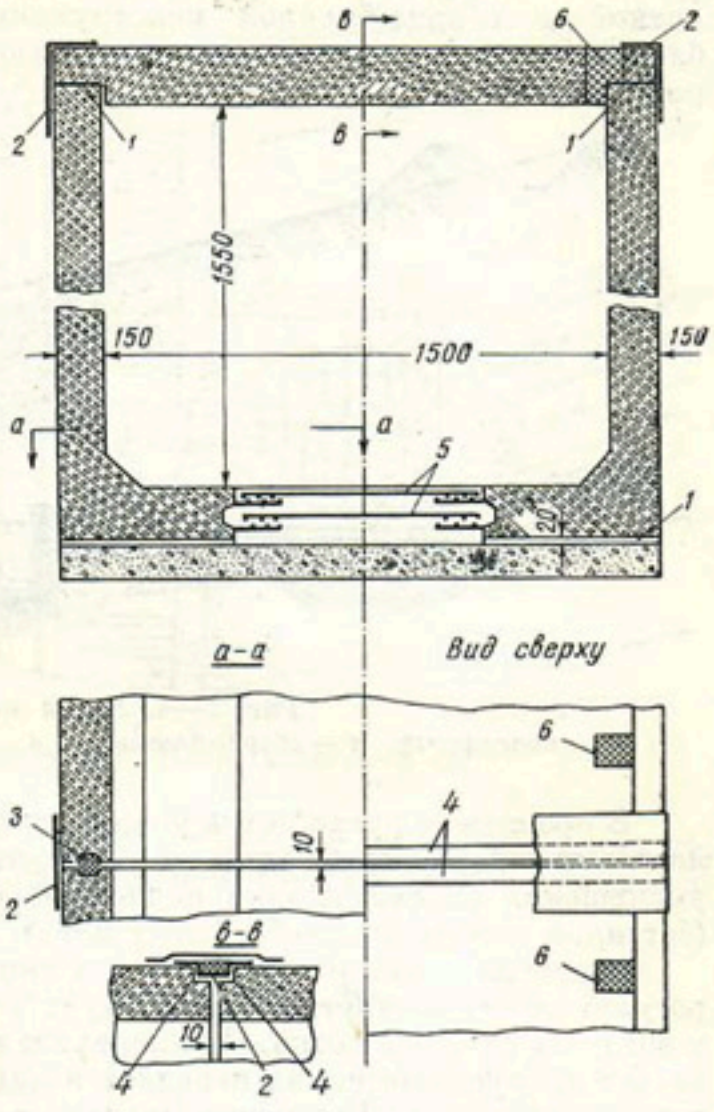


Рис. 5—3. Детали прямоугольной трубы-ливнеспуска:

1 — подливка цементным раствором; *2* — два слоя мешковины, пропитанной битумом; *3* — шпонка, заполняемая цементным раствором; *4* — желобки в потолочных плитах; *5* — арматурные сетки; *6* — бетонные распорки.

Для пропуска больших расходов ливнеспуски устраивают не из круглых труб, а из сборных прямоугольных. На рисунке 5—3 показаны детали такой трубы: стены ее монтируются из Г-образных блоков, свариваемых поверху металлическими накладками; дно бетонируют на месте по армосеткам (или устраивают из плит-блоков, «замоноличиваемых» со стенами); верх трубы монтируют из плит. Верхние плиты одновременно являются распорками трубы, для чего в каждой плите устраивают четыре отверстия прямоугольной формы 10×12 *см*, заполняемые при монтаже бетоном вприток со стеновыми блоками. Блоки устанавливают на бетонную подготовку толщиной 8 *см*. Швы верхних плит заделывают цементным раствором, для чего устраивают по торцам их небольшие желобки; все швы покрывают двумя слоями мешковины, пропитанной битумом.

§ 5—2. ЛОТКИ И АКВЕДУКИ

При обходе холмов устройство канала по косогору затруднительно — получаются большие выемки со стороны холма и большие насыпи на косогоре. В таких местах вместо земляного канала устраивают лотки с

бортами в виде подпорных стен; дно лотков укрепляют (бетонные плиты, мостовая, втрамбованный гравий с битумом и др.).

На рисунке 5—4 показан пунктиром поперечный профиль земляного канала и поперечный профиль лотка, заменяющего земляной канал, монолитной и сборно-блочной конструкции из Г-образных железобетонных блоков и плит, замоноличиваемых лентами бетона по армосетке (*а* на рис. 5—4).

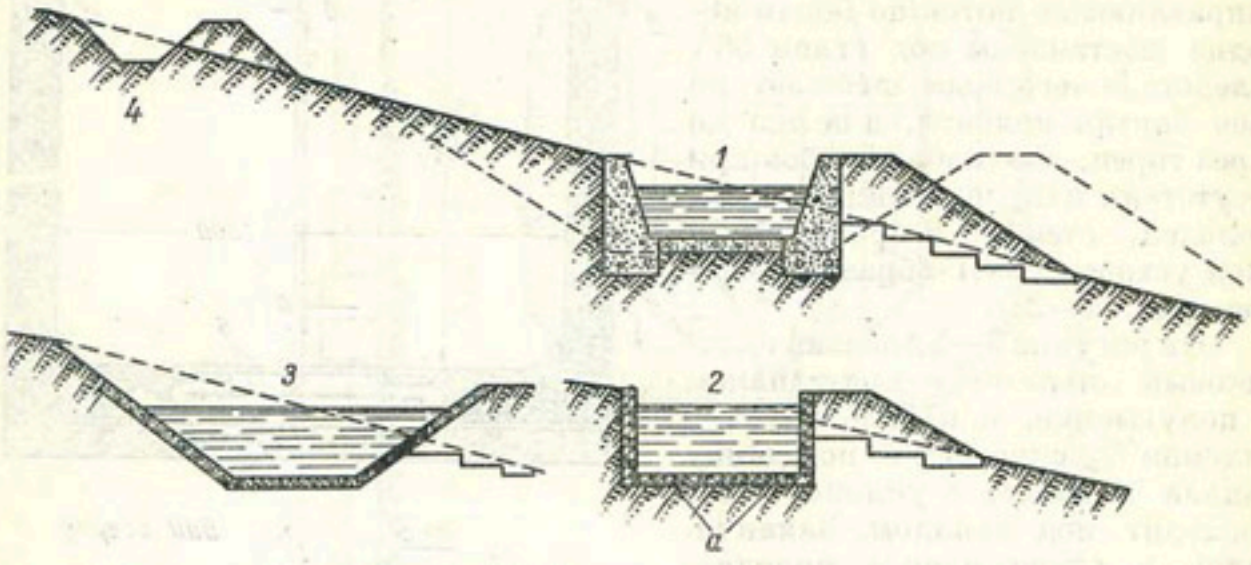


Рис. 5—4. Лоток на косогоре:
1 — монолитный; *2* — сборно-блочный; *3* — в облицовке; *4* — нагорный канал.

В крепленом русле лотка можно допускать бóльшие скорости, чем в земляном канале, следовательно, его сечение будет меньше, чем канала. Для уменьшения объема кладки подпорные стены можно заменить облицовкой (бетонной или из железобетонных плит).

Гидравлический расчет входа в лотки аналогичен расчету входа в сетевой регулятор; на закруглениях следует учитывать повышение уровня воды у вогнутой стороны лотка. При переходе неглубокого оврага каналом в выемке для пропуска весенних паводков и ливневых вод над каналом устраивают лоток-ливнеспуск. Для защиты канала от паводковых вод его дамбу с верховой стороны устраивают более высокой, чем с низовой, и обе — достаточной высоты; направленный подход потока воды к ливнеспуску, как и направленный отвод от него воды, осуществляется плавно расходящимися струенаправляющими дамбами. На рисунках 5—5, 5—6 и 5—7 показаны конструкции сборного лоткового ливнеспуска; входная часть его монтируется из Г-образных блоков и плит; блоки и плиты устанавливаются на бетонную подготовку с подливкой цементного раствора. Перед входом устраивают зуб из гравийной отсыпи, предупреждающий подмыв оголовка.

Секции лотка образуются двумя швеллерными балками-блоками [1] (длиной 6 и 7,5 *м*), которые являются стенками лотка. На нижние полки балок-стенок укладываются плиты-блоки, образующие дно лотка. Для более плотного соединения донных плит со стенками их укладывают на подливку из цементного раствора, а пазухи заполняют бетоном. Швы между донными плитами и между стеновыми блоками проконопачивают паклей, пропитанной битумом, шпонки в швах заливают цементным раствором. Продольные балки-блоки сваривают между собой и приваривают к блокам-насадкам опоры с помощью стальных накладок и специально заложенных в них уголков.

Опоры лотка запроектированы стоечного типа. Опора представляет собой раму, состоящую из двух стоек-блоков, фундаментного блока и блока

[1] Гипроводхоз МСХ СССР. Типовые проекты гидротехнических сооружений на оросительных каналах. Ч. XII. М., 1957.

насадки. Все элементы опоры жестко замоноличиваются между собой бетоном. Высота опор до 5 *м*, расходы до 10 *м*³/*сек*. Фундаментный блок устанавливают на бетонную подготовку толщиной 10 *см* с подливкой цементного

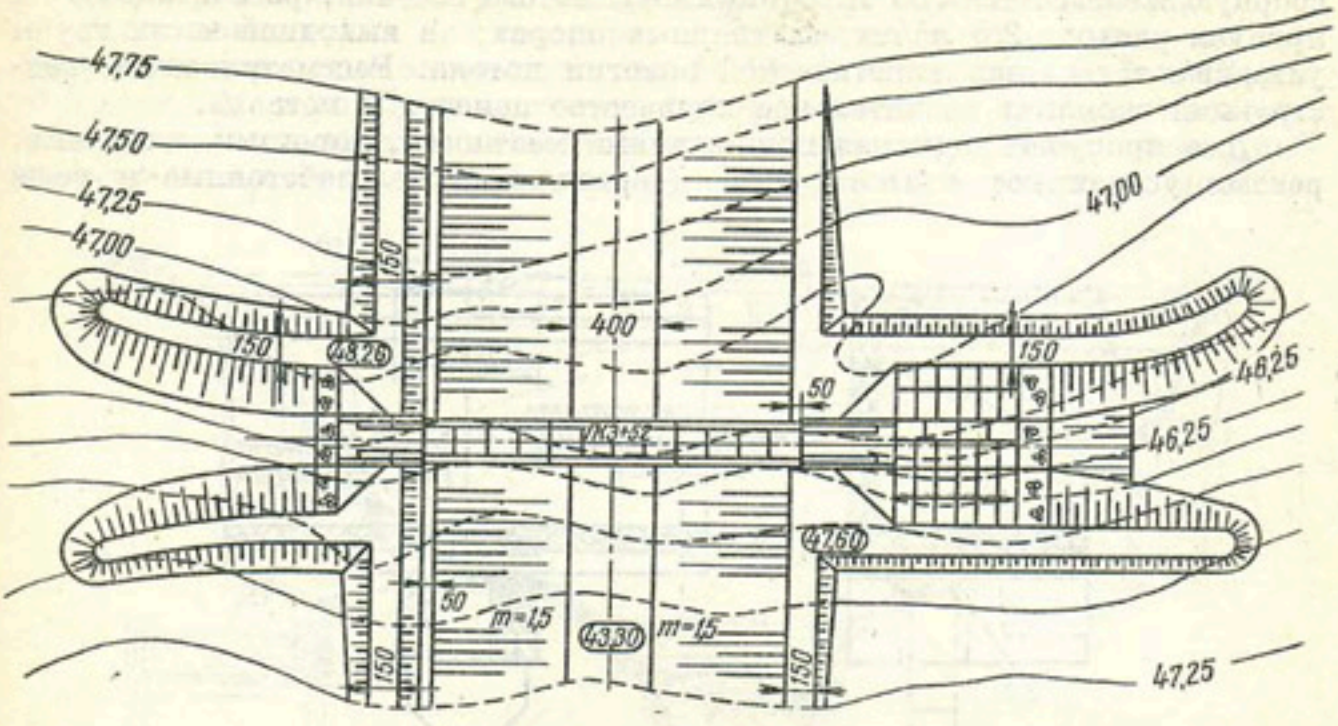
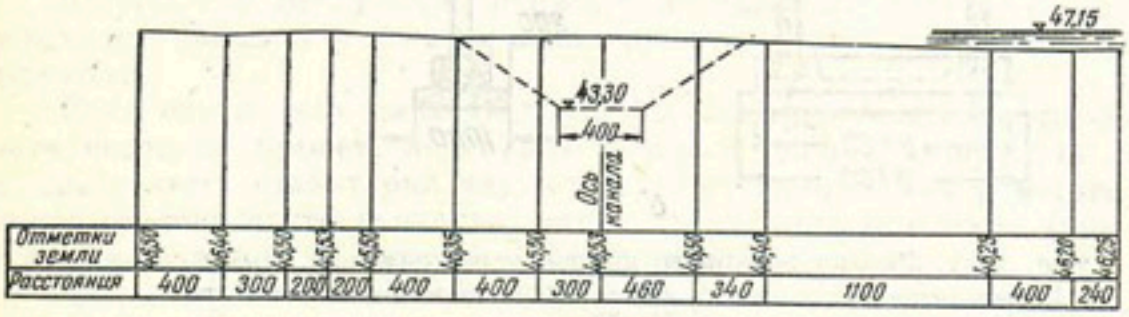


Рис. 5—5. Лотковый ливнеспуск. План (размеры в *см*)

раствора, или на свежеуложенную подготовку без подливки раствора. На слабых грунтах, с допускаемым напряжением 1—2 *кг*/*см*² под фундаментный блок укладывают бетонную подушку.



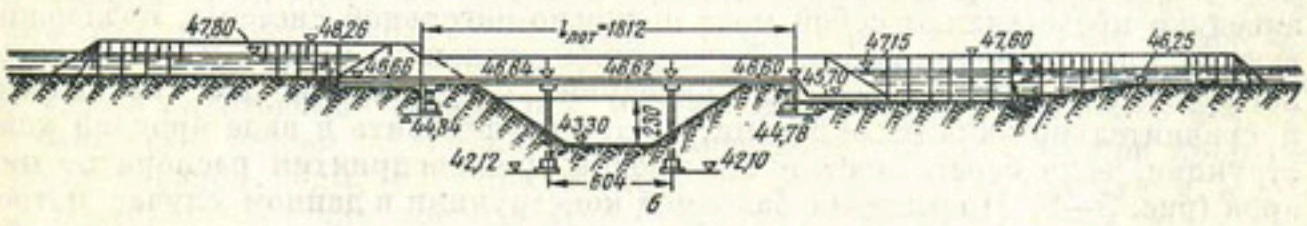


Рис. 5—6. Лотковый ливнеспуск. Продольные разрезы по дну (*а*) оврага и по оси (*б*) ливнеспуска (размеры в *см*).

Подошва фундамента должна быть заложена ниже глубины промерзания (на 10 *см*), но не менее 1 *м* для южных районов.

Для уменьшения выходных скоростей, а также на случай возможного снижения горизонтов нижнего бьефа после нескольких лет эксплуатации ливнеспуска, дно выходного оголовка располагают на 90 *см* ниже дна лотка.

Конструкцию ливнепровода (ливнеспуска) из напряженно армированных железобетонных блоков предложили инженеры Е. Г. Штепа и М. З. Повлоцкий[1]. Вместо лотка над каналом в выемке устраивают также над каналом сборную железобетонную трубу прямоугольного сечения, рассчитанную на пропуск расхода 2,5 *м*³/*сек*, на сборных опорах; на выходной части трубы устраивают гаситель кинетической энергии потока. Рассматриваемая конструкция экономит значительное количество цемента и металла.

Для пропуска воды над понижениями местности, дорогами, каналами, реками устраивают а к в е д у к и (деревянные, железобетонные и реже

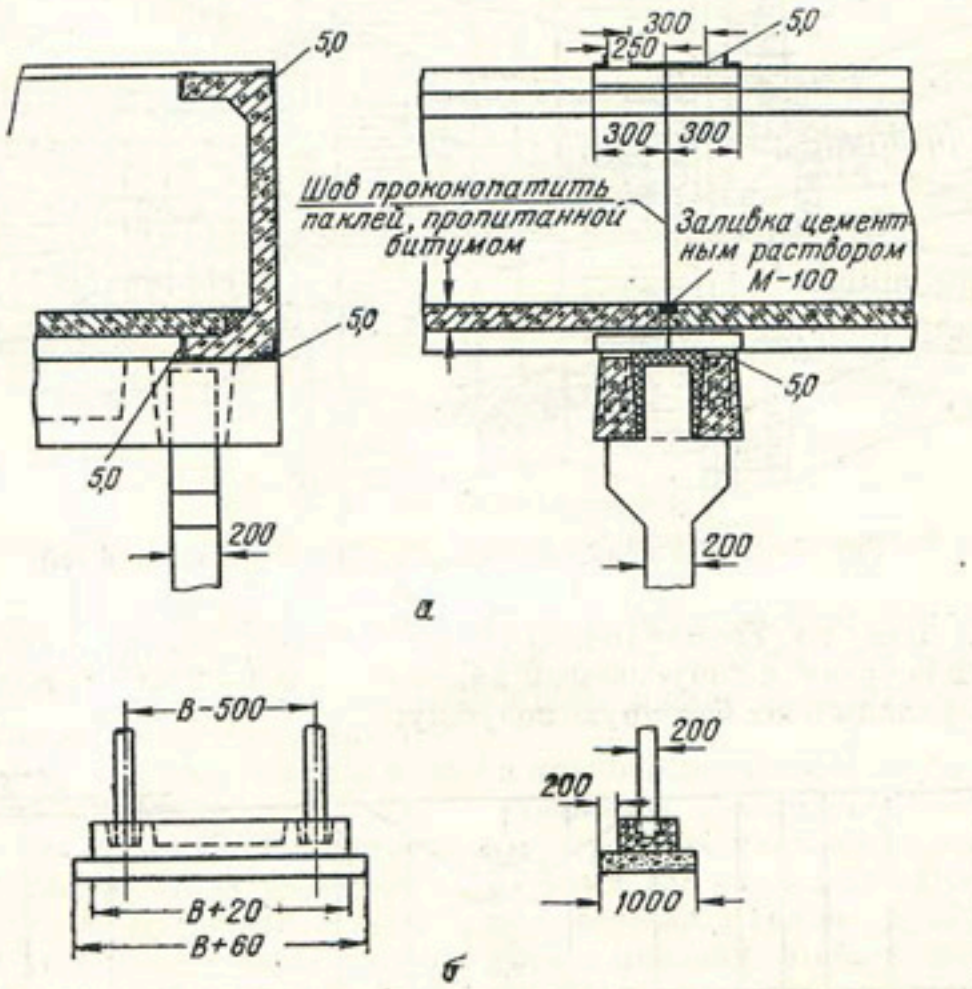


Рис. 5—7. Детали лоткового ливнеспуска (размеры в *мм*):
а — соединение прогонов и насадки; *б* — деталь фундаментного башмака.

металлические) в том случае, если габарит дороги, уровень воды пересекаемого канала или реки ниже пролетного строения акведука. Деревянные акведуки представляют собой мост подкосно-ригельной системы, поддерживающий прямолинейный лоток обычно прямоугольного и реже полуциркульного сечения. Железобетонные акведуки, устраиваемые над глубокими и сравнительно узкими оврагами, можно осуществить в виде арочной конструкции, если берега достаточно прочны для восприятия распора от пят арок (рис. 5—8). Применение балочной конструкции в данном случае потребовало бы длинных и массивных опор-рам, что значительно повысило бы стоимость сооружений.

При переходе бурной реки с неустойчивым руслом (в предгорных районах), сильно размываемым во время паводков, также нежелательна постановка промежуточных опор в русле реки; перекрытие же одним пролетом реки потребовало бы чрезмерно высоких бортов акведука, работающих в качестве несущих нагрузку балок. В таком случае возможно перекрытие

[1] Е. Г. Штепа, М. З. Повлоцкий. Сборный ливнепровод из напряженно армированного железобетона. «Гидротехника и мелиорация» № 7, 1957.

пролета аркой с подвеской к ней лотка акведука. Лоток акведука в такой конструкции работает как затяжка, принимая на себя распор арки; распор на берега реки здесь не передается. Подобная система акведука применима при залегании в берегах грунтов средней прочности, не скальных.

В последнее время при трассировке каналов через горные реки находят применение подвесные акведуки [1] (рис. 5—9) типа подвесных мостов (Крымский мост в Москве). Достоинством подвесных акведуков является простота, легкость и стандартность элементов их конструкций, сравнительные удобства строительства в горных условиях, значительные величины пролетов

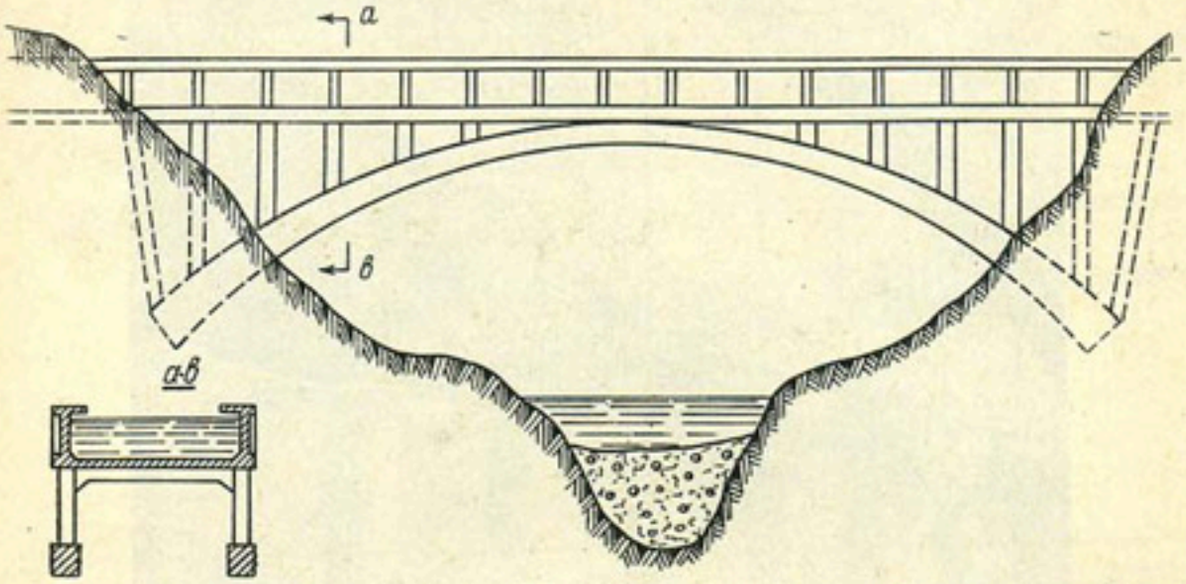


Рис. 5—8. Арочный акведук (фасад и поперечный разрез).

(до 50 *м*). Пилоны устраивают из труб (диаметром 200 *мм* и более), опирая их на сваи-трубы, заполненные армированным бетоном.

Широкие и неглубокие поймы с небольшими паводковыми расходами переходят каналом в насыпи и над руслом реки — акведуком рамной конструкции.

Если паводковые расходы велики и для пропуска их приходится оставлять широкий пролет, перекрыть который одной рамой из-за ее большой длины нельзя, ставят ряд двухконсольных одинаковых рам (рис. 5—10, *а*) или в средней части акведука ставят двухконсольные рамы (рис. 5—10, *б*), а в примыканиях к берегам — одноконсольные рамы.

Отдельно поставленные рамы соединяются между собой водонепроницаемыми гибкими швами, компенсирующими изменение размеров лотка акведука вследствие нагрузки его водой и температурных деформаций в нем.

Вторая система предпочтительнее первой по следующим соображениям: в средней части акведука соседние консоли одинаково прогибаются, расширяя (при пропуске воды) или сокращая ширину шва (при пустом акведуке). Одинаковость прогибов консолей дает возможность устроить между ними надежно работающий гибкий шов простой конструкции. На стыке консоли с береговым устоем не только будет изменяться ширина шва при пропуске через акведук воды (или при изменениях температуры воздуха и воды), но и опускаться конец консоли относительно неподвижного устоя, что осложнит устройство шва.

Соединяя акведук с входной частью не консолью, а обычной опорой, мы избегаем ее опускания при пропуске воды и тем самым получаем более простую и надежную конструкцию соединительного шва.

Переходы над дорогой перекрываются обычно одной рамой (рис. 5—11).

Рассмотренные выше сборные лотки-ливнеспуски могут найти широкое применение в качестве акведуков, тогда в них не будет отсутствовать выход-

[1] В. Д. Кондрашев. Подвесные акведуки на оросительных каналах Дагестана. «Гидротехника и мелиорация» № 12, 1951.

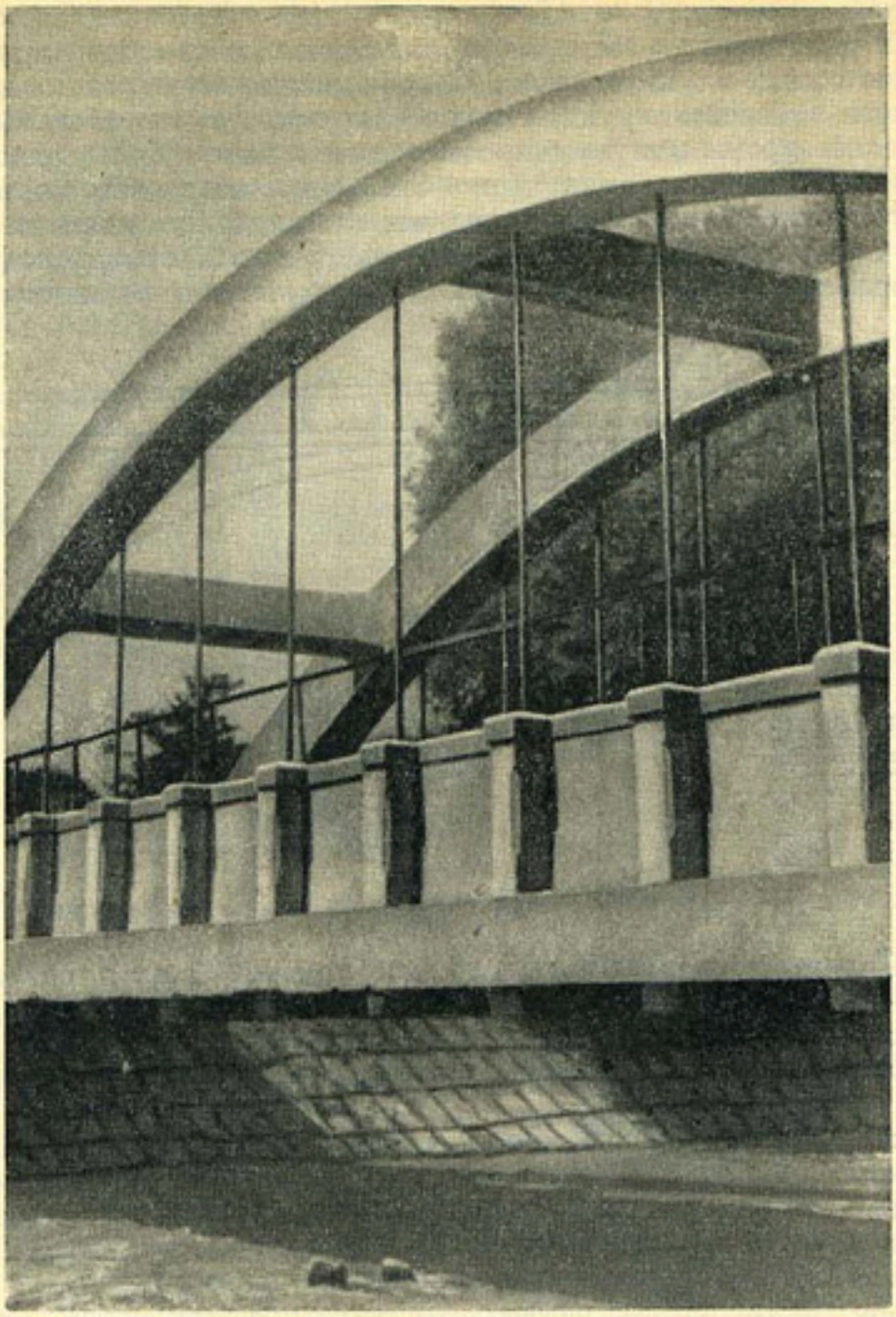


Рис. 5—9. Арочно-подвесной акведук.

ная часть с перепадом в 90 *см*. Для увеличения пропускной способности следует ставить несколько лотков рядом друг с другом.

Скорость воды в акведуке назначают несколько большую, чем в примыкающих к нему каналах,— около 1—2 *м/сек*, с тем, чтобы не допускать осаждения в лотке наносов. Казалось бы для материала лотка (дерево, железобетон, металл) можно было бы принять значительно бóльшую скорость (до 15 *м/сек*), однако этого не допускают по следующим соображениям. Большая скорость вызовет большие уклоны лотка, т. е. понижения уровня на выходе из акведука, следовательно, она сопряжена с потерей командования в горизонтах; кроме того, такие скорости в сущности переводят акведук в быстроток и требуют для гашения кинетической энергии устройства на выходе из акведука водобойного колодца или другого вида гасителя. Гасители за быстротоками обычно устраивают в выемке, здесь же пришлось бы ставить их наверху берегового откоса, и всякая незначительная фильтрация швов гасителя, вообще несущественная для выхода из нормального быстротока, здесь была бы весьма опасной для устойчивости берегового откоса.

При больших скоростях в лотке акведука, конечно, уменьшатся его размеры, но экономия стоимости от этого во-первых, невелика, так как опорные части почти сохраняют свои размеры, а во-вторых, сомнительна, если учесть сложность эксплуатации таких акведуков.

Гидравлический расчет входа в акведук ведется, как для затопленного донного водослива (рис. 5—12):

$$Q = \varepsilon\varphi b h \sqrt{2gz_0}, \qquad (5—2)$$

где h и b — глубина воды в акведуке и его ширина; остальные обозначения — прежние.

Так как z колеблется около 0,10—0,15 *м*, то, зная глубину воды в канале $h_б$, примерно можно наметить глубину ее в акведуке $h = h_б - z$ и далее

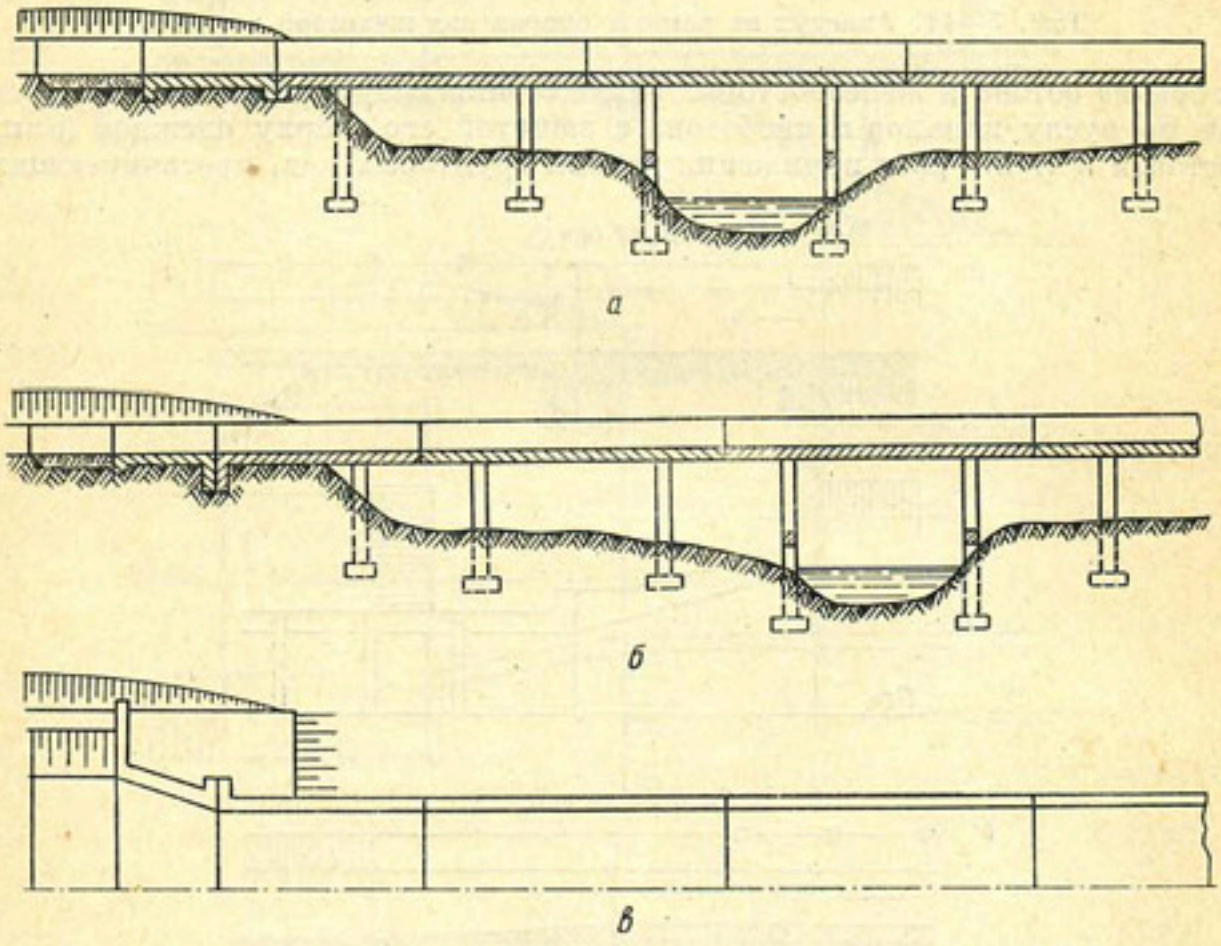


Рис. 5—10. Акведук на рамных опорах:
а, б — продольные разрезы; *в* — план акведука.

найти b. Округляя полученное значение b и подставляя его в формулу, окончательно найдем глубину воды в акведуке. Далее, рассматривая движение по акведуку как равномерное, найдем его уклон.

Если бы выход из акведука был в точности таким же, как и вход, то уровень воды в низовом канале стоял бы примерно на z выше уровня в акведуке и весьма возможно, особенно при небольшом встречном ветре, подпер бы воду в акведуке на z и далее в верховом канале. Возможно устройство и входа и выхода одинаковыми, но тогда следует предусмотреть повышение уровня в акведуке на z против расчетного и соответствующее повышение бортов акведука.

Если нежелательно повышение бортов акведука, тогда следует выходную часть выполнить опускающейся на z к низовому каналу (рис. 5—12).

В целях возможно большего ослабления фильтрации под входной и выходной частями акведука их делают удлиненными — до 4 глубин воды в канале и более; кроме того, полезно в начале входа и в конце выхода забивать шпунтовые стенки (в деревянных акведуках) или устраивать стенки-

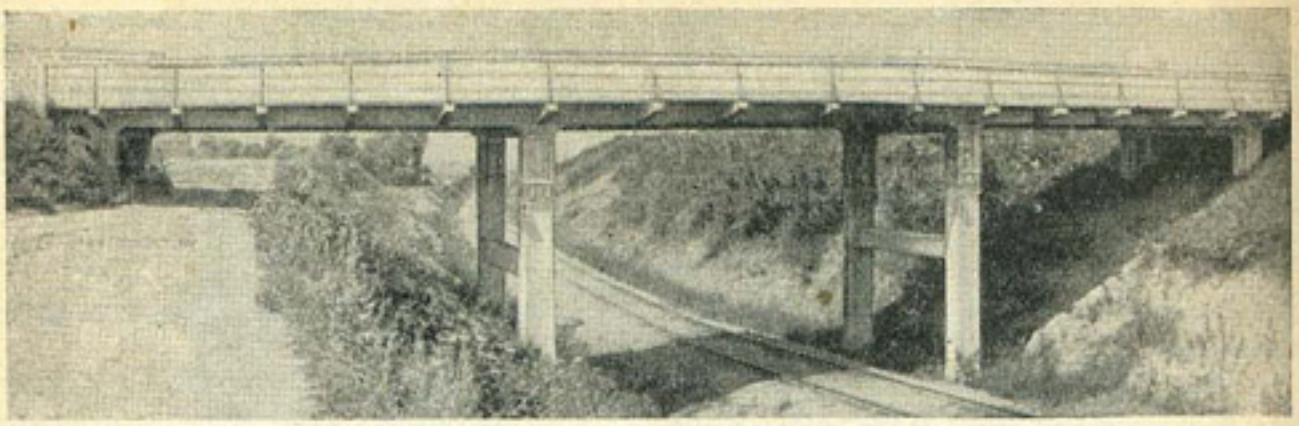


Рис. 5—11. Акведук на рамных опорах над железной дорогой.

шпоры из бетона и железобетона. Такие стенки могут быть заменены укладкой по руслу каналов глинобетона с защитой его сверху одеждой (плиты, мостовая и т. п.). Для понижения уровня грунтовых вод, просачивающихся

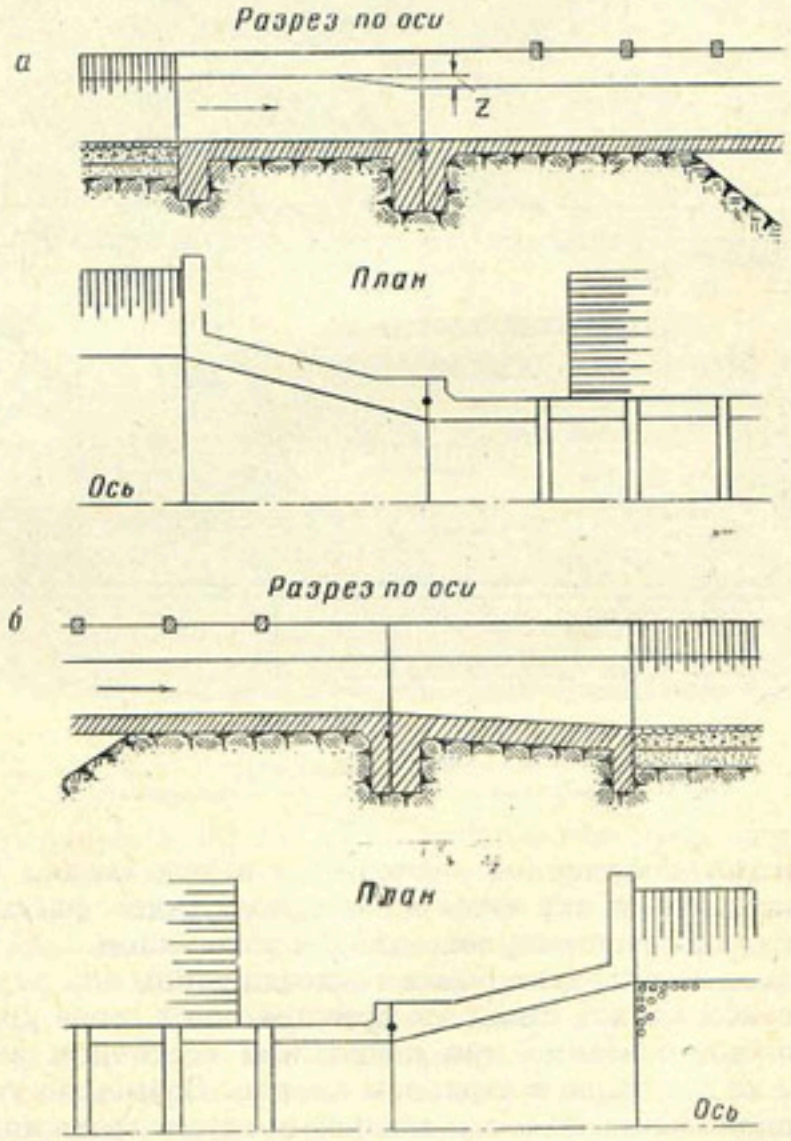


Рис. 5—12. Вход в акведук (*а*) и выход из него (*б*).

из каналов и через неплотные швы, рекомендуется по сторонам акведука параллельно ему закладывать глубокий закрытый дренаж (гравелисто-песчаный слой, гончарные и другие трубы и т. п.), отводящий грунтовую воду с откосов в пойму (рис. 5—13).

Соединительный шов между входной (и выходной) частью и акведуком (на рис. 5—13 показаны два варианта шва) должен быть шарнирным и водо-

непроницаемым; швы между концами консолей и рам акведука устраивают металлические, гудронные, полиэтиленовые и резиновые. Металлические швы просты, но сильно ржавеют и трудно ремонтируемы; для свободы изменяемости ширины шва один конец металлической пластинки, для предупреждения схватывания ее с бетоном, перед бетонировкой покрывается маслом, мылом, парафином (рис. 5—14). Битумные швы показаны на рисунке 5—14, *б* и *в*; здесь металлические пластинки только предохраняют битум от вытекания из шва; для деформации шва дыры под болты в наружной металлической пластинке с низовой стороны ее (по течению) делаются овальными.

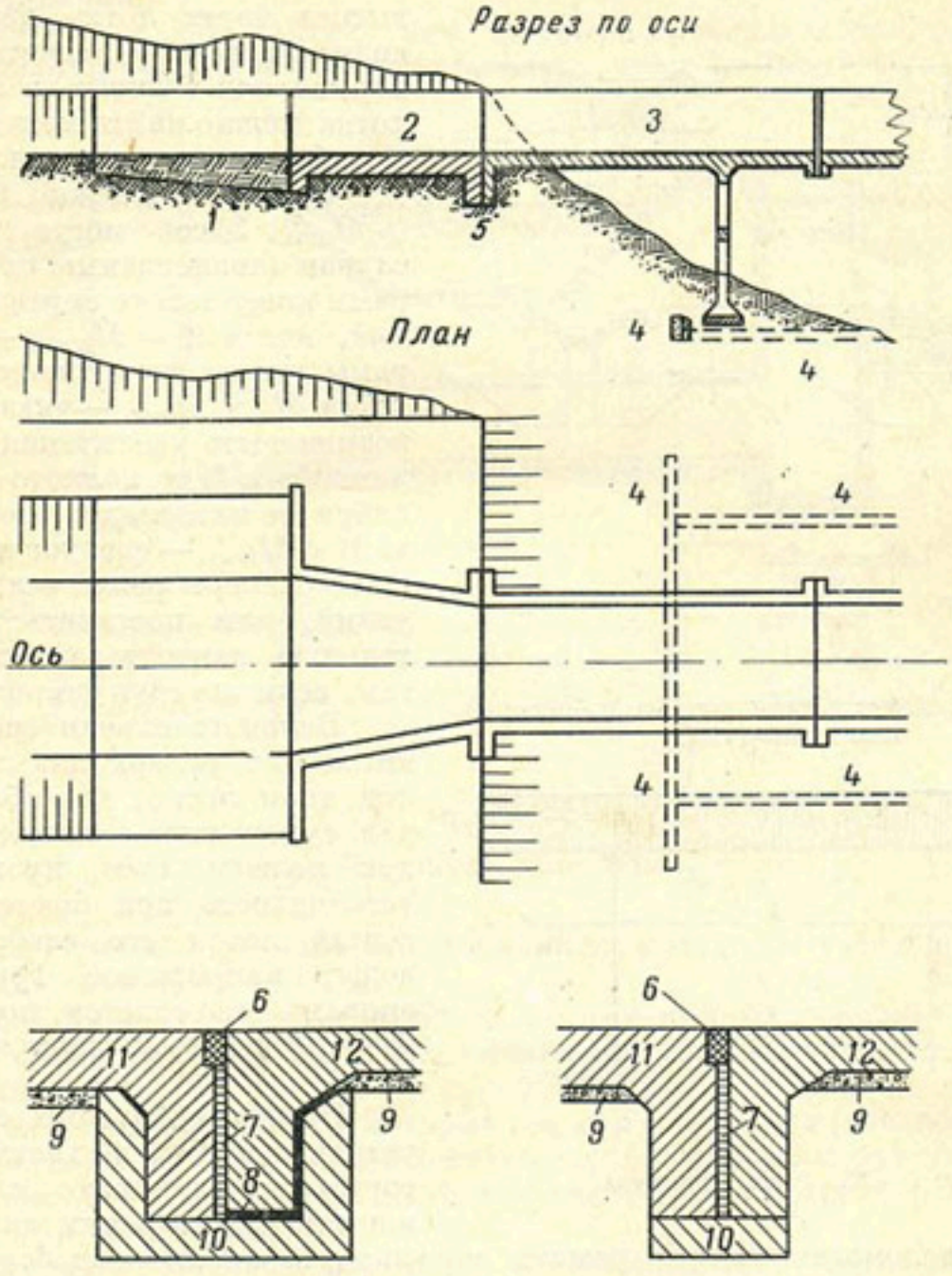


Рис. 5—13. Входная часть акведука:

1 — глинобетон; *2* — вход; *3* — акведук; *4* — дренаж; *5*—шов; *6* — конопатка; *7* — битум; *8* — битумные маты; *9*—подготовка; *10* — тощий бетон; *11* — бетон; *12* — железобетон.

Резиновые и полиэтиленовые швы показаны на рисунке 5—14, *г* и *д*; в первом из них шов перекрывается прорезиненным полотном, во втором — шов перекрывается прорезиненной трубкой диаметром 5—7 *см*; трубка имеет по бортам 1—2 отверстия для заполнения ее водой акведука с целью предупреждения ее сплющивания. Трубка защищается металлической пластинкой. Последний шов — наиболее простой и хорошо работающий, если углубление, куда вставляется трубка, предварительно зажелезнено.

Размеры лотка акведука находят из гидравлического расчета. Размеры рамы определяются примерным равенством абсолютных значений изгибающих моментов консоли и середины пролета рамы, что будет при l около $2{,}7\ a$ $\left(\text{зависит от } k=\frac{hI_2}{lI_1}\right)$.

Для рамы, изображенной на рисунке 5—15, распор H будет:

$$H=\frac{P}{4h}\,\frac{l^2-6a^2}{2k+3}\,. \qquad (5—3)$$

Задаваясь размерами рамы, определяют распор, по нему, построив эпюры моментов, находят наибольшие изгибающие моменты M_{max}; так как высота борта лотка известна из гидравлического расчета, то при нормальной толщине и армировке лотка можно найти момент M, который он может выдержать.

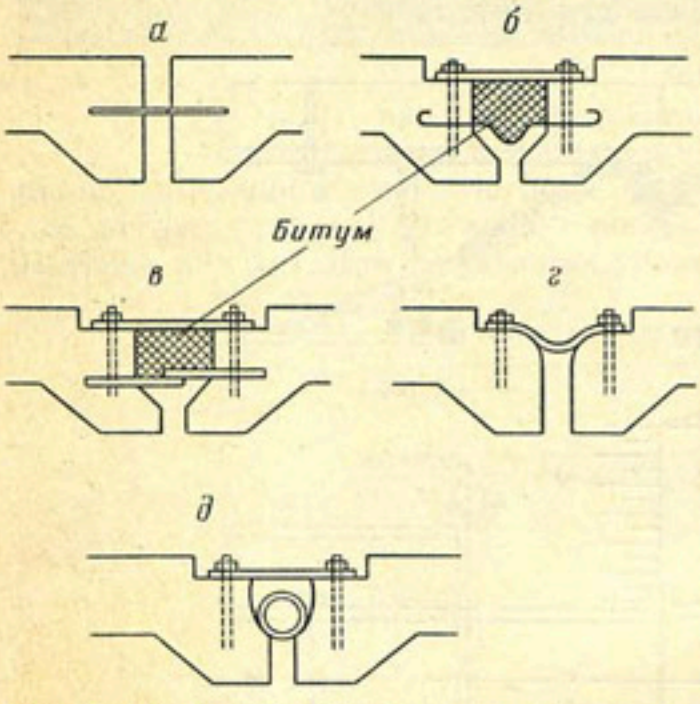


Рис. 5—14. Конструкции донных и бортовых швов акведука.

Очевидно, должно быть $M \geqslant M_{max}$. Здесь могут быть три случая (аналогичные при расчете рамы консольного перепада). Первый, когда $M = M_{max}$, — размеры рамы назначены удачно; второй, когда $M > M_{max}$, — указывает на возможность увеличения размеров рамы (a и l) до полного использования ее материала; третий, когда $M < M_{max}$, — следует или уменьшить размеры рамы, если акведук узкий, или поставить вспомогательную раму параллельно бортам, если акведук широкий.

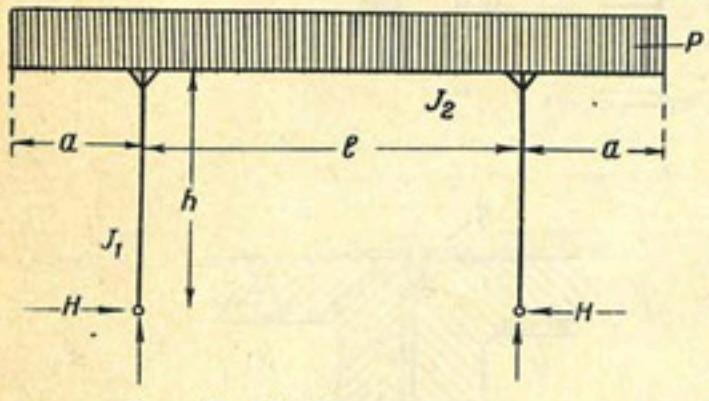


Рис. 5—15. Рама акведука.

Вспомогательная рама ставится или поверх дна лотка или под дном лотка, что обязательно для судоходных акведуков. Акведук должен быть проверен на устойчивость при боковом ветре, считая лоток его свободным от воды; напряжение грунта под опорами поверяется при загруженном водой акведуке и боковом ветре.

Поверх небольших акведуков устраивают балки-схватки, по которым прокладывают служебный мостик; для широких акведуков с нижними вспомогательными рамами мостики устраивают над бортами или вдоль бортов, для чего выпускают плиту дна лотка наружу.

§ 5—3. ДЮКЕРЫ

Для перехода через широкие и глубокие долины вместо акведуков, стоимость которых в данных условиях весьма велика, применяют напорные трубопроводы — дюкеры. Они применяются также для провода воды под дорогами, когда уровень воды в канале располагается в пределах габарита подвижного состава дорог и когда, следовательно, нельзя перевести воду над дорогой акведуком, а также при переходе под встречным каналом, уровень воды в котором близок к уровню воды каналов дюкера.

Небольшие дюкеры, работающие под малым напором, устраивают из круглых бетонных звеновых труб или прямоугольного поперечного сечения.

Схема небольшого колодезного дюкера показана на рисунке 5—16; здесь входной и выходной колодцы снабжены грязевиками, устраиваемыми для осаждения наносов (с последующим вычерпыванием их) и для более удобной очистки горизонтальной трубы при опорожненном дюкере. Для последней цели полезно снабжать дюкер верхними и нижними затворами (преимущественно шандорными).

Перед дюкером обязательна установка решетки для улавливания мусора. Во избежание несчастных случаев вход и выход из дюкера следует закрывать сверху крышками.

Расстояние от дна канала, под которым прокладывается дюкер, до верха горизонтального участка дюкера назначается не менее 1 *м*. При про-

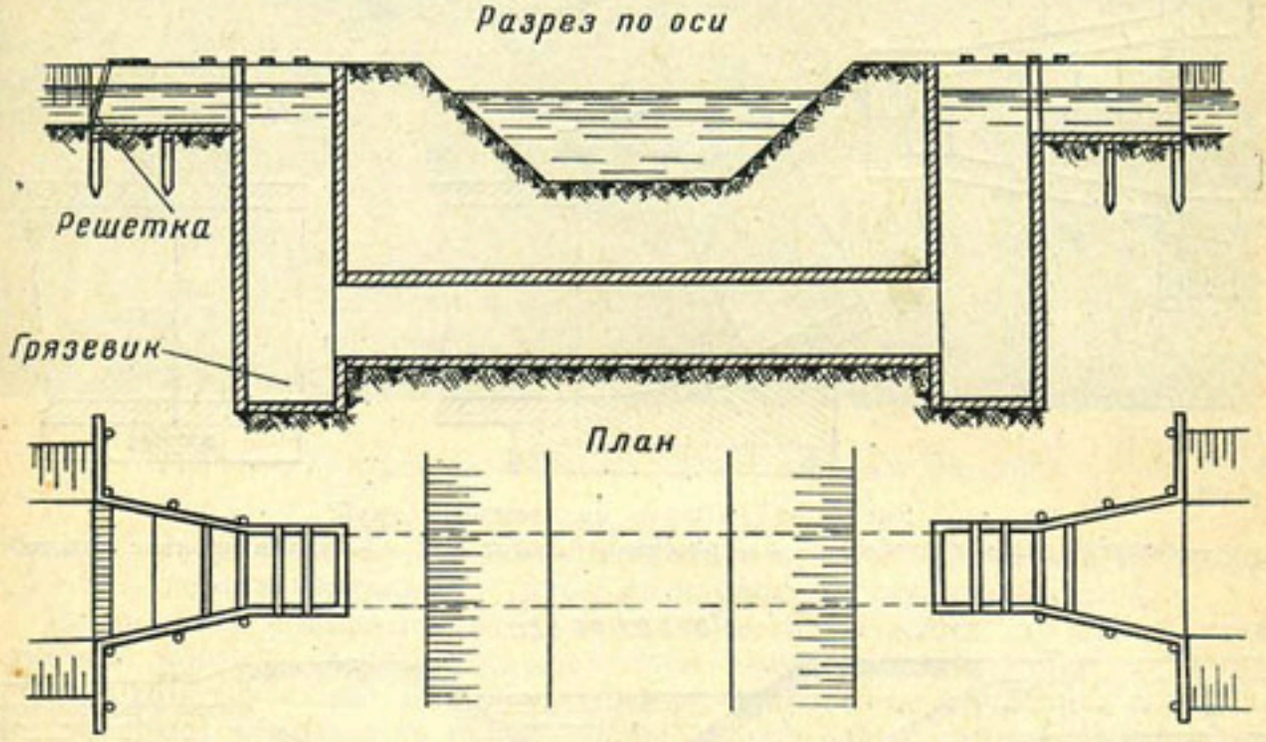


Рис. 5—16. Небольшой колодезный дюкер.

ложении дюкеров под речками это расстояние должно быть больше глубины размыва дна реки на 0,5—0,7 *м*.

На рисунке 5—17 показан дюкер из железобетонных звеновых труб и его детали — стыки труб, бетонная подготовка под трубы, торцовое и угловое соединения труб.

Сборно-блочные дюкеры, в которых и трубы и оголовки (входной и выходной) устраивают из блоков, аналогичны трубчатым конструкциям ливнеспусков (рис. 5—2), в которых выходная часть трубы устраивается приподнятой, так же как входная.

Для пропуска больших расходов (на системах, обслуживающих 5000 *га* и более) дюкеры составляют из нескольких труб с той целью, чтобы при последовательном осмотре их и ремонте можно было не прекращать подачу воды и чтобы сохранить бóльшую скорость при пропуске малого расхода через одну трубу (т. е. предупредить заиление трубы). Один из таких дюкеров, состоящий из двух труб (так называемый «двухочковый»), показан на рисунке 5—18; трубы железобетонные делаются без швов при длине их около 30 *м*; при большей длине делают швы. Пластичность материала позволяет делать трубы закругленными, без резких поворотов, что повышает пропускную способность дюкера. Трубы укладывают на подготовку из бетона. Оголовки устроены из армированного бетона и снабжены раздельными стенками с пазами для шандор.

При переходе дюкером широких и глубоких долин находят применение деревянные круглые дюкеры, укладываемые на ряде опор, а при переходе над речкой — на мостовых конструкциях (рис. 5—20).

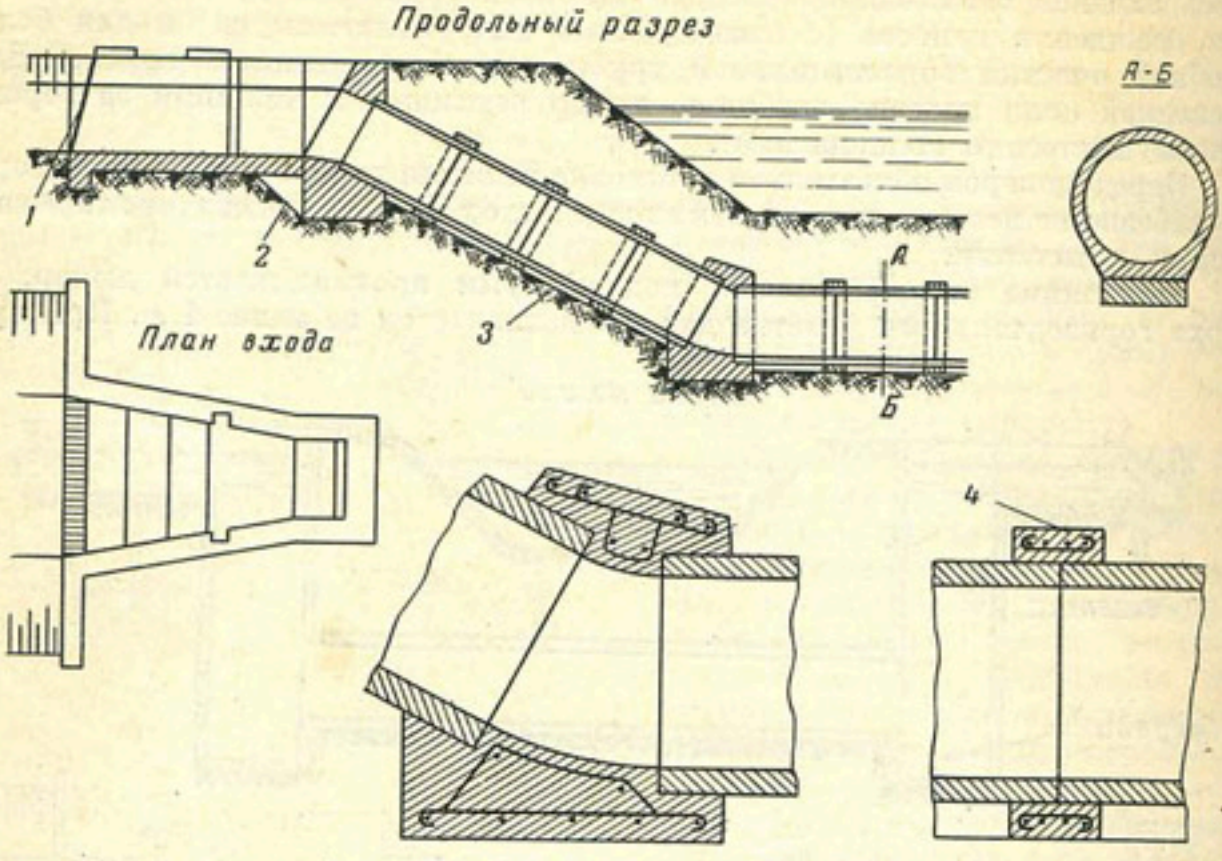


Рис. 5—17. Дюкер из звеновых труб:
1 — решетка; *2* — глинобетон; *3* — бетонная подготовка; *4* — железобетонное кольцо.

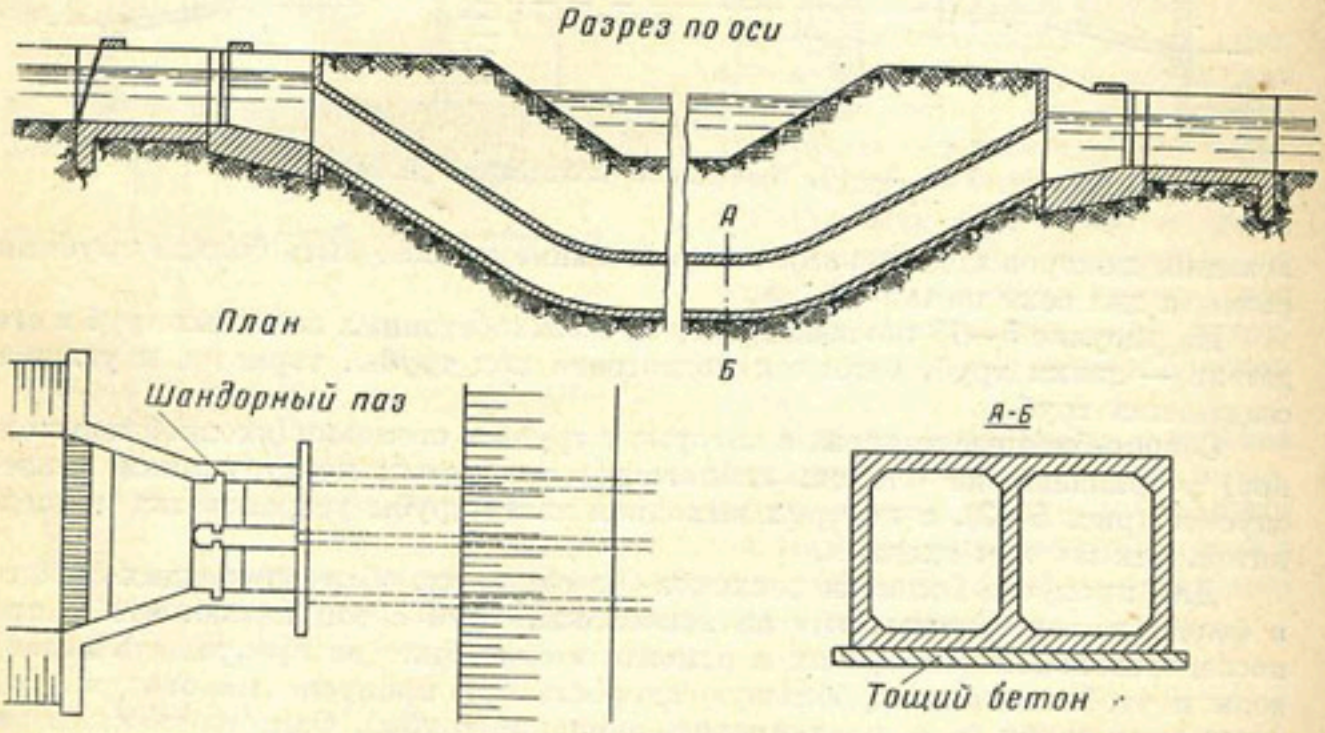


Рис. 5—18. Железобетонный двухочковый дюкер.

На рисунке 5—19 показана выходная часть деревянного дюкера диаметром 2,5 *м*, длиной 748 и напором 36,4 *м*; труба уложена на железобетонных опорах, расставленных через 3 *м*. В пониженной части дюкера для его опорожнения перед осмотром и ремонтом вставлено металлическое кольцо с отверстием для выпуска из дюкера воды (на рисунке у выпуска из дюкера стоит

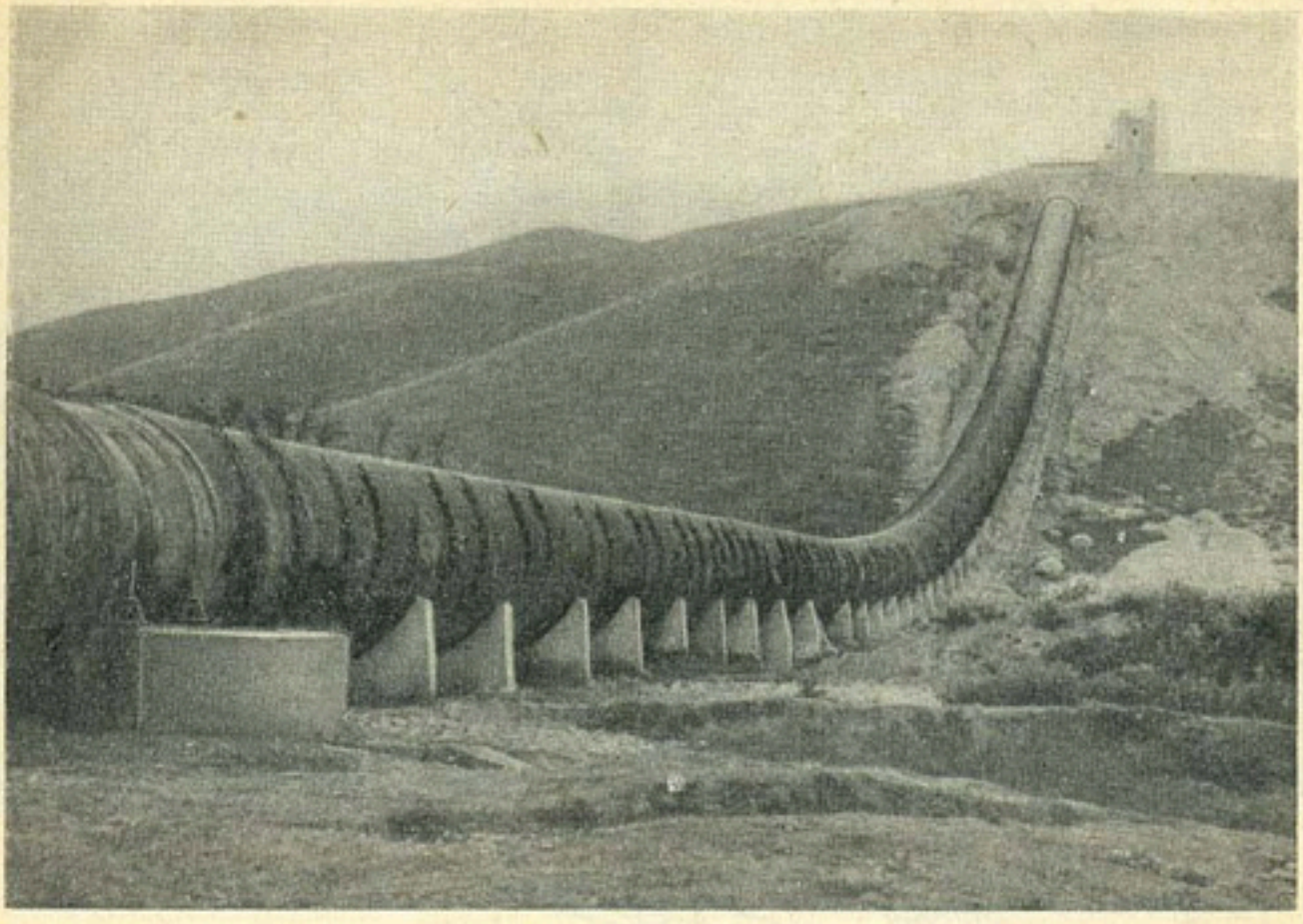


Рис. 5—19. Деревянный дюкер (вид на выходной участок).

рабочий). На рисунке 5—21 показан входной оголовок дюкера и на рисунке 5—22— детали деревянной трубы из клепок и чугунный бандаж.

Деревянные напорные трубы дешевле металлических, просты по конструкции, монтажу и ремонту, допускают возможность плавных закруглений, вызывают меньшие потери на трение, долговечны (до 50 лет и более); если работают непрерывно под напором, имеют очень малую утечку воды.

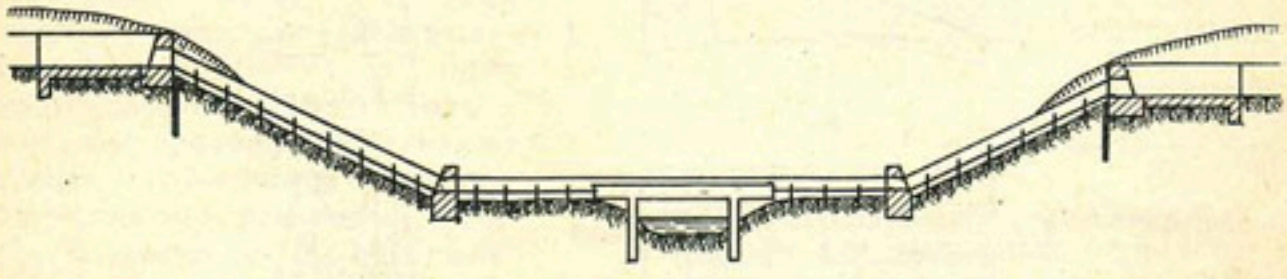


Рис. 5—20. Дюкер из деревянных клепок.

Трубы собираются из деревянных клепок (изготовляемых из сухого леса — сосны, лиственницы), а в дюкерах с диаметром более 1, 5 *м* — из досок, стягиваемых железными кольцами-бандажами. Между собой клепки трубы соединяются впритык, с разгонкой стыков; торцы клепок соединяются между собой металлической или дубовой пластинкой.

Соседние доски соединяются также впритык, или, реже, вставкой металлической пластинки (как в торцах), или вшпунт. Толщина клепок 5—8 *см*, длина 4,5—6,5 *м*, ширина 10—18 *см*.

Для подтягивания бандажей ставят башмаки преимущественно чугунные, реже стальные. Опоры труб — кругового очертания с углом охвата трубы 95—150° — ставят через 2—4 *м*; устраивают их из бетона, железобетона и дерева (рис. 5—23).

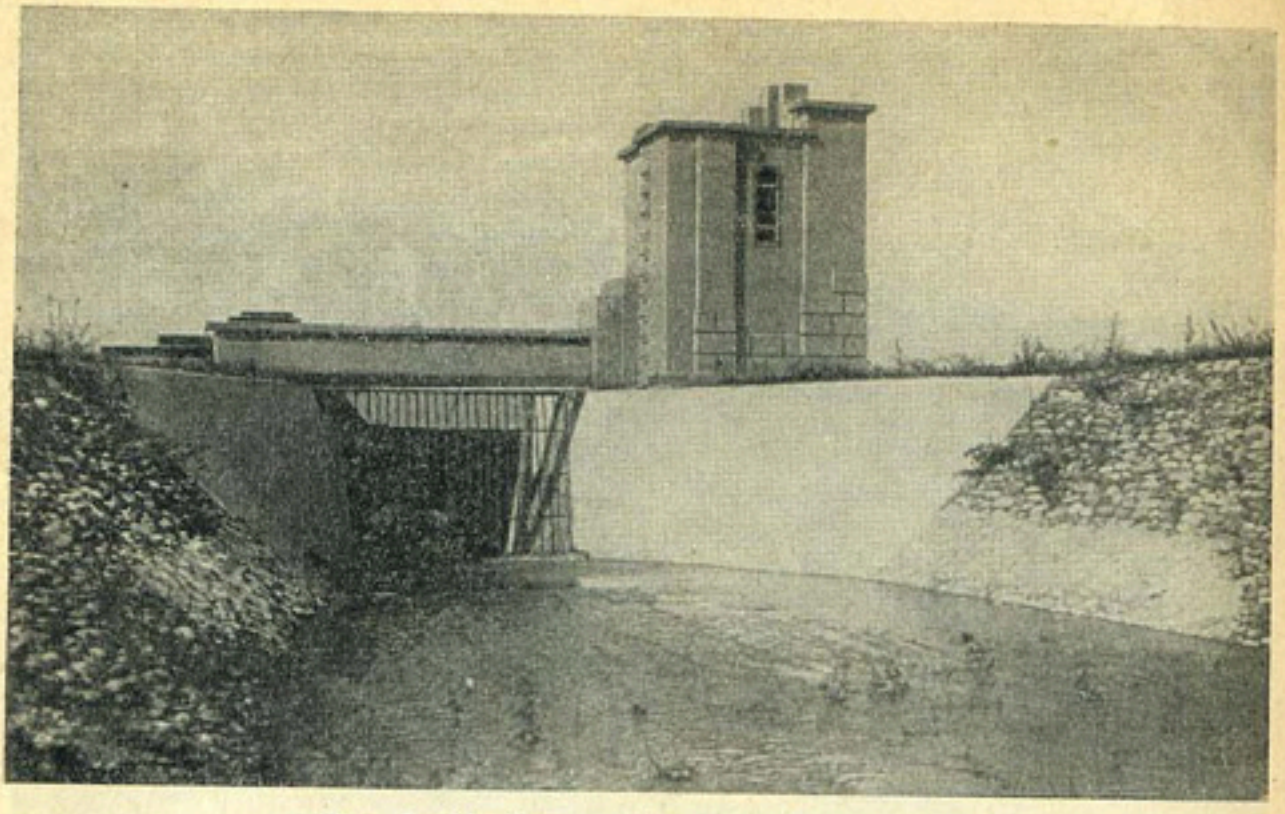


Рис. 5—21. Выходной оголовок дюкера.

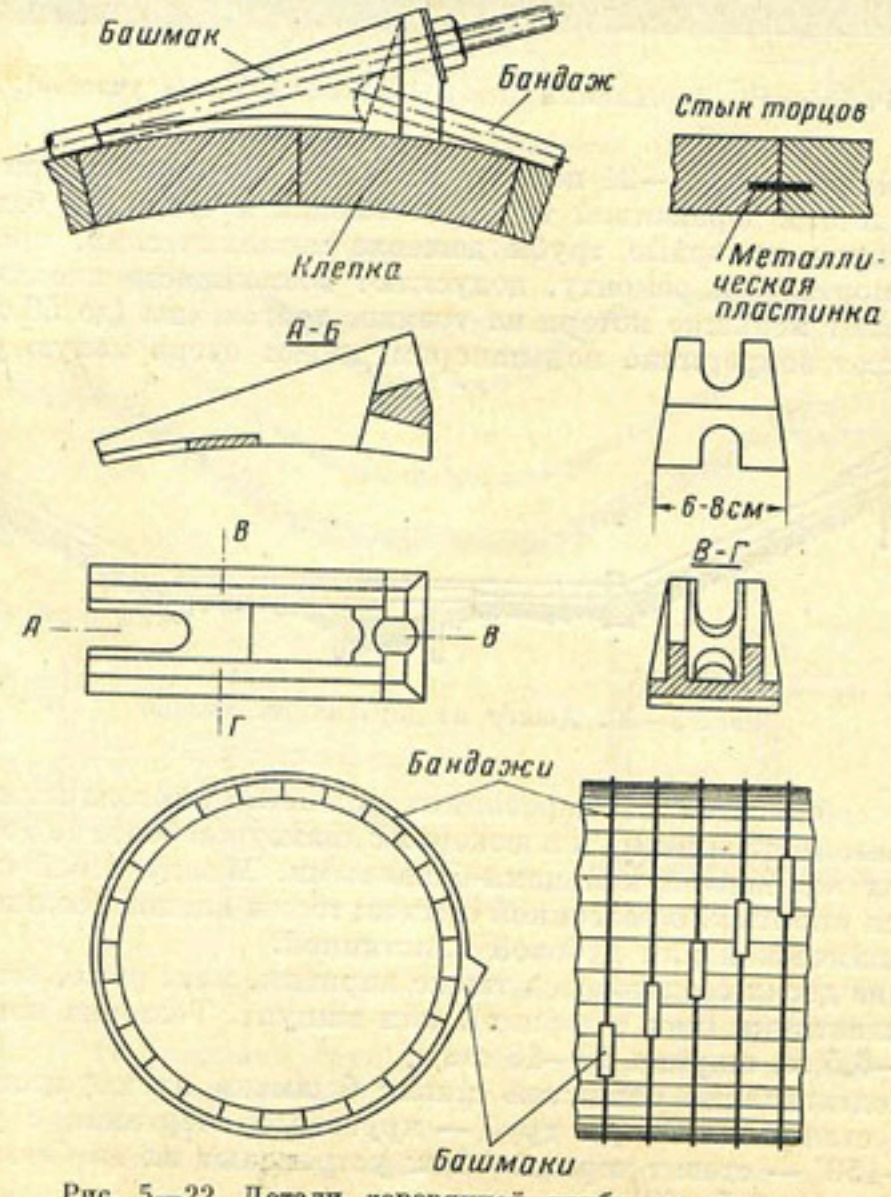


Рис. 5—22. Детали деревянной трубы из клепок.

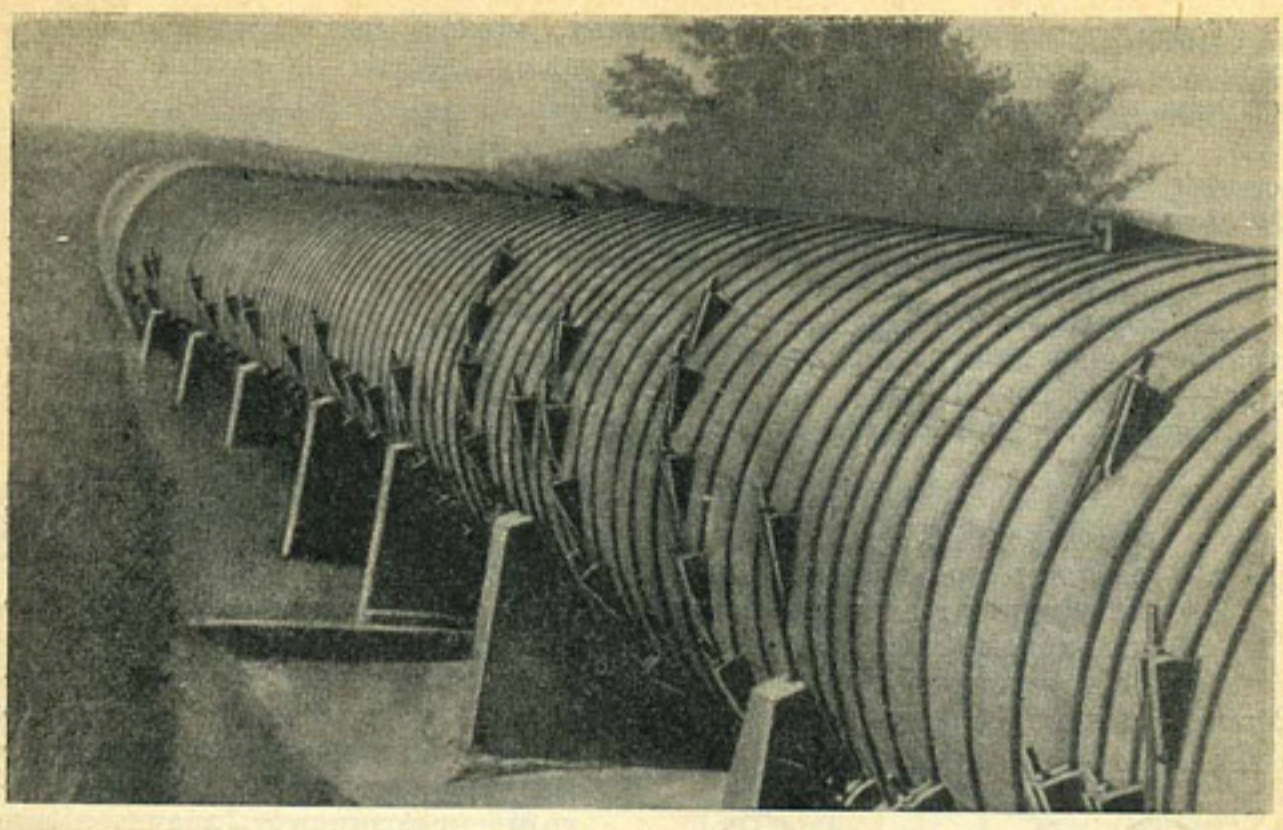


Рис. 5—23. Срединный участок деревянного дюкера.

Соединение деревянной трубы с металлической производится путем вставки между ними фланцевого кольца шириной 30—40 *см*, внутрь которого входит деревянная труба; уплотнение достигается конопаткой, удерживаемой от выпирания прижимным (на болтах) железным кольцом (рис. 5—24). Соединение деревянной трубы с железобетонной делается аналогично: между трубами вставляют металлическое кольцо шириной 50—60 *см*, один конец которого затапливают в бетон, а к другому притягивают болтами прижимное кольцо, удерживающее конопатку. Радиус бандажа r (в сантиметрах) находится из расчета на растяжение при расчетном внутреннем давлении воды до 53 *м*:

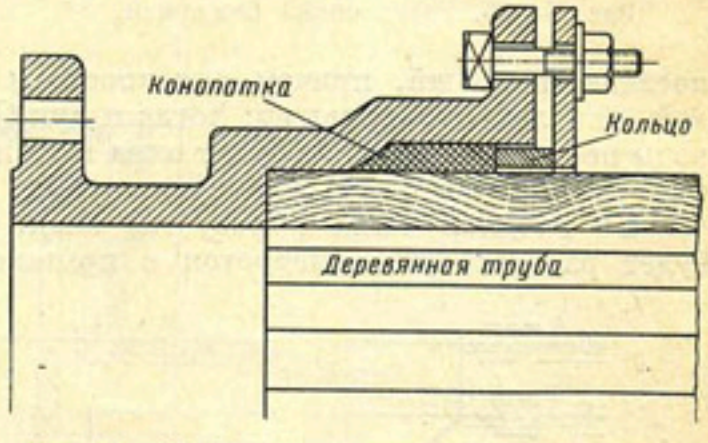


Рис. 5—24. Металлическое соединительное кольцо для деревянных труб.

$$\pi r^2 [\sigma_р] = ap(R + 8t); \qquad (5—4)$$

при расчетном внутреннем давлении более 53 *м*:

$$\pi r^2 [\sigma_р] = ap(R + 1{,}5t), \qquad (5—5)$$

где a — расстояние между осями бандажей в *см*;

p — расчетное давление в дюкере в *кг/см²*, равное 0,1 пьезометрического напора в *м*;

$[\sigma_р]$ — допускаемое напряжение стали в *кг/см²* на растяжение;

R — внутренний радиус трубы в *см*;

t — толщина клепки в *см*.

Бандажи вминаются в клепки и ослабляют их, поэтому вмятие бандажей не допускают большим, чем r по горизонтальной проекции (рис. 5—25).

Тогда, опуская элементарный вывод, можно составить следующую зависимость между допускаемым напряжением дерева на смятие $[\sigma_{см}]_{90}$, усилием в бандаже и радиусом бандажа:

$$\pi r^2 [\sigma] = [\sigma_{см}]_{90} r (R + t), \qquad (5—6)$$

где σ — напряжение в бандаже в *кг/см²*;

$[\sigma_{см}]_{90}$ — допускаемое напряжение смятия поперек волокон древесины клепки в *кг/см²*.

По формулам (5—4) и (5—7) можно установить радиус бандажей и расстояние между ними; наиболее часто встречаемые размеры около 15—20 *см* и $2r$ — около 15—20 *мм*.

Гидравлический расчет производится по формуле расхода:

$$Q = \omega\varphi \sqrt{2gz} = \omega \sqrt{\frac{2gz}{\xi}}, \qquad (5—7)$$

где z — разность уровней воды перед и за дюкером;

ξ — коэффициент системы, равный сумме коэффициентов местных потерь на вход, трение, закругления (или повороты) и выход.

Чтобы избежать заиления, скорость воды в дюкерах назначают 1,5—2 *м/сек*; допуск бóльших скоростей весьма сильно увеличивает z (так как потери напора пропорциональны квадрату скорости), вследствие чего могут возникнуть значительные потери в командовании канала.

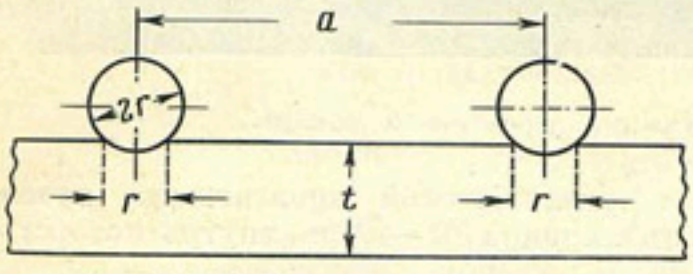


Рис. 5—25. Расстановка бандажей.

Дюкеры рассчитывают по формуле (5—7) на пропуск наибольшего расхода; длинные дюкеры (несколько сотен метров длины) следует еще поверять на пропуск наименьшего расхода. Рассмотрим последний случай, причем для простоты будем считать и верховой и низовой каналы одинаковыми; тогда и при Q_{min} и при Q_{max} разность уровней воды перед и за дюкером будет одна и та же, в то время как для пропуска Q_{min} по формуле (5—7) требуется гораздо меньше z (рис. 5—26).

Во входной части образуется спад, поэтому начальная часть дюкера будет работать как быстроток с прыжковым сопряжением на уровне z_1.

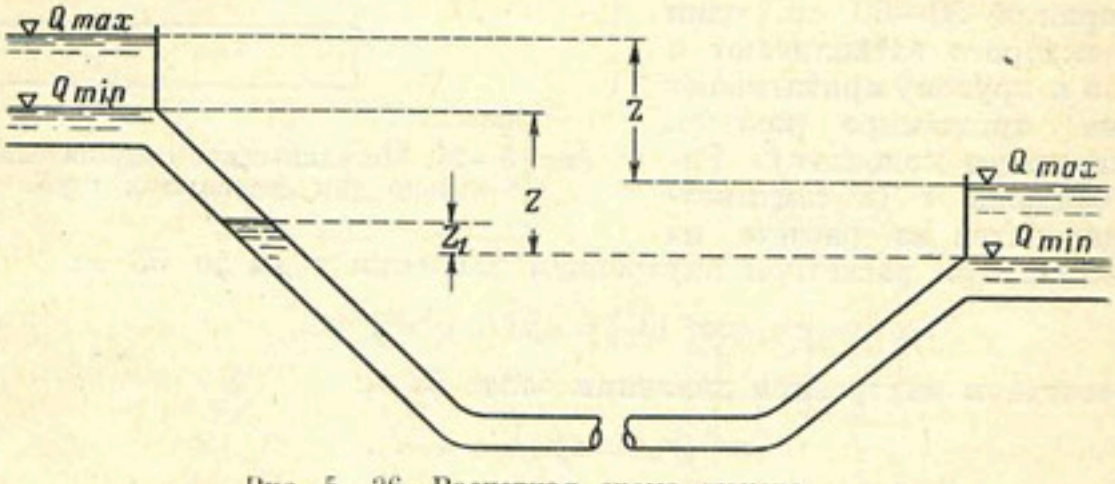


Рис. 5—26. Расчетная схема дюкера.

Вследствие пульсации расходов, ветра и других причин прыжок не будет занимать постоянного положения. Гидравлическому прыжку в трубе сопутствуют толчки в трубе, вредно сказывающиеся на ее прочности, нарушающие спокойную работу, расстраивающие швы (особенно в железобетонных трубах). Для уничтожения прыжковых явлений в трубе предлагаются различные конструкции; некоторые из них приведены на рисунке 5—27.

В первой конструкции на выходе из трубы устанавливаются спицы, подпирающие уровень в начале трубы до уровня воды подводящего канала (рис. 5—27, *а*). Конструкция проста и дешева, но сложна в управлении, так как находится не на входе, а на выходе из дюкера.

Во второй конструкции при входе в трубу понижается дно и устанавливается затвор; понижение дна назначается таким, чтобы вытекающая из-под затвора струя оказывалась затопленной уровнем воды в начале трубы

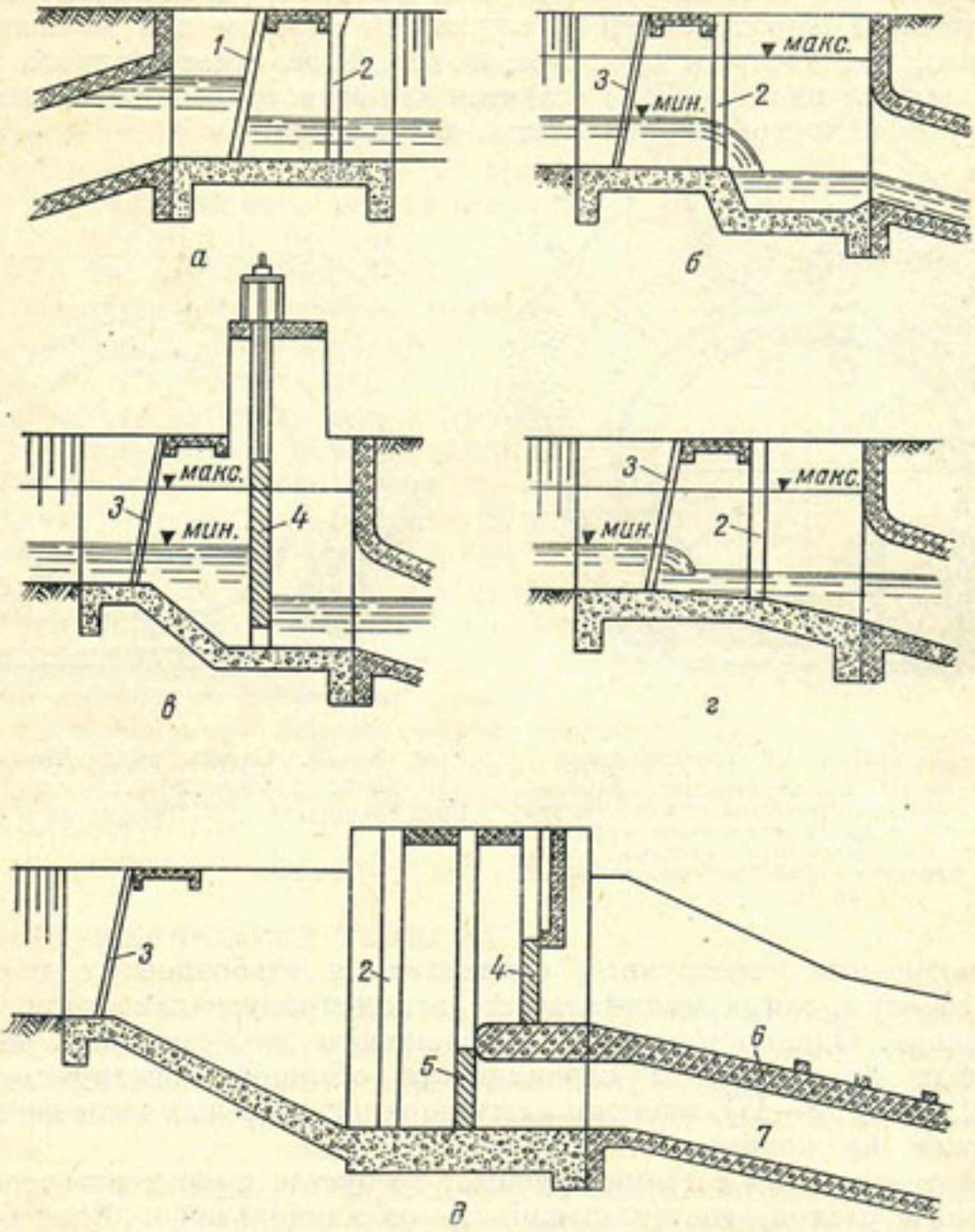


Рис. 5—27. Конструкция оголовков дюкера:
1 — спицы; *2* — шандорный паз; *3* — решетка; *4* — затвор; *5* — донный затвор; *6* — быстроток; *7* — дюкер.

(рис. 5—27, *в*); очевидно, что затворы должны полностью подниматься при пропуске максимального расхода, т. е. должны быть высокими, дорогими, с тяжелыми и дорогими подъемниками, в силу чего нельзя рекомендовать это решение.

В третьей конструкции (рис. 5—27, *б*) перед входом в трубу устраивается водобойный колодец; прыжок в колодце должен быть затоплен уровнем воды в начале трубы.

В четвертой конструкции ограничиваются небольшим понижением дна входа в трубу (рис. 5—27, *г*). Последняя конструкция может быть рекомендована в случае, когда уровень воды в начале трубы близок к уровню дна подводящего канала. Развития больших скоростей в подводящем канале

вследствие кривой спада не приходится опасаться, так как пропускаемый при этом расход невелик.

Совмещение нескольких сооружений различного назначения в одном узле выгодно с экономической стороны и удобно с эксплуатационной, как это мы видели на рисунках 4—13 и 4—14. Совмещение сбросного сооружения с дюкером также экономично и удобно в эксплуатации; на рисунке 5—27, *д* показано такое совмещение (осуществленное на строительстве Волго-Донской оросительной системы[1]), когда над дюкером устраивается быстроток с искусственной шероховатостью, служащий сбросом для излишней воды в тот овраг, под которым проложен дюкер. Здесь вместо одного высокого затвора (вариант рис. 5—27, *в*) ставится два затвора меньшей высоты, один для быстротока, другой, донного типа, для дюкера.

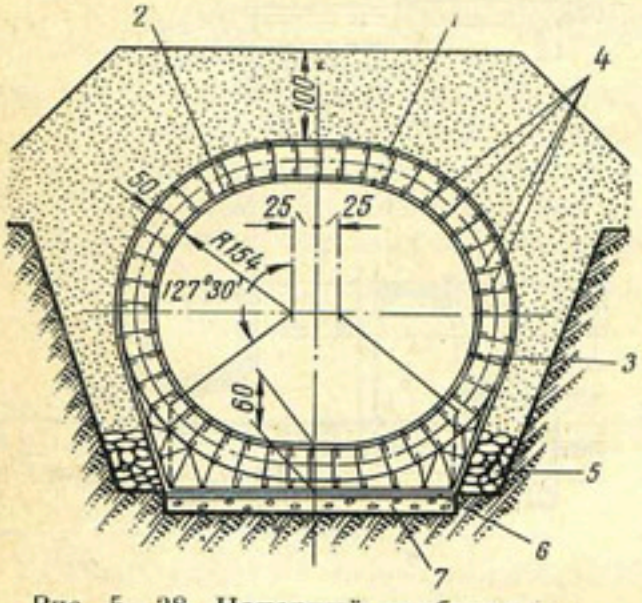


Рис. 5—28. Напорный трубопровод:
1, *2* — наружная и внутренняя кольцевая арматура; *3* — распределительная арматура; *4* — хомуты $d = 6$ *мм* (в шахматном порядке); *5* — дренаж; *6* — цементный раствор слоем 2 *см*; *7* — утрамбованный щебень толщиной 20 *см*.

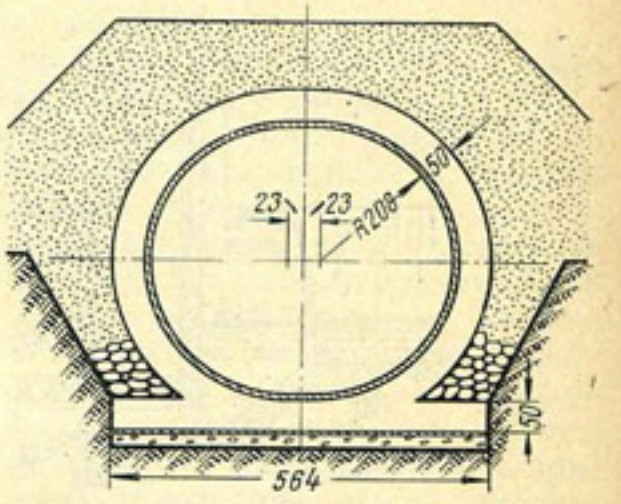


Рис. 5—29. Схема поперечного сечения напорного деривационного трубопровода Сенгилеевской ГЭС (размеры в *см*).

Рассмотренные конструкции относились к одноочковому дюкеру или к многоочковому, когда минимальный расход пропускался сразу через все трубы дюкера. Однако в случае многоочкового дюкера можно не строить специальных оголовков, а ограничиться обычной конструкцией входа (рис. 5—2, 5—16, 5—17), изменив лишь порядок пропуска воды через трубы, что покажем на конкретном примере.

Рассмотрим дюкер с тремя трубами; требуется пропустить через дюкер минимальный расход, составляющий $^1/_3$ от наибольшего. Если Q_{min} пропускать одновременно через все трубы, то, во-первых, в них скорость течения будет около 0,6 *м/сек*, т. е. опасная в отношении заиления труб, и, во-вторых, появится необходимость в устройстве одной из конструкций входа по рисунку 5—27 (или иной особой конструкции). Будем теперь пропускать Q_{min} через одну трубу, тогда в ней будет нормальная скорость течения (около 2 *м/сек*), опасности заиления не будет, как не будет надобности в устройстве специального входного оголовка.

В проектировании дюкеров полезно использовать положительный опыт проектирования и строительства напорных железобетонных трубопроводов гидроэлектростанций. В круглых железобетонных трубах большого диаметра в ключевом сечении возникают относительно большие изгибающие моменты, за исключением случаев высоких напоров, когда труба работает преимущественно на растяжение, как тонкое кольцо.

[1] Волго-Дон, т. 1. Энергоиздат, 1957, стр. 186.

Подбирая такое очертание трубы, чтобы ось ее заняла некоторое промежуточное положение между веревочными кривыми, отвечающими различным расчетным загружениям (переменное внутреннее давление, наличие засыпки, отсутствие ее во время ремонта), можно добиться значительного уменьшения изгибающих моментов трубы и тем самым облегчения ее конструкции, т. е. экономии в строительстве.

Изменение формы трубы путем введения горизонтальной прямоугольной вставки в ключе и внизу под ключом (опорное уширение нижней части трубы — обычное) уменьшает суммарный изгибающий момент в ключе от засыпки и от напора воды (рис. 5—28), что дает свыше 13% экономии в строительстве[1]. Введение горизонтальной прямоугольной вставки по-предыдущему и устройство двух опорных консолей, жестко соединенных с трубой (рис. 5—29), еще более снижают изгибающий момент в ключе трубы и дают экономию в железобетонной кладке свыше 26%.

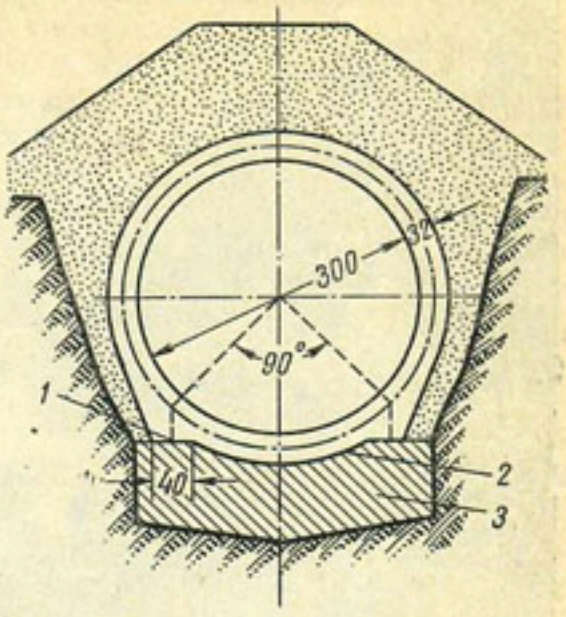


Рис. 5—30. Напорный железобетонный трубопровод Алазань ГЭС:
1 — толь в два слоя; *2* — прокладка из камышовой циновки толщиной 3 см и одного слоя толя; *3* — сплошной фундамент.

Сохранение круговой формы трубы и изменение только ее опорной конструкции, именно опирание трубы на две линейные опоры (вместо сплошного опирания с углом охвата 90°), уменьшает момент в ключе вдвое, а объем железобетонной кладки на 22% (рис. 5—30).

Так же эффективно использование предварительно напряженной арматуры в круговых сечениях труб. По типу рисунка 5—28 выполнены дюкеры $d = 3$ *м* на Невинномысской оросительно-обводнительной системе (Ставропольский край)[2].

§ 5—4. ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ ТУННЕЛИ

При встрече на трассе канала возвышенности иногда представляется более целесообразным и экономичным вместо обхода возвышенности лотками устройство под ней туннеля. На рисунке 5—31 показан вход оросительного канала в безнапорный туннель, проложенный под высоким правым берегом Терека.

Т у н н е л е м называется гидротехническое сооружение в виде закрытого водовода, устроенного в земле без вскрытия лежащего над ним грунта.

Гидротехнические туннели можно классифицировать по водохозяйственному назначению и по гидравлическим условиям их работы.

Согласно первому признаку, туннели делятся на подводящие, отводящие и транспортные.

К п о д в о д я щ и м туннелям относятся оросительные, гидроэнергетические и водоснабженческие. К о т в о д я щ и м относятся сбросные, строительные, канализационные, дренажные и гидроэнергетические. К т р а н с п о р т н ы м относятся судоходные и лесосплавные. Согласно второму признаку туннели могут быть безнапорными и напорными. В напорных все сечение туннеля заполнено водой, а в безнапорных движение воды в туннеле происходит при наличии свободной поверхности. Подводящие и отводящие

[1] К. М. Х у б е р я н. К вопросу проектирования железобетонных труб. «Гидротехническое строительство» № 8, 1957.

[2] Предварительно напряженные железобетонные напорные трубы. Центр. ин-т информации по строительству. Стройиздат, М., 1952.

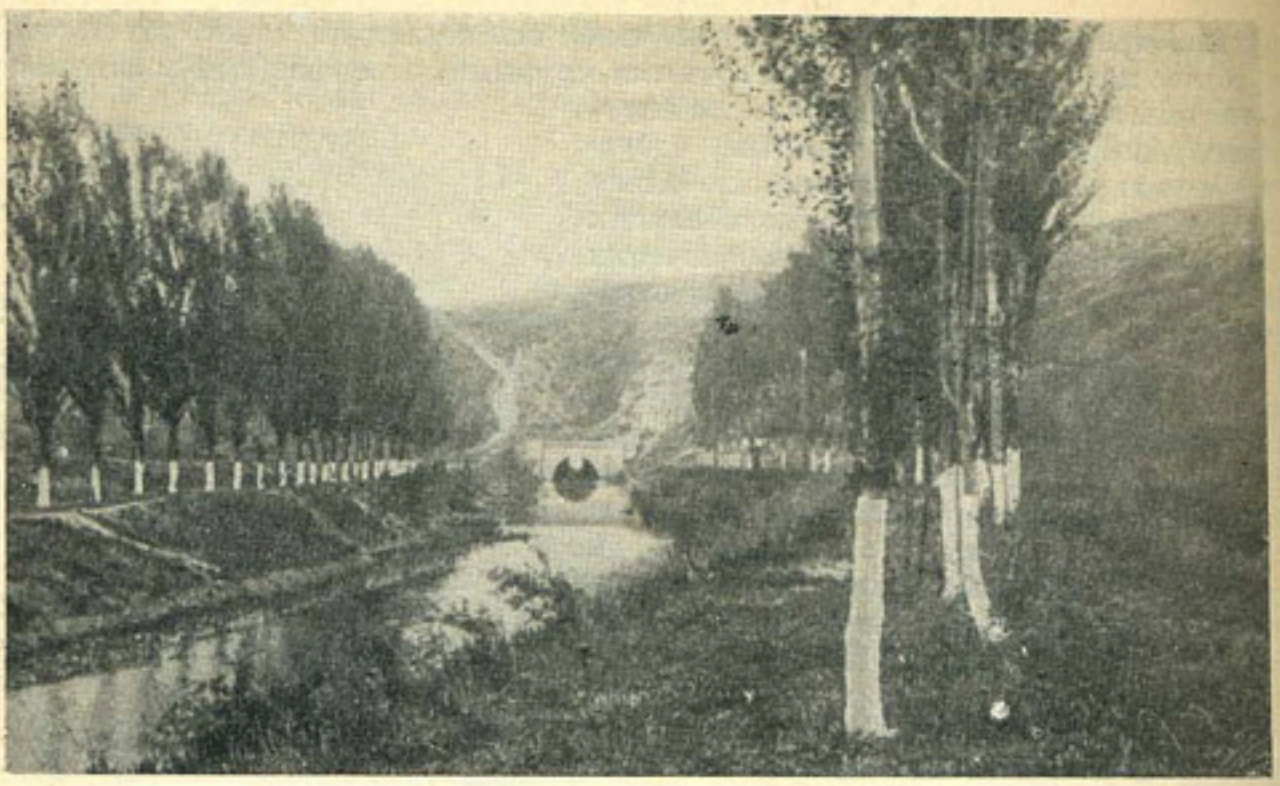


Рис. 5—31. Вход оросительного канала в туннель.

туннели могут быть как напорными, так и безнапорными. Транспортные и канализационные туннели могут быть только безнапорными.

Выбор типа туннеля может быть сделан только после сопоставления условий, связанных с возведением и работой напорного и безнапорного туннелей. Как общее правило, следует указать, что напорные туннели предпочтительнее безнапорных при значительных колебаниях расходов воды. Облицовка напорных туннелей, испытывающих дополнительное действие напора воды изнутри, более ответственна и дорога, чем облицовка безнапорных туннелей. Водоприемные сооружения безнапорных туннелей проще по своей конструкции, а следовательно, и дешевле, чем глубокие водоприемники напорных туннелей.

Возведение туннелей тесно связано с геологией и гидрогеологией. Геологические особенности района решающим образом влияют на выбор трассы туннеля, условия и сроки производства работ при его постройке, выбор конструкции облицовки туннеля, надежность его эксплуатации, стоимость и т. п. Многообразие естественных условий, сложность и малая изученность подземных явлений требуют глубокого, всестороннего анализа влияния инженерно-геологических особенностей района строительства на условия сооружения и службы туннелей.

При инженерно-геологических изысканиях возникает вопрос о горном давлении — важнейшем факторе, решающем многие задачи, связанные с производством работ и конструкцией туннелей. Большое значение имеет также освещение следующих вопросов: род, характер и состояние горных пород по трассе туннеля, интенсивность притока и состав грунтовых вод, температура массива и грунтовых вод, опасность встречи с газами и возможность сейсмических явлений, залегание горных пород (сбросов и сдвигов), угол падения и простирания пород, их трещиноватость. Так, сильная трещиноватость даже весьма крепких пород иногда представляет большую опасность для туннелей и особенно напорных.

Трассу туннеля можно правильно выбрать только на основе исчерпывающих данных инженерно-геологических, технических и экономических изысканий. При проектировании трассы следует руководствоваться следующими основными положениями.

1. Трассу туннеля рекомендуется выбирать только после установления мест расположения его порталов (входного и выходного оголовков).

2. Туннели длинные в большинстве случаев целесообразно проектировать по ломаной трассе, а короткие — по прямолинейной и разрабатывать двумя встречными забоями — от верхового и низового порталов.

3. В целях сокращения вспомогательных выработок (штолен, шахт) трассу туннеля рекомендуется приближать к дневной поверхности.

4. Штольни (окна и шахты) следует размещать в ложбинах и низинах, в устойчивых и маловодоносных породах, вблизи площадок, удобных для монтажа механических установок (вентиляционных, компрессорных, водоотливных и др.), и мест, пригодных для отвала породы, вывозимой из туннеля.

5. Рекомендуется избегать прокладки трассы туннеля на косогорных участках горных массивов, пласты которых падают к долине и пересекают ее склон.

6. Нельзя трассу располагать в оползневых участках горных массивов.

7. Угол между направлением простирания пластов горных пород и осью трассы туннеля должен быть по возможности большим (что определяет меньшее горное давление), в особенности при породах менее прочных, с большим горным давлением. Трасса туннеля устанавливается путем технико-экономического сопоставления возможных вариантов ее.

Породы, залегающие в горном массиве на различных глубинах, под действием веса вышележащих слоев, а также вследствие тектонических процессов, происходящих в массиве, находятся постоянно в напряженном состоянии. С прокладкой туннеля в породах возникают местные видоизменения напряжений. Создающееся по этой причине в породах, окружающих туннель, напряженное состояние проявляется в виде горного давления, воспринимаемого крепью и облицовкой туннеля.

Горное давление является одним из основных и решающих факторов, влияющих на выбор трассы туннеля, конструкцию его облицовки, способ производства работ и условия всей службы туннеля в период эксплуатации. Вследствие этого изучение явления горного давления и определение его величины в туннельной практике приобретает особо важное значение.

Изучением величины горного давления занимались многие ученые. Одни из них рассматривали горные породы как сыпучие, другие считали их вполне упругими, твердыми телами. Одни предполагали образование свода над выломкой, другие строили свои выводы на предположении об опускании в выломку некоторой части породы, находящейся над нею.

В туннельной практике СССР наибольшее применение для определения величины горного давления получили формулы проф. М. М. Протодьяконова[1], основанные на допущениях, что горные породы следует рассматривать не в виде сплошных упругих тел, а как отдельные куски и глыбы, разбитые трещиноватостью, слоеватостью и отдельностями. В силу этого к ним можно применить обычный закон теории сыпучих тел с введением в него вместо настоящего коэффициента трения так называемого «кажущегося коэффициента трения», учитывающего, кроме сил трения, также и силы сцепления между отдельными частицами. Этот кажущийся коэффициент трения, по М. М. Протодьяконову, характеризует коэффициент крепости пород (их способность сопротивляться внешним усилиям).

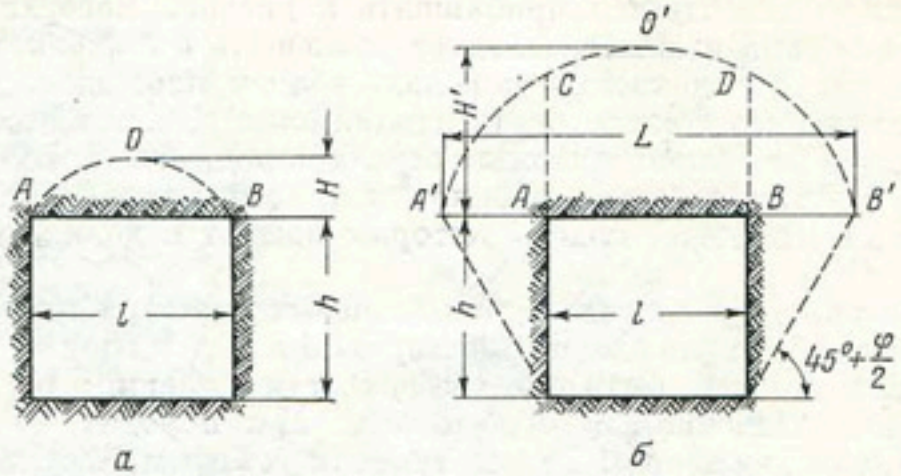
В практических расчетах допускают, по М. М. Протодьяконову, возможность образования над плоской туннельной выработкой свода обрушения, принимаемого параболического очертания (рис. 5—32). Высоту свода обрушения в крепких породах находят из зависимости:

$$H = \frac{l}{2f}, \qquad (5—8)$$

[1] М. М. Протодьяконов. Давление горных пород и рудничное крепление. М., 1930.

где H — высота свода обрушения в ключе;
l — пролет выработки в свету;
f — коэффициент крепости породы, характеризующий сопротивление породы сдвигу.

Величина вертикального горного давления P на единицу длины туннельной выработки будет равна весу свода обрушения, т. е. равна площади



а б

Рис. 5—32. Схемы горного давления по М. М. Протодьяконову:
а — крепкие породы; б — мягкие породы.

параболы AOB, умноженной на объемную массу породы в $т/м^3$ ($кн/м^3$):

$$p = \frac{2}{3} lH\gamma = \frac{\gamma l^2}{3f}\,^{1}. \qquad (5—9)$$

В мягких породах возможно образование боковых плоскостей обрушения, вследствие чего пролет свода обрушения увеличится до величины L (рис. 5—32, *б*), находимой из формулы:

$$L = l + 2h \operatorname{tg}(45 - 0{,}5\varphi), \qquad (5—10)$$

где h — высота выработки в свету;
φ — угол внутреннего трения грунта.

Высота H' свода обрушения $A'O'B'$ в этом случае определится из формулы:

$$H' = \frac{L}{2f'}. \qquad (5—11)$$

Вертикальная нагрузка на верхнюю часть обделки туннеля принимается от площади $ACDB$. При определении бокового давления учитывается нагрузка на призмы обрушения в виде площадей $AA'C$ и $BB'D$.

Для туннелей кругового очертания горное давление принимают как равномерно распределенное с интенсивностью q:

$$q = H\gamma, \qquad (5—12)$$

где H определяется по формулам (5—8) и (5—11).

Для значений коэффициентов крепости пород проф. М. М. Протодьяконовым составлена специальная таблица; в дальнейшем значения f уточнялись. В настоящее время рекомендуемые коэффициенты крепости горных пород представлены таблицей 5—1[2].

Давление горных пород на крепь и облицовку туннеля зависит от столь значительного числа самых разнообразных факторов и теоретически так трудно поддается определению, что приходится мириться с весьма прибли-

[1] Г. Г. Зурабов, О. Е. Бугаева. Гидротехнические туннели гидроэлектрических станций. Госэнергоиздат, М.—Л., 1962.

[2] Строительные нормы и правила. Ч. II, раздел Д, гл. 8. Тоннели железнодорожные и автодорожные. Нормы проектирования. М., 1963.

Таблица 5—1

Категории пород	Степень крепости	Породы	Коэффициент крепости f	Объемный вес γ (в $т/м^3$)	Угол внутреннего трения φ (в *град.*)
I	В высшей степени крепкие породы	Наиболее крепкие плотные и вязкие кварциты и базальты, исключительные по крепости другие породы	20	2,8—3	87
II	Очень крепкие породы	Очень крепкие гранитовые породы, кварцевый порфир, очень крепкий гранит, кремнистый сланец, менее крепкие, нежели указанные выше, кварциты, самые крепкие песчаники и известняки . .	15	2,6—2,7	85
III	Крепкие породы	Гранит (плотный) и гранитовые породы, очень крепкие песчаники и известняки, кварцевые рудные жилы, крепкий конгломерат, очень крепкие железные руды . .	10	2,5—2,6	82°30′
III-а	То же	Известняки (крепкие), некрепкий гранит, крепкие песчаники, крепкий мрамор, доломит, колчеданы	8	2,5	80
IV	Довольно крепкие породы	Обыкновенный песчаник, железные руды	6	2,4	75
IV-а	То же	Песчанистые сланцы, сланцеватые песчаники	5	2,5	72°30′
V	Средние породы	Крепкий глинистый сланец, некрепкий песчаник, известняк, мягкий конгломерат	4	2,8	70
V-а	То же	Разнообразные сланцы (некрепкие), плотный мергель	3	2,5	70
VI	Довольно мягкие породы	Мягкий сланец, мягкий известняк, мел, каменная соль, гипс, мерзлый грунт, антрацит, обыкновенный мергель, разрушенный песчаник, сцементированная галька и хрящ, каменистый грунт	2	2,4	65
VI-а	То же	Щебенистый грунт, разрушенный сланец, слежавшаяся галька и щебень, крепкий каменный уголь ($f=1{,}4—1{,}8$), отвердевшая глина	1,5	1,8—2	60
VII	Мягкие породы	Глина (плотная), средний каменный уголь ($f=1—1{,}4$); крепкий нанос, глинистый грунт	1	1,8	60
VII-а	То же	Легкая песчанистая глина, лесс, гравий, мягкий уголь ($f=0{,}6—1$)	0,8	1,6	40
VIII	Землистые породы	Растительная земля, торф, легкий суглинок, сырой песок	0,6	1,5	30
IX	Сыпучие породы	Песок, осыпи, мелкий гравий, насыпная земля, добытый уголь	0,5	1,7	27
X	Плывучие породы	Плывуны, болотистый грунт, разжиженный лесс и другие разжиженные грунты ($f=0{,}1—0{,}3$)	0,3	1,5—1,8	9

женным значением его. Более точно величину горного давления можно определить только путем пробивки впереди забоя пробной штольни и измерения давления.

Из многочисленных способов экспериментального определения горного давления в настоящее время весьма удобным и точным является акустический метод проф. Н. Н. Давиденкова[1], заключающийся в измерении деформации элементов крепи или обделки с помощью специальных струнных тензометров, укрепляемых на испытуемом элементе.

Этим способом определялось горное давление в ряде туннелей, строившихся в СССР. Измерение рекомендуется производить в течение 8—10 дней после проходки и установки крепей с целью получения более надежных результатов.

Упругая сопротивляемость горных пород в условиях их естественного залегания определяется с помощью гидравлических домкратов, опорные площадки которых в этих случаях играют роль штампов.

Размеры и форма поперечных сечений туннелей определяются гидравлическими, статическими, экономическими, эксплуатационными условиями и способами производства работ.

Для безнапорных туннелей в зависимости от величины горного давления рекомендуют[2] принимать следующие формы поперечного сечения (рис. 5—33):

Формы I_1 и I_2 — в случаях, когда туннель проходит в плотных и прочных скальных породах, без горного давления на облицовку;

формы II_1 и II_2 — в случаях, когда туннель проходит в породах с небольшим вертикальным горным давлением ($f > 3$), при отсутствии бокового горного давления на облицовку;

формы III_1 и III_2 — в случаях проходки туннеля в породах с большим вертикальным и небольшим боковым горным давлением на облицовку ($f = 1{,}5—3$);

формы IV_1 и IV_2 — в случаях проходки туннеля в породах с большим вертикальным и большим боковым горным давлением ($f < 1{,}5$), а также в породах, оказывающих давление снизу;

круглую форму — при преимущественно значительном напоре грунтовых вод, а также при щитовом способе производства работ.

Формы I_1, II_1, III_1, и IV_1 применяются при незначительных колебаниях уровня воды в туннеле, а формы I_2, II_2, III_2 и IV_2 — при значительных колебаниях его.

При любых формах очертания туннеля, в целях уменьшения потерь напора, рекомендуется резкие углы и сопряжения заменять более плавными. Сечение туннеля, развитое в ширину, встречается редко; чаще всего такое сечение обусловливается необходимостью укладки внутри туннеля двух или трех трубопроводов.

Сечение судоходных туннелей обусловливается габаритами пропускаемых судов и конструкцией бечевников. Сечение канализационных туннелей должно способствовать, при малых заполнениях, созданию достаточно больших скоростей, препятствующих выпадению осадков из канализационно-фекальных вод, вследствие чего большинство этих туннелей имеет круглое очертание.

Круглая форма поперечных сечений в гидравлическом отношении имеет некоторые преимущества (минимум смоченного периметра и максимум расхода), но в безнапорных туннелях она применяется только в случаях большого напора грунтовых вод и при щитовом способе проходки, а чаще всего имеет распространение в напорных туннелях, являясь наиболее рациональ-

---

[1] Н. Н. Давиденков. Струнный метод измерения деформаций. М., 1933; В. С. Жданов и др. под редакцией Н. А. Ржаницына. Эксплуатация гидротехнических сооружений. Изд. «Речной транспорт», М., 1956, стр. 321.

[2] Указания по проектированию гидротехнических туннелей. Госстрой СССР. СН 238-63. М, 1963.

ным поперечным сечением, так как лучше удовлетворяет условиям статической работы.

По условиям удобства производства работ сечение туннеля не рекомендуется принимать меньше 1,5 *м* ширины и 1,8 *м* высоты, хотя бы это сечение и было слишком большим для пропускаемого расхода. И, наконец, поперечное сечение туннеля должно быть экономически целесообразным, т. е. иметь минимальную строительную стоимость и минимум эксплуатационных затрат.

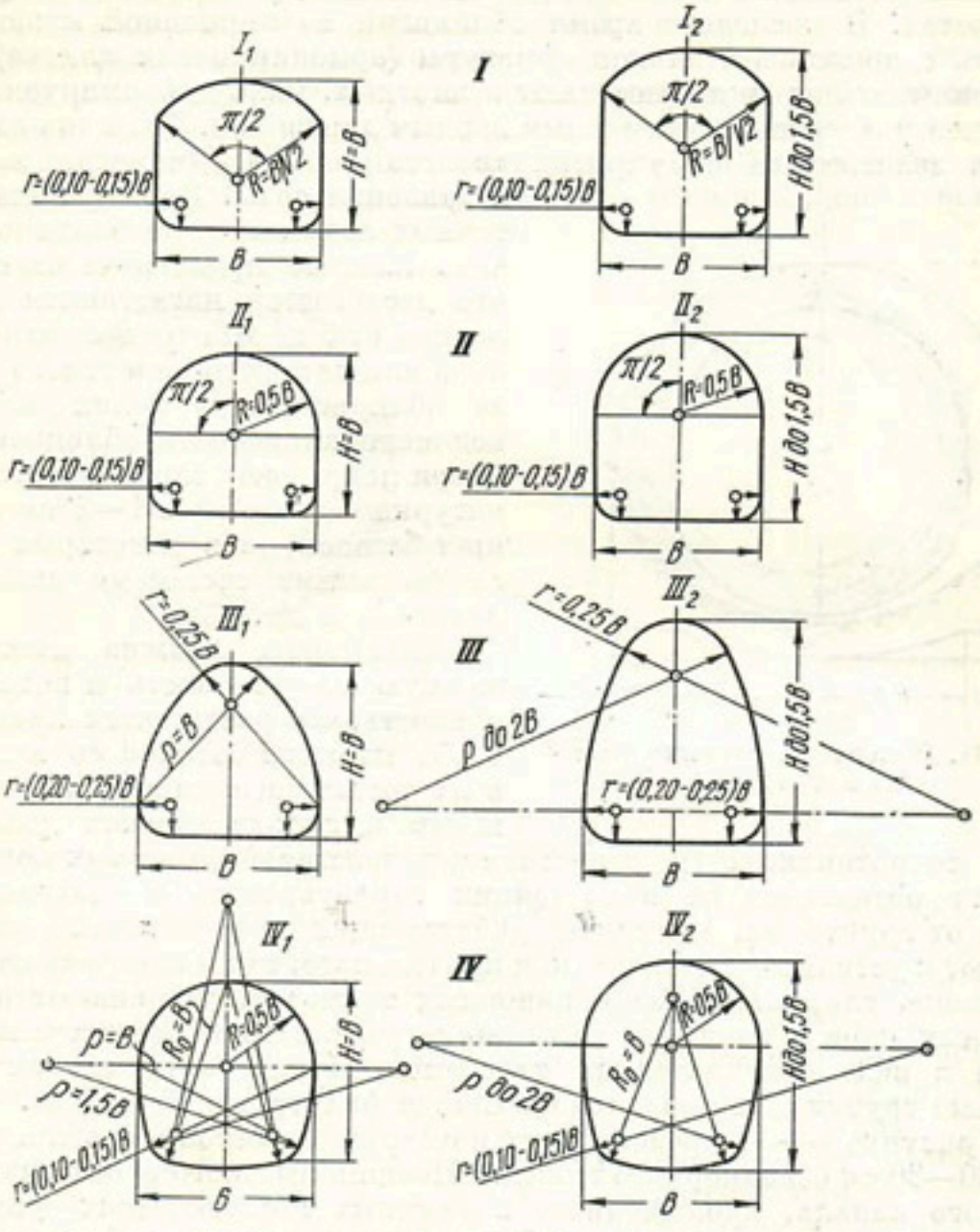


Рис. 5—33. Поперечные сечения безнапорных туннелей.

Глубина наполнения сечения безнапорного туннеля водой не должна быть больше 0,85 h, где h — высота туннеля, т. е. запас над горизонтом воды в туннеле должен быть не менее 0,15 h и во всяком случае не меньше 0,4 *м*.

В целях удержания стенок и потолка выработки от обрушений, предохранения скалы от разрушающего действия воздуха и воды, а также для уменьшения шероховатости большинство туннелей, как безнапорных, так и напорных, делают с облицовкой. Только в исключительных случаях, в весьма устойчивых и водонепроницаемых породах, не требующих вовсе временных крепей при разработке, туннели устраивают необлицованными.

Выбор конструкций облицовки в каждом отдельном случае производят в соответствии с инженерно-геологическими и гидрогеологическими условиями трассы и в зависимости от размеров и формы поперечного сечения

туннеля, условий его эксплуатации и условий производства работ по его проходке.

Облицовки из естественных камней (реже) или кирпичей (чаще) применяют в случаях вредных и опасных влияний на бетон агрессивных грунтовых вод или при необходимости включения облицовки в работу тотчас же после замыкания туннельного свода. Недостаток каменных облицовок обусловливается плохой работой их на растяжение. Шероховатость в таких облицовках уменьшают штукатуркой цементным раствором их внутренних поверхностей. В последнее время облицовки из кирпичной кладки стали усиливать с помощью стальной арматуры (армокирпичная кладка).

Бетонные облицовки применяют в плотных, мало деформируемых породах средней крепости и с умеренным горным давлением. Толщина их определяется в зависимости от упругих свойств породы, диаметра выработки и давления воды. При применении бетонных облицовок необходимо обеспечить плотное прилегание их к породе, что достигается нагнетанием под давлением от 5 до 10 *атм* цементного раствора или глинисто-цементного раствора за облицовку[1]. В целях повышения водонепроницаемости облицовки ее изнутри покрывают слоем цементной штукатурки толщиной в 1—2 *см* или торкрет-бетоном, а в некоторых случаях специальными составами сидоростена, инертоля и др.

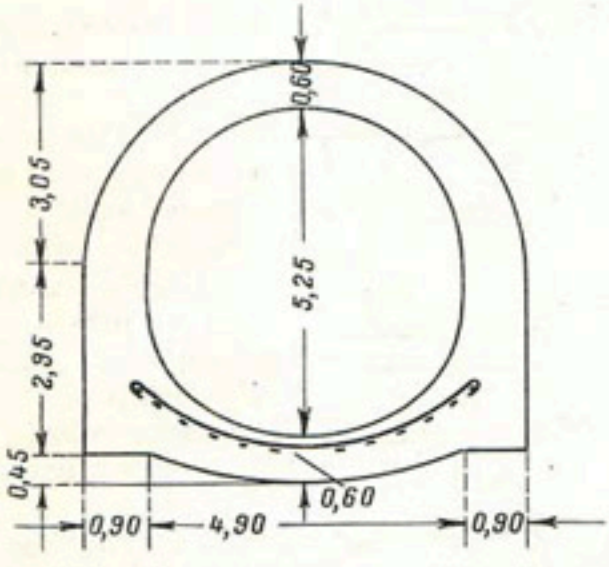


Рис. 5—34. Поперечное сечение безнапорного туннеля.

Облицовка должна иметь повышенную водостойкость и водонепроницаемость, что достигается применением особо плотных бетонов со включением в их состав специальных вяжущих веществ и гидравлических добавок для лучшей сопротивляемости агрессивному действию грунтовых вод. В случае, если нагнетание не в состоянии гарантировать предохранение облицовки от грунтовых, агрессивно действующих на цементный раствор вод, прибегают к устройству дренажа как продольного, так и поперечного. Иногда в облицовке, главным образом напорных туннелей, устраивают от 3 до 6 радиальных швов (в зависимости от диаметра) с водонепроницаемыми уплотнениями в виде металлических пластинок, позади которых закладывают дренажные трубки для продольного отвода фильтрующейся воды.

На рисунке 5—34 представлена конструкция бетонной облицовки толщиной 60—80 *см* безнапорного туннеля Невинномысского оросительно-обводнительного канала, проложенного в тяжелых геологических условиях — на склонах оползневых грунтов. Облицовка имеет подковообразное поперечное сечение шириной 4,9 и высотой 5,25 *м*, рассчитанное на пропуск расхода 80 *м*^{3}/*сек*. Уклон туннеля около 0,002 при скоростях в нем до 4,12 *м/сек* и глубинах наполнения до 4,48 *м*, длина около 5 *км*.

Железобетонные облицовки применяются в слабых породах, способных к вспучиванию и вдавливанию внутрь выломки и когда растягивающие напряжения в бетоне превосходят допускаемые. В целях предупреждения появления трещин в облицовках, в особенности в напорных туннелях, железобетон рассчитывают с учетом растяжения и на отсутствие опасности образования трещин.

Достоинства железобетонных облицовок: небольшая толщина в сравнении с бетонными и каменными, большая сопротивляемость растягивающим

[1] В. М. Мостков. Нагнетание глинисто-цементных растворов за обделку гидротехнических туннелей. ВНИИГ, Л., 1951.

усилиям и большая надежность в эксплуатации: к недостаткам относятся: сложность армирования и опасность коррозии металла при действии на него просачивающейся через бетон воды.

В случае особенно больших напоров, когда от облицовки требуется полная водонепроницаемость, даже в устойчивых и прочных породах прибегают к устройству металлических облицовок с наружным бетонным или железобетонным кольцом. Облицовки устраиваются из листовой стали толщиной 4—5 *мм* и более, из металлических волнистых и рифленых плит или из отдельно сбалчиваемых между собой чугунных сегментов.

Обычно размеры железобетонных облицовок напорных туннелей определяют из условий недопущения в бетоне трещин; при этом высокая прочность бетона на сжатие и арматуры на растяжение остаются неиспользованными, толщина облицовки получается значительной, что ведет к увеличению выработки и объема железобетона, т. е. к удорожанию строительства.

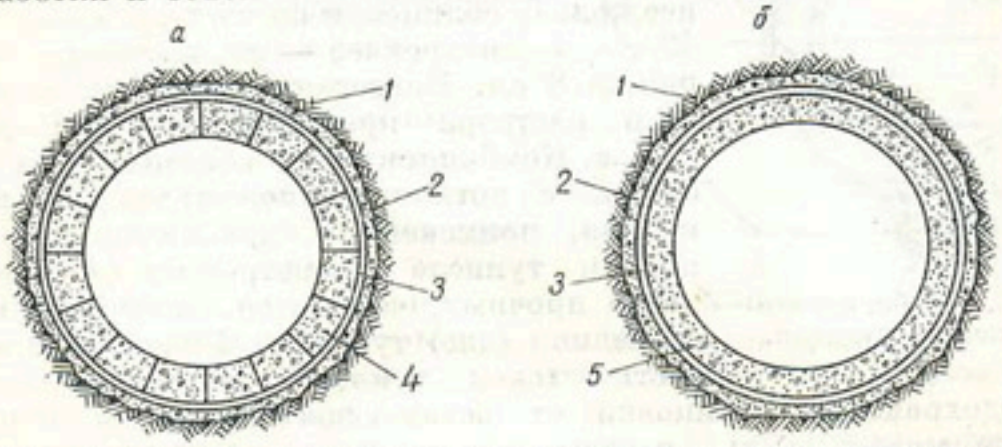


Рис. 5—35. Обжатая облицовка со сборным (*а*) и с монолитным (*б*) кольцом:

1 — порода; *2* — выравнивающий слой бетона; *3* — цементный раствор; *4* — сборная бетонная облицовка; *5* — монолитная бетонная облицовка.

По тем же причинам облицовка приобретает излишнюю жесткость, что ведет к уменьшению сил отпора породы, т. е. к ухудшению условий работы облицовок.

Уменьшение толщины облицовок туннелей с одновременным повышением их трещиноустойчивости возможно при создании в облицовках предварительных сжимающих напряжений, по величине близких к расчетным растягивающим напряжениям в эксплуатационных условиях.

Начальные напряжения в облицовках могут быть созданы применением напряженно армированных облицовок и путем обжатия облицовок[1].

Напряженно армированные трубы были рассмотрены ранее. Начальное напряженное состояние сжатия в облицовках напорных туннелей создается нагнетанием, под давлением, в 1,5 раза превышающим будущий напор в туннеле, цементно-песчаных растворов за облицовку в специальный кольцевой зазор.

Облицовка может быть устроена из бетонных блоков или из цельного (монолитного) бетонного кольца; конструкция ее показана на рисунке 5—35. Снаружи укладывается выравнивающий поверхность выработки слой монолитного бетона; между ним и облицовкой оставляется сплошной кольцевой зазор толщиной 3—5 *см*; далее укладываются бетонные блоки, имеющие со стороны зазора шипы высотой 3—5 *см*.

В случае монолитного бетонного кольца облицовки зазор выкладывается пустотелыми блоками (допускающим в дальнейшем свободное нагнетание в них цементного раствора); на них кладется монолитный бетон и потом

[1] Г. Г. Зурабов и О. Е. Бугаева. Предварительно напряженные облицовки напорных гидротехнических туннелей. ВНИИГ — Энергоиздат, М.—Л., 1955; А. М. Мазур. Применение сборного железобетона и бетона в строительстве гидротехнических туннелей. «Гидротехническое строительство» № 7, 1955.

производится нагнетание цементного раствора, чем достигается обжатие облицовки и окружающей ее достаточно прочной породы. Нередко, в особенности для напорных туннелей, применяется комбинированная (смешанная) облицовка, состоящая из двух колец: наружного, обычно бетонного, воспринимающего давление горных пород при работе туннеля как безнапорного, и внутреннего железоторкретного, служащего как для водонепроницаемости, так и для принятия совместно с бетоном внутреннего давления воды. Конструкция комбинированной облицовки имеет преимущества перед бетонной: повышенную прочность, лучшее сцепление с железом, водонепроницаемость, отсутствие необходимости в устройстве опалубки при возведении железоторкретного кольца.

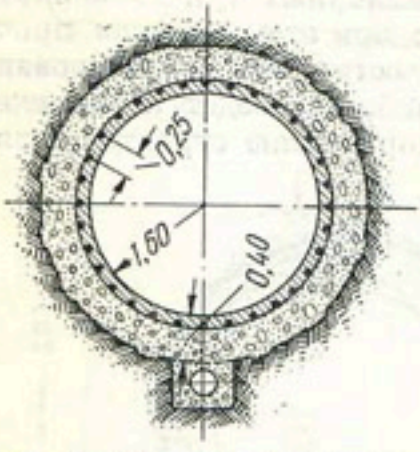


Рис. 5—36. Комбинированная облицовка туннеля.

Такая облицовка в напорном туннеле, диаметром 3,30 *м* показана на рисунке 5—36. Внешнее кольцо облицовки состоит из бетона толщиной 40 *см*, а внутреннее — из железоторкрета толщиной 8 *см*. Нагнетание за облицовку цементного раствора производилось под давлением 6 *атм*. Комбинирванная облицовка из бетонных блоков с лотком, выложенным из кирпичной кладки, применена в канализационном безнапорном туннеле диаметром 1 *м*. Применение более прочных, чем бетон, штучных камней в основании (дне) туннеля, а иногда и в нижней части стенок туннелей диктуется необходимостью предохранения облицовки от истирающего действия наносов. Это положение может иметь значение также и в оросительных туннелях.

По своей стоимости комбинированные облицовки обычно дороже бетонных, но тем не менее для большей уверенности в бесперебойной работе лучше идти на некоторое удорожание, чем на частые ремонты в период эксплуатации.

В туннельном деле находят применение так называемые сборные облицовки, состоящие из отдельных бетонных и железобетонных блоков, соединенных между собой с помощью шипов (пазов) и гребней, устраиваемых в их боковых поверхностях.

Внутренняя поверхность облицовки покрывается слоем торкрета или штукатурки (меньшая шероховатость). Преимущества блочных сборных облицовок — заводское изготовление, а следовательно, лучшее качество бетона в блоках и меньшая его стоимость, сокращение сроков возведения туннеля, бóльшая возможность применения механизации и пр. Особые преимущества получают блочные облицовки при прокладке туннелей в породах с большим горным давлением (могут заменить временные крепи) и в породах, содержащих агрессивные грунтовые воды, а также при щитовой проходке.

В бетонных и железобетонных облицовках по условиям производства работ прибегают к устройству продольных и поперечных рабочих швов и реже — конструктивных, причем расстояние между поперечными швами делается в пределах 6,5—8,0 *м* (в зависимости от длины кольца облицовки). Конструкция и число продольных швов зависят от очередности бетонирования отдельных элементов кольца.

Место, где кончается подходная к туннелю выемка и начинается сам туннель в лобовом откосе выемки, называется **врезкой туннеля**, а постоянное сооружение по обделке врезки — **порталом**, или **оголовком**; в каждом туннеле имеются два портала; входной и выходной. Основными элементами портала являются портальная подпорная стенка для поддержания откоса горного массива, подпорные стенки, ограждающие боковые откосы врезки, и в некоторых случаях дополнительная стенка, служащая для направления течения к порталу и предупреждения от размыва косогорной части массива. Врезка является одним из ответственных мест

при устройстве туннелей; от правильного выбора места врезки зависит устойчивость портала.

Размеры туннеля в основном определяются расчетным расходом, который может быть обеспечен при различных соотношениях двух главнейших гидравлических элементов: площади живого сечения и уклона (скорости). Для длинных туннелей площадь живого сечения и уклон (или скорость) определяются экономическим расчетом. В особенности такой расчет необходимо производить в деривационных туннелях гидростанций, где потери напора на трение по длине, а также местные потери влекут за собой потери в выработке энергии самой станции. Нередко такой расчет применяется и при выборе размеров туннелей для водоснабжения. Самый принцип экономического расчета заключается в нахождении минимума суммы ежегодных эксплуатационных расходов по туннелю и стоимости энергии, теряемой ежегодно вследствие наличия в деривации потерь напора на трение. Туннели в орошении чаще всего применяются в холостой части магистрального канала в сочетании с участками открытого канала. Наивыгоднейшие размеры поперечного сечения оросительных туннелей могут быть установлены экономическим подсчетом подземной и открытой части магистрального канала.

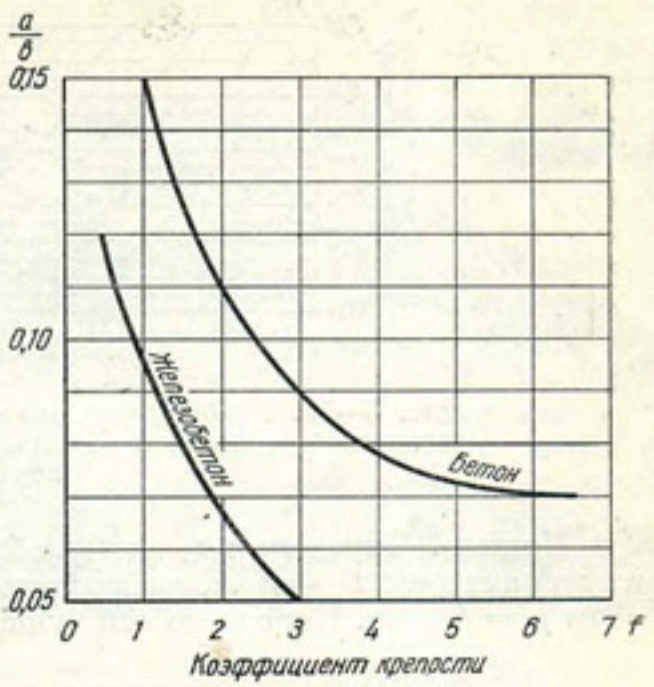


Рис. 5—37. График для подбора толщины облицовки безнапорных туннелей.

В построенных туннелях скорости обычно колеблются в следующих пределах: в безнапорных — от 1,5 до 2,5 *м/сек* (при более или менее постоянном расходе) и от 1,5 до 4,0 *м/сек* (если расход сильно колеблется); в напорных — от 2 до 4 *м/сек* (обычная скорость) и может доходить до 5 *м/сек* в часы повышенных нагрузок и при очень больших расходах.

Для предварительного определения толщины бетонной облицовки безнапорных туннелей можно пользоваться графиком, изображенным на рисунке 5—37, в котором по оси абсцисс откладывается коэффициент крепости f пород по М. М. Протодьяконову, а по оси ординат —отношение толщины облицовки в замке свода a к ширине туннеля в свету $в$. Этим же методом можно рассчитывать и напорные туннели подковообразного очертания с равномерным давлением воды изнутри (однако при небольших напорах).

Статические расчеты сечений туннелей подробно рассмотрены в книге Г. Г. Зурабова и О. Е. Бугаевой[1]. Для предварительного назначения толщины железобетонных облицовок напорных туннелей приводятся взятые из этой книги графики (рис. 5—38).

По оси графика отложены значения коэффициента удельного отпора k_0 (в *кг/см*^{3}), а по оси ординат — значение толщины облицовки в долях внутреннего диаметра h/D. Графики составлены применительно к туннелям с внутренним диаметром $D = 4$ *м* для бетона марки 200. Для туннелей других диаметров толщина облицовки может быть определена введением поправочного коэффициента, получаемого из графика (рис. 5—39).

По оси абсцисс этого графика отложены значения pk_0, где p — внутренний напор. Под удельным отпором горных пород следует понимать отпор горных пород в цилиндрической выработке радиусом $r_0 = 1$ *м*. Переходя

[1] Г. Г. Зурабов, О. Е. Бугаева. Гидротехнические туннели гидроэлектрических станций. Госэнергоиздат, 1962.

к расчетному коэффициенту k в выработке радиуса r, получим $k = k_0/r$. Ориентировочные значения k_0: известняк с прослойками глины — 350, кварциты — 500, граниты — 2100 и т. д.

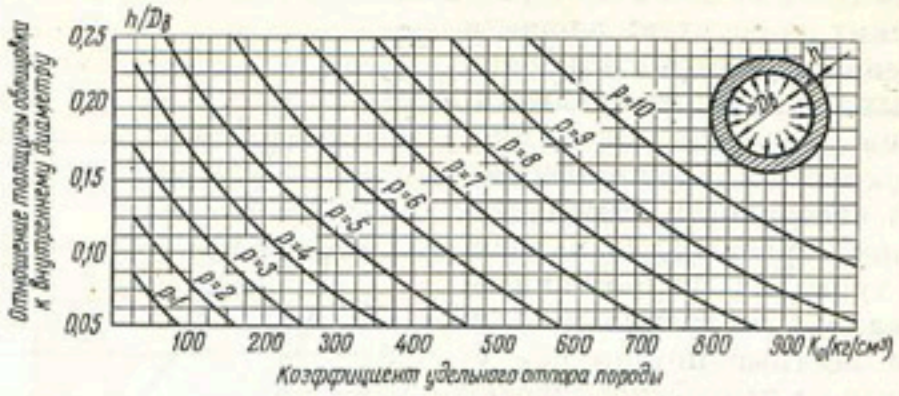


Рис. 5—38. График для ориентировочного определения толщины железобетонной облицовки напорных туннелей (p — напор в $ат$).

Пример. Определим толщину облицовки напорного туннеля с внутренним диаметром $D = 5$ $м$, работающего при внутреннем давлении (напоре) воды $p = 4$ $атм$. Порода по оси туннеля характеризуется удельным отпором

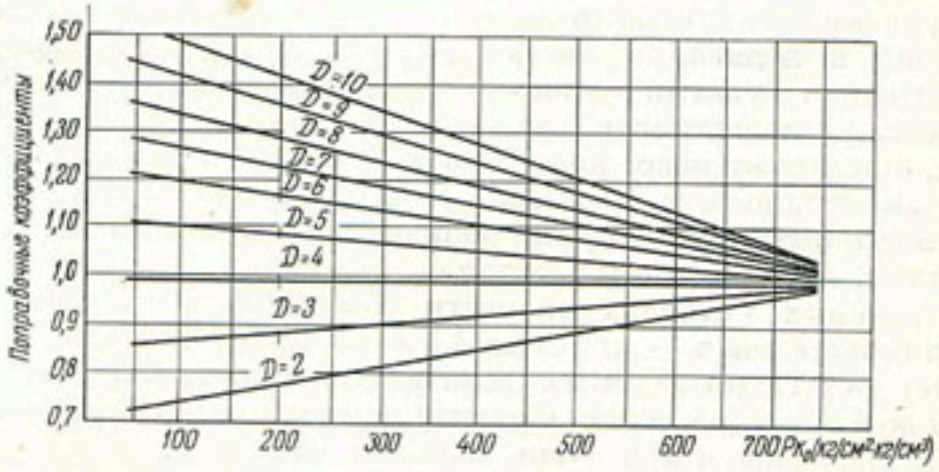


Рис. 5—39. График поправочных коэффициентов.

$k_0 = 200$ $кг/см^3$. По графику (рис. 5—38) находим $h/D = 0{,}11$. Так как диаметр туннеля 5 $м$, то по графику (рис. 5—39), находим поправку 1,09. Толщина облицовки $h = 1{,}09 \times 0{,}11 \times 5 = 0{,}60$ $м$.

Глава 6

Сопрягающие сооружения

§ 6—1. ПЕРЕПАДЫ

Трасса канала на местности со спокойным рельефом прокладывается с небольшими уклонами, и скорости течения воды не достигают здесь недопускаемых величин, как размывающих, так и вызывающих заиление; но на трассе канала могут встретиться участки с крутыми уклонами в местах сосредоточенного падения местности, где скорости для неукрепленного канала будут опасными, размывающими, за исключением случаев залегания очень прочного грунта; поэтому на участках крутых склонов приходится устраивать сооружения, соединяющие (сопрягающие) верхний и нижний участки канала.

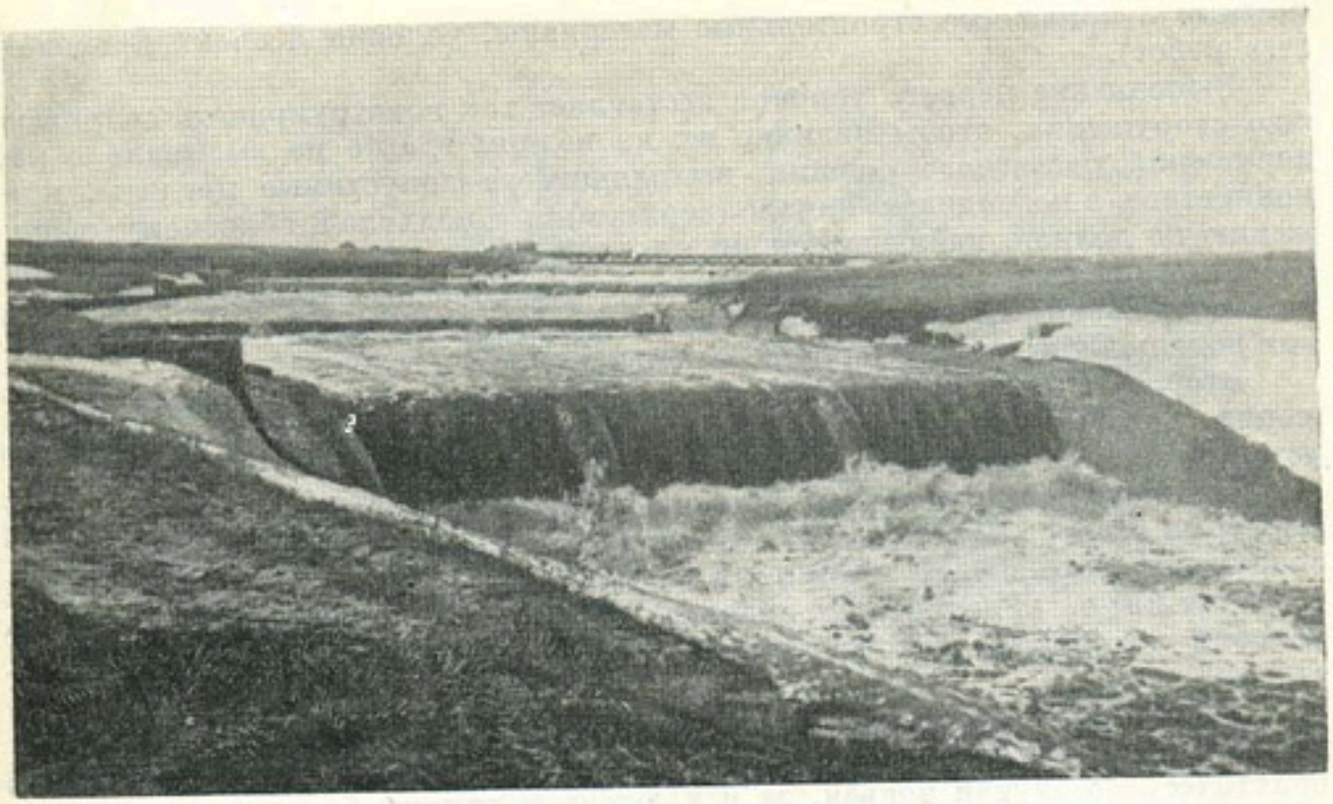


Рис. 6—1. Пропуск весеннего паводка через многоступенчатый перепад.

Такие сооружения устраивают также у напорных бассейнов при гидроэлектростанциях в качестве аварийных сбросов воды. Установившегося названия эти сооружения не имеют; для краткости будем называть их сопрягающими.

По условиям движения воды сопрягающие сооружения можно разделить на две большие группы. Первая группа — вода движется на части пути по сооружению, а далее падает свободно в воздухе; сюда относятся перепады и консоли. Вторая группа — вода непрерывно движется по сооружению; сюда относятся быстротоки и трубы. Имеются сооружения переходных форм, содержащих элементы как первой, так и второй групп, как-то: шахтные перепады, быстротоки-перепады, трубчатые перепады и т. д.

Работа сопрягающих сооружений. Эти сооружения весьма распространены на мелиоративных и гидроэнергетических системах; они устраиваются для сброса излишней воды из напорных бассейнов гидростанций, когда через турбины нужно пропускать меньший расход, чем расход, притекающий в бассейн, или когда при внезапном прекращении работы генераторов необходимо весь расход сбросить в нижний бьеф, минуя турбины. Сопрягающие сооружения устраивают на трассе канала (оросительного, осушительного и др.) в месте проложения его по крутому склону местности, на сбросных каналах, удаляющих излишние паводковые воды из водохранилищ (рис. 6—1). На водном транспорте, в рыбоводстве и в других отраслях гидротехники сопрягающие сооружения находят широкое применение.

Во всех случаях в сопрягающих сооружениях кинетическая энергия падающей воды должна преобразоваться (или, как не совсем точно говорят, гаситься) на сравнительно коротком пути; это обстоятельство и определяет те требования, которые предъявляются к работе сопрягающих сооружений.

Основное значение сопрягающих сооружений заключается в безопасном сбросе воды; точнее, оно сводится к ряду условий.

Сопрягающие сооружения должны: 1) создавать безопасные гидравлические условия движения воды как в самом сооружении, так и в примыкающих к нему водотоках; 2) быть статически устойчивыми и прочными; 3) иметь наиболее рациональные и экономичные формы сообразно местным условиям их работы (назначение сооружения, рельеф местности, грунты, грунтовые воды,

местные и привозные строительные материалы, условия и сроки производства работ).

Выполнение первого условия заставляет так конструировать сопрягающие сооружения, чтобы наличие их на водном тракте не вызывало в нем нарушений расчетного режима, выходящих за допустимые пределы, или, конкретнее, в подводящем канале (верхнем) при подходе к сбросному сооружению не должно наблюдаться ни явлений спада воды, ни ее подпора для расчетного режима; в отводящем канале (нижнем) вода, вытекающая из сбросного сооружения, не должна размывать русла. В пределах самого сооружения вода должна иметь скорости, не больше допускаемых.

Второе условие заключается в придании таких размеров частям сооружения, которые гарантировали бы, без излишнего запаса, их статическую устойчивость и прочность.

Третье условие сводится к приданию сооружению наиболее рациональной формы на основе учета условий его постройки и эксплуатации. Сопрягающие сооружения устраивают монолитные, сборные и сборно-монолитные. Рассмотрим сначала монолитные сооружения; изучение условий их работы и конструкций поможет полнее освоить сборные конструкции.

Многообразие как типов сопрягающих сооружений, так и перечисленных условий свидетельствует о том, что указать готовое решение для каждого практического случая нельзя, за исключением группы более мелких сооружений. В практике необходимо составление проектных заданий; на основании оценки эксплуатационных качеств нескольких типов сооружений, их стоимости и экономичности, возможности и срока их постройки выбирают наилучшее решение, для которого разрабатывают технический проект.

На мелкой сети оросительных каналов сопрягающие сооружения являются одним из звеньев трасс канала. На крупной и средней сети каналов (магистрали, распределители первого порядка), работающих непрерывно 8—10 месяцев в году, необходимо не ограничиваться только постановкой перепада (быстротока, консоли или другого типа сооружений) и гасить им водную энергию, а стремиться использовать водную энергию путем устройства небольшой ГЭС, перепад при которой также будет нужен, но уже в качестве сбросного сооружения. Сопрягающие сооружения находят применение при судоходных шлюзах, на каналах мелиоративных систем.

Конструкция перепадов. В перепадах вода движется на части своего пути по сооружению, на другой части — в воздухе. Как следствие такого движения, получается крайняя изменчивость скорости движения и по величине и по направлению: скорость движения воды возрастает от сравнительно небольшой на гребне перепада до очень большой в месте падения струи, изменяя при этом свое направление, причем отдельные струи могут двигаться диаметрально противоположно.

Другим характерным свойством перепадов является динамичность гашения в них энергии падающей воды, что при недостаточной еще точности учета этой динамичности заставляет придавать перепадам более массивные размеры, чем сооружениям других типов.

Наиболее распространены ступенчатые перепады, схожие в продольном разрезе с лестницей (рис. 6—2). Для успокоения падающей на каждую ступень воды в конце ступени делается водосливная стенка, образующая перед собой бассейн, так называемый водобойный колодец. Распространенная ранее конструкция перепадов без водосливной стенки, т. е. без водобойного колодца, теперь почти не применяется вследствие слабого гашения энергии воды при обычных длинах ступеней перепада.

Перепады делают из бетона, бута, кирпича и железобетона; для небольших падений и удельных расходов воды их можно выполнять из дерева и габионов; временные перепады могут быть построены из плетня, фашин, камня и из других местных материалов. Названия частей перепада приведены на рисунке 6—2, изображающем многоступенчатый перепад, у которого первые

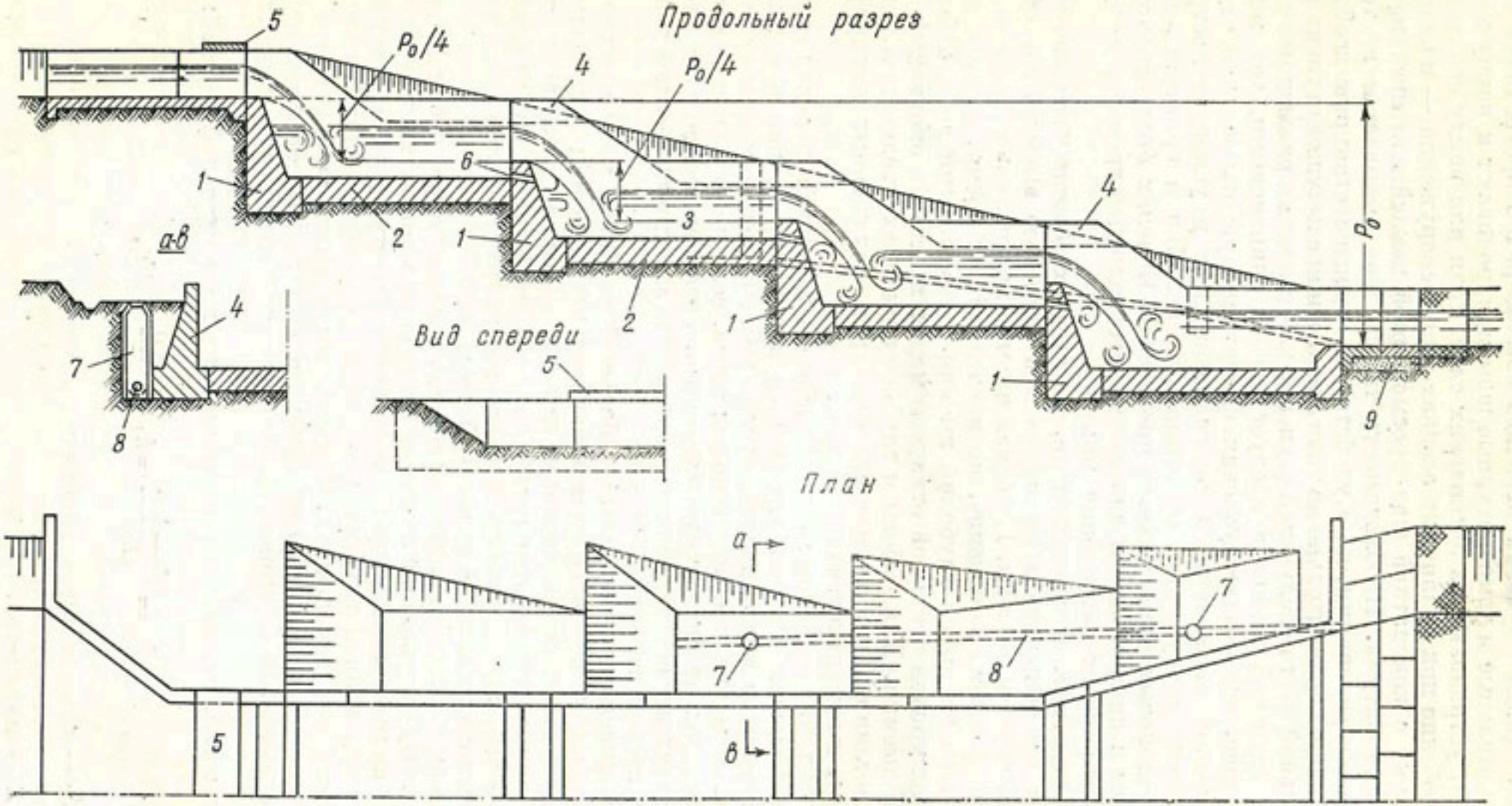


Рис. 6—2. Многоступенчатый перепад:

1 — стенка падения; *2* — водобой; *3* — водобойный колодец; *4* — продольные стенки; *5* — служебный мостик; *6* — сливные отверстия; *7* — смотровой колодец; *8* — дрена; *9* — обратный фильтр.

три ступени — постоянной ширины, а следующая — расширяющаяся (подготовка под флютбетом и под стенами не показана).

Ступени. Длина ступеней перепада обычно редко превосходит 20 *м*, поэтому строительные и температурные швы приурочивают к концу каждой ступени; швы устраивают из нескольких слоев толя или ввиду его недолговечности, особенно при различных осадках частей сооружений,— в виде гудронной шпонки с конопаткой шва просмоленной паклей для предупреждения вытекания битума. Необходимость такого шва вызывается не только температурными условиями, но и удобствами строительства; шов необходим еще для отделения сравнительно не тяжелой части предыдущей ступени от тяжелой начальной части следующей ступени, как имеющих различные осадки.

Высоты ступеней перепада следует делать одинаковыми, так же как длины колодцев, что создает условия одинаковой работы каждой ступени в гидравлическом отношении, а также удешевляет и ускоряет постройку (проще разбивка сооружения, однотипность опалубки и арматуры, повторяемость одинаковых строительных процессов). В целях более спокойного выпуска воды в нижний канал для последнего колодца стремятся получить больший коэффициент затопления прыжка.

Высота ступеней, а следовательно, и длина их должны быть так подобраны, чтобы конец перепада не врезался в глубокую выемку, где обычно вскрываются грунтовые воды. Глубокая выемка при наличии грунтовых вод не только удорожает сооружение, но и увеличивает время, нужное на его постройку. При вскрытии глубокой выемки с грунтовыми водами быстрое понижение их уровня открытой откачкой может повести к оползням и обвалам откосов выемки. Для работы в глубоких выемках предпочтителен глубинный водоотлив из скважин или иглофильтров, заложенных по периферии котлована или вынесенных за его пределы.

Высоту и длину ступеней следует подбирать так, чтобы перепад наиболее просто, без больших выемок вписывался в профиль земной поверхности. Насыпи у перепадов можно делать, однако уровень воды в колодцах должен быть не выше естественной поверхности; тогда, если даже швы и будут пропускать воду, она не окажет существенного, опасного влияния на насыпь. В таких случаях нет необходимости в устройстве застенных насыпей до верха продольных стенок перепада.

В многоступенчатых перепадах с большой глубиной воды над водосливами не рекомендуется небольшая высота стенок падения; при невысоких стенках истечение через водосливы может оказаться подтопленным или даже затопленным, что сделает весь гидравлический расчет мало надежным. Перепад иногда может оказаться в сущности быстротоком повышенной шероховатости с неизвестной величиной последней.

Выбор высоты ступени и, следовательно, числа их определяется наименьшей стоимостью сооружения и лучшими условиями эксплуатации его. С точки зрения гидравлики нельзя рекомендовать такую высоту ступени, при которой отношение сопряженной глубины в водобойном колодце к глубине в месте падения струи будет меньше двух. При отношении, равном или меньшем двух, не наблюдается обычной формы прыжка; вместо него наблюдается ряд волн, близких к стоячим. Эта форма сопряжения частей потока еще недостаточно изучена.

Как известно, потери энергии в прыжке выражаются формулой:

$$h_w = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1h_2} = h_1 \frac{(a-1)^3}{4a} = Ah_1, \qquad (6—1)$$

где h_2 и h_1 — сопряженные глубины прыжка;
a — их отношение;
A — параметр.

При $a = 2$ параметр $A = 0{,}125$; при $a = 5$ параметр $A = 3{,}2$, т. е. при повышении значений a потери в прыжке увеличиваются. Практика пока-

зывает наиболее употребительные значения $a = 5 \div 6$, а высоты ступеней $5 \div 3$ *м* и меньше для небольших сооружений.

Высота ступени p определяется из соотношения:

$$p = \frac{P_0}{N} + d, \qquad (6—2)$$

где P_0 — общее падение (рис. 6—2);
N — число ступеней;
d — глубина колодца.

В случае устройства в последней ступени водосливной стенки высотой d_1, высота ступени p найдется из выражения:

$$p = \frac{P_0 - d_1}{N} + d = \frac{P'}{N} + d, \qquad (6—3)$$

где $P' = P_0 - d_1$.

Затопление прыжка за водосливной стенкой обязательно; при известной бытовой глубине за перепадом и известной длине водосливной стенки нетрудно найти d_1 (рис. 6—4).

Продольные стенки могут быть двух видов: поперечного сечения с откосом внутрь перепада или с откосом к засыпке кладки (рис. 6—3); наиболее

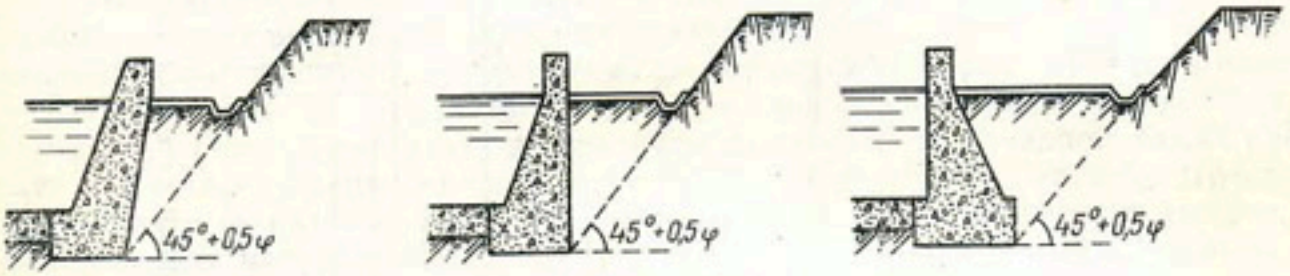


Рис. 6—3. Продольные стенки перепада.

тяжелой получается стенка с вертикальной наружной гранью (рис. 6—3, *в*). Если грунт в котловане держится с вертикальными и крутыми откосами, то для стенок (рис. 6—3, *а* и *б*) можно обойтись одной наружной опалубкой, в то время как для стенки, показанной на рисунке 6—3, *в*, надо устраивать опалубку с двух сторон. При эксплуатации сооружений с наклонными стенками в канал выпускается из них более широкий поток (рис. 4—1), спокойнее переходящий в бытовой за перепадом.

Как более тяжелая часть сооружения, передающая большие напряжения на основание, продольная стенка отделяется от флютбета швом. Для уменьшения давления грунта на продольные стенки и тем самым облегчения их размеров, вдоль них следует удалять грунт от их верха на ширину призмы обрушения грунта; можно также не доводить засыпку грунта до верха стен, придавая им форму парапета.

Для небольших по удельному расходу воды и падению перепадов наклонная стенка (рис. 6—3) может переходить в облицовку с одиночным заложением. Более пологое заложение облицовки ухудшает гидравлические условия потока в водобойном колодце (раскачка воды, набегание ее на откосы, выплески, сбойное течение за перепадом).

Стенки падения на непросадочных грунтах делаются заодно с продольными стенками, без шва; это дает экономию в объеме кладки и удобнее для производства работ. При отсутствии швов между продольными стенками и стенкой падения последняя работает не только как подпорная стенка, но и как балка, заделанная на опорах, загруженная давлением со стороны земли; кроме того, она сжимается усилием со стороны продольных стенок.

В связных грунтах и при низком стоянии грунтовых вод во время строительства представляется целесообразным устраивать наклонные стенки падения на длину отлета струи (рис. 6—4); при этом уменьшается высота

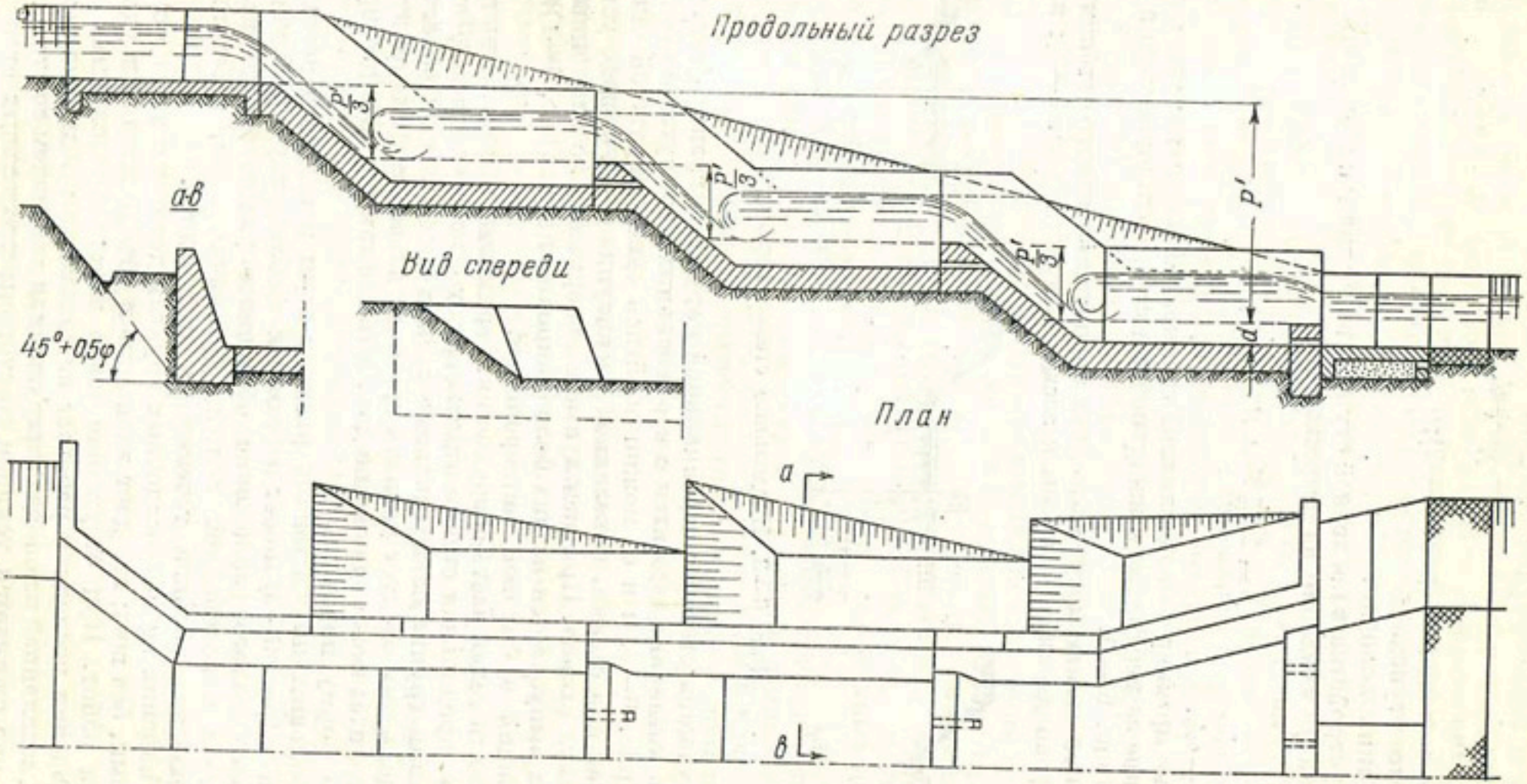


Рис. 6—4. Перепад с наклонными стенками падения.

продольных стенок в начале ступени, что ведет к меньшей строительной стоимости сооружения.

В водосливной стенке (над стенкой падения) необходимо оставлять отверстия размерами от 10 × 10 до 20 × 20 *см* для опорожнения колодцев во время выключения перепада из работы.

На длине (1 ÷ 1,5) H стены входа должны быть направлены так же, как и продольные стенки, что определяется условием симметричного входа воды в перепад (рис. 6—2); несимметричный вход воды может вызвать поперечную раскачку ее в колодцах, что повлечет за собой выплески воды за продольные стенки. Выплески эти, разжижая грунт засыпки за стенками, делают его более слабым и увеличивают давление грунта на стенки. Бурное движение воды через перепады сопровождается образованием слоя водяной пыли; чтобы от капелек воды грунт за сооружением не намокал, запас стенок над водой делают на 30—50% бо́льшим, чем в каналах и регуляторах. Кроме того, полезно делать отмостку (или бетонирование бровки) вдоль стенок, используемую для эксплуатационного надзора за состоянием сооружения. Крепление канала перед крупными перепадами следует делать, по возможности, не применяя мостовой. Случайно сорвавшиеся камни, попавшие в перепад и перекатываемые потоком воды, могут произвести значительные повреждения флютбета[1].

С целью устранения вредного действия попадающих в колодцы перепада камней следует водосливную стенку делать не сплошной, а с вырезами; такие перепады, называемые гребенчатыми, свободно пропускают через себя камни.

Наблюдения за грунтовыми водами под перепадом с большой разностью отметок уровней перед и за сооружением показали, что низовой канал работает в качестве дрены, снижая уровень бытовых грунтовых вод. Просачивающаяся из верхнего канала вода несколько приподнимает уровень грунтовых вод под перепадом, однако не создает под ним напорного потока, за исключением концевой части перепада. Некоторая неопределенность в установлении размеров зоны напорного потока может быть разрешена постановкой исследований пространственной модели перепада или совсем устранена устройством застенного дренажа (рис. 6—2), соединенного с нижним бьефом перепада (или с обратным фильтром сливной части). Тогда в зоне действия этого дренажа у продольных стенок перепада уровень грунтовых вод будет близким к уровню их в нижнем бьефе, что позволяет принимать толщину флютбета перепада конструктивно.

Для небольших перепадов с удельным расходом q, меньшим 2 *м*³/*сек*, толщину водобоя t принимают 0,35—0,40 *м*, при $q = 2$ *м*³/*сек* и высоте стенки падения p до 2 *м* принимают $t = 0{,}5$ *м*; при $p = 2{,}5$ *м* $t = 0{,}6 \div 0{,}7$ *м*; при $p = 3{,}5$ *м* и $q > 5$ *м*³/*сек* $t = 0{,}8 \div 1{,}0$ *м*. При иных значениях q и p толщина водобоя может быть найдена по следующей приближенной формуле:

$$t = 0{,}25\sqrt{q\sqrt{p}}, \qquad (6—4)$$

где все размеры в *м* и *сек*.

В небольших перепадах с $q \leqslant 2$ *м*³/*сек* понур устраивают на длине не менее $2H$, где H — глубина воды у входа в перепад; в перепадах с $q > 2$ *м*³/*сек* — не менее $3H$.

Выход. Работа нижней ступени и выходного участка перепада наиболее ответственна для сооружения; размывы в нижнем бьефе из-за неудовлетворительной работы указанных частей могут создать угрожающее состояние для всего сооружения.

Необходимо добиться надежного затопления прыжка нижней ступени и спокойного выпуска воды в канал со скоростями, допускаемыми для грунта канала и его одежды. Когда ширина перепада намного меньше ширины низо-

---

[1] Л. С. Вавилов. Образование котлов в дне колодцев на перепаде в арыке Анхор. «Вестник ирригации» № 7, Ташкент, 1930.

вого канала, следует или расширять последние ступени перепада или же низовой канал делать у перепада более узким, покрытым креплением (рис. 4—4), постепенно расширяя его до нормальной ширины. При устройстве в конце перепада обратных стенок за ними образуются воронки, вредно действующие на берега канала; здесь лучше делать раструбы или косые плоскости, причем откос и дно раструба следует хорошо укрепить [1].

Крепление за перепадом следует делать водопроницаемым и тяжелым (плиты, габионы, мощение, прикрытое габионной сеткой, прикрепленной кольями к дну) на длине, равной примерно длине колодца, и далее на такой же длине — легким (мостовая).

За колодцем может образоваться так называемое сбойное течение; возможно, что выходящая струя прижмется к одной из боковых стенок выхода, усиливая тем самым явление сбоя течения.

Можно добиться равномерного выпуска воды в канал, рассредоточивая падение струи на водобой путем устройства гребенчатой водобойной стенки предпоследнего колодца с протеканием воды не только между зубцами, но и над ними (рис. 6—5). Дно центральных щелей устраивают с небольшим скосом в сторону колодца, скос дна боковых щелей делают бо́льшим, но так,

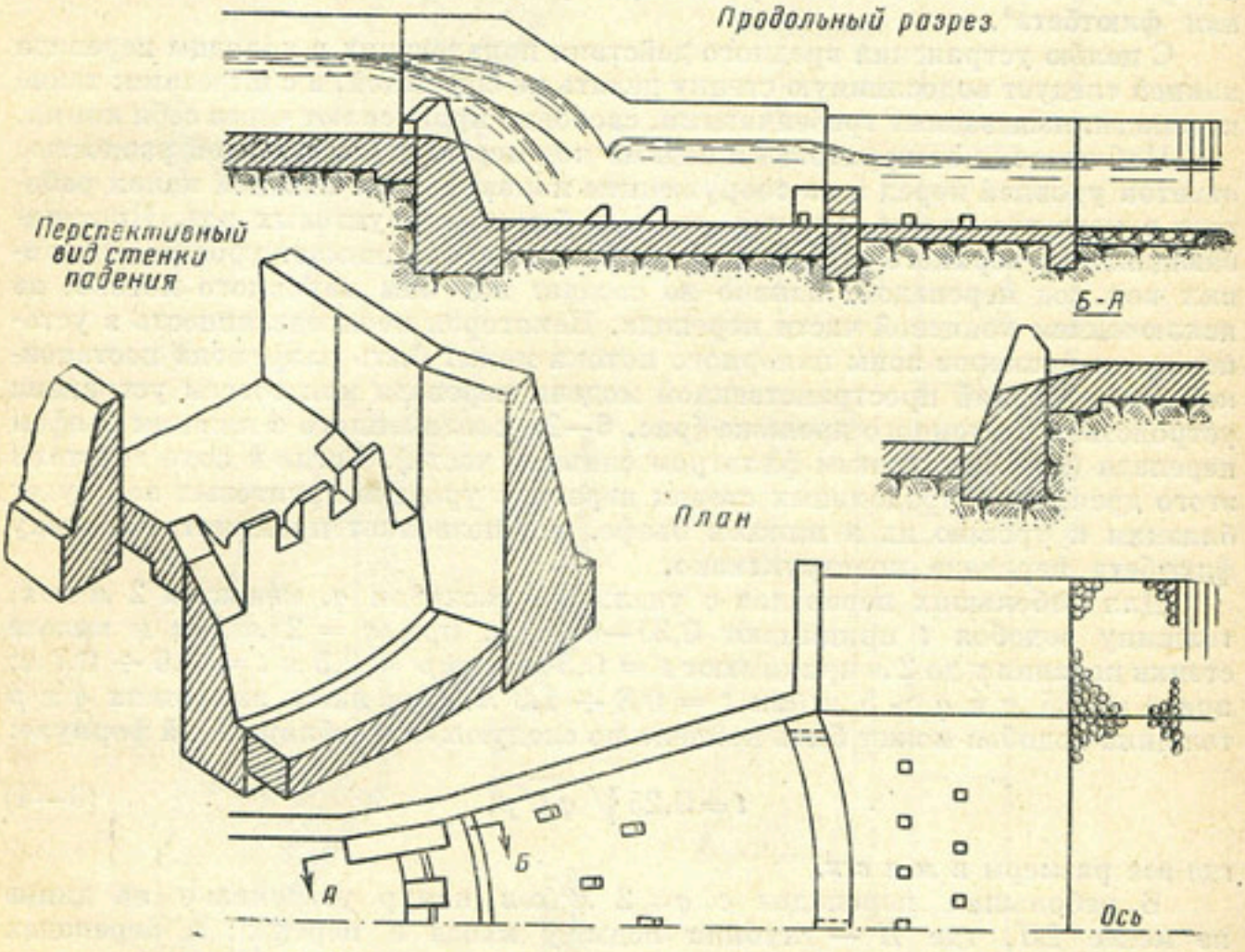


Рис. 6—5. Выход из перепада по типу водобойной стенки.

чтобы падающая струя не отделялась от дна скоса (во избежание вакуума). При таком устройстве на водобой будет падать несколько малых струй (семь — на рисунке 6—5) вместо одной мощной; падая на водобой в разных местах (из-за различия скосов щелей и подъема над гребнями), эти струи легче плющатся, следовательно легче затопляются, частично отражаются от дна поставленными там небольшими зубцами и движутся почти по всему

[1] В. М. Домбровский. Предупреждение размывов в нижних бьефах гидротехнических сооружений. «Гидротехника и мелиорация» № 2, 1950.

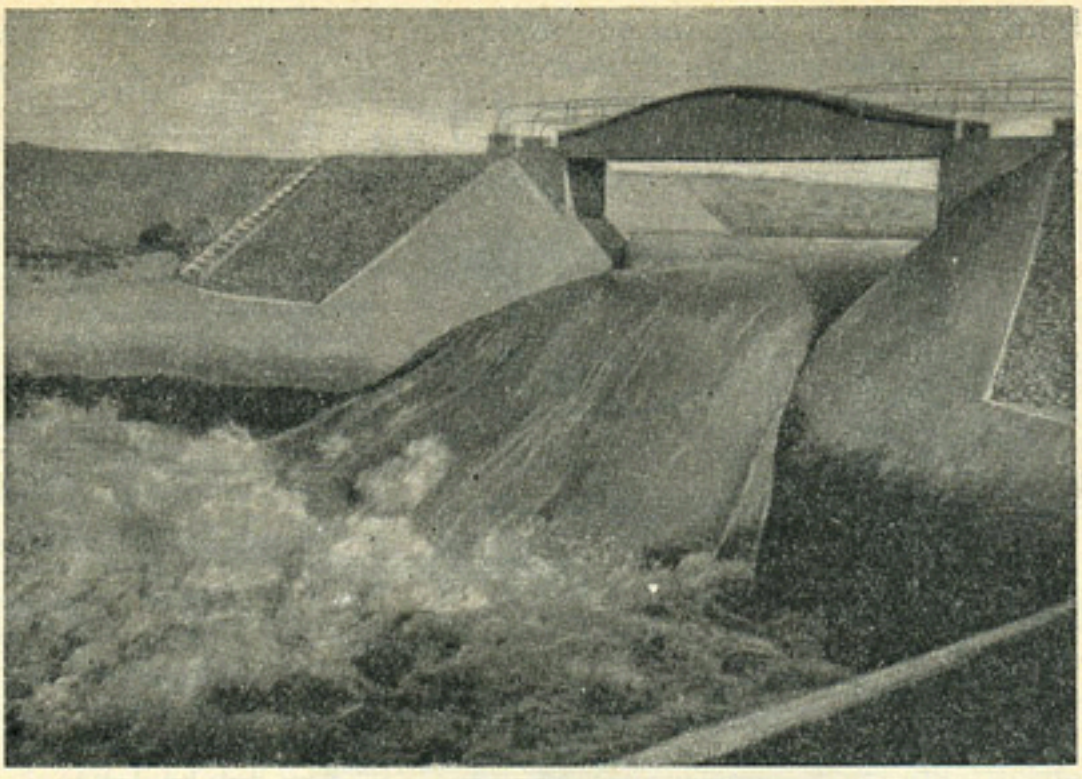


Рис. 6—6. Конический перепад на Большом Ферганском канале.

живому сечению. Глубокие бортовые скосы сделаны с целью завлечения воды вдоль бортов и устранения сбоя.

Полезно гребень делать криволинейным, как и очертание конца водобоя, что также способствует более равномерному выходу воды в канал. За водобоем на небольшом участке надо сильно укреплять канал; на бетонном креплении, ввиду его малой шероховатости, следует ставить искусственную шероховатость.

При большой разнице в ширине перепада и ширине канала выход делают, как показано на рисунке 6—20, ограничивая длину водобоя расчетной; далее продолжают роспуск ширины на крепленном участке канала; заложение роспуска в плане принимают $^1/_4$—$^1/_5$.

При устройстве на выходе из перепада водобойной стенки (рис. 6—5) необходимо обеспечить затопление прыжка как до, так и за водобойной стенкой, с коэффициентом затопления за стенкой до 1,20; в стенке необходимо устроить сливные отверстия для спуска воды из перепада после прекращения его работы.

Устройство криволинейного гребня водослива с центральным вырезом нашло применение в конических перепадах на Большом Ферганском канале. С целью равномерного распределения по конусу больших удельных расходов, криволинейный (круговой) гребень водослива устраивают приподнятым от краев к середине; равномерность распределения малых удельных расходов достигается устройством выреза в середине гребня водослива (рис. 6—6).

Железобетонные перепады. Приведенные выше соображения относятся к перепадам из массивной кладки (бетон, бут, кирпич); за некоторыми исключениями они применимы и к железобетонным перепадам (рис. 6—7 и 6—8); земля на этих рисунках не показана.

Перепад состоит из каркаса, образуемого продольными и поперечными рамами, жестко соединенными между собой железобетонными плитами.

Первая поперечная рама составляется из ребер (контрфорсов) и стенки падения; вторая, третья и четвертая — из контрфорсов и нижних (под флютбетом) балок; последняя из контрфорсов и водосливной стенки.

Боковые стенки служат внешними продольными рамами; внутренние продольные рамы составляются из подкосных балок (ребер), устраиваемых или под флютбетом или над ним.

Расстояние между ребрами рам выбирается таким, чтобы толщина плит между ними не была чрезмерной; при $q < 2$ *м*³/*сек* и $p \cong 1{,}5$ *м* толщина плит около 12—15 *см*; при большем расходе и падении — толщина 15—20 *см*, для крупных сооружений — толщина 25—30 *см*. Элементы рам рассчитывают как ребристые конструкции; для крупных сооружений — на упругом основании.

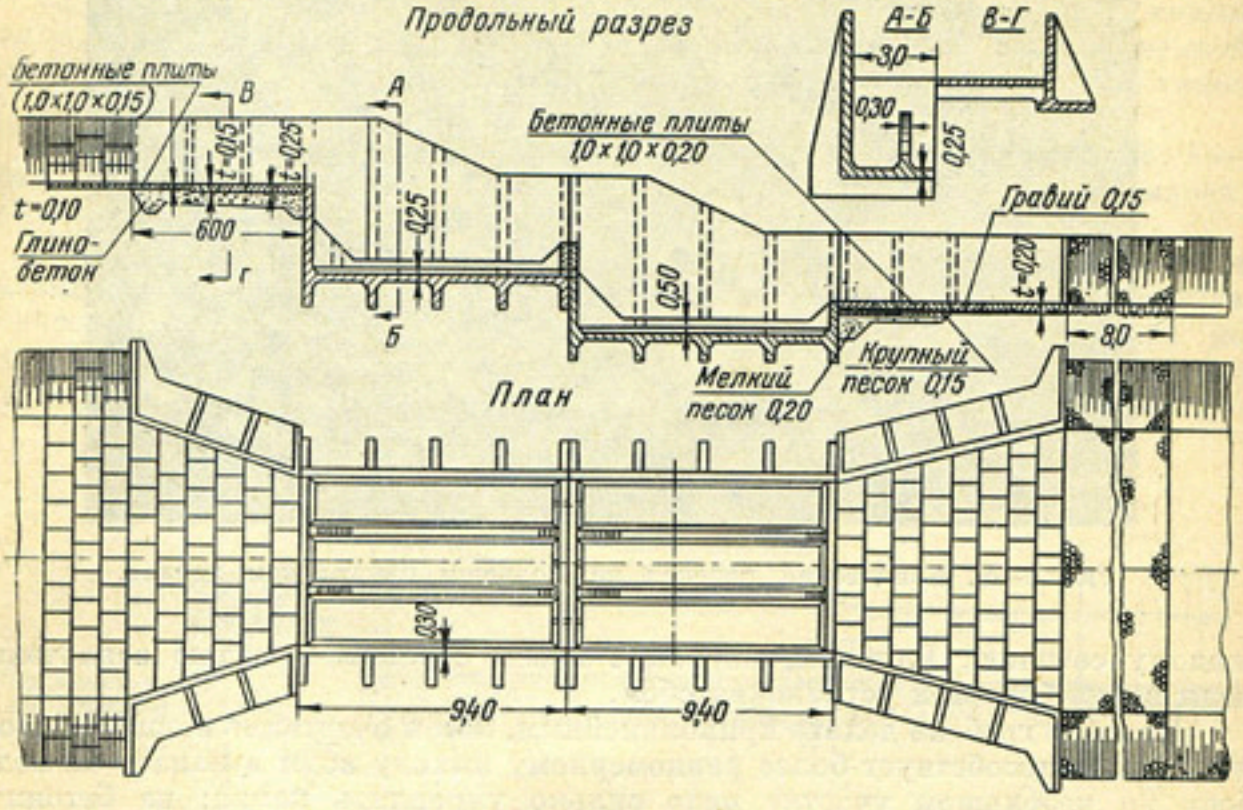


Рис. 6—7. Железобетонный перепад.

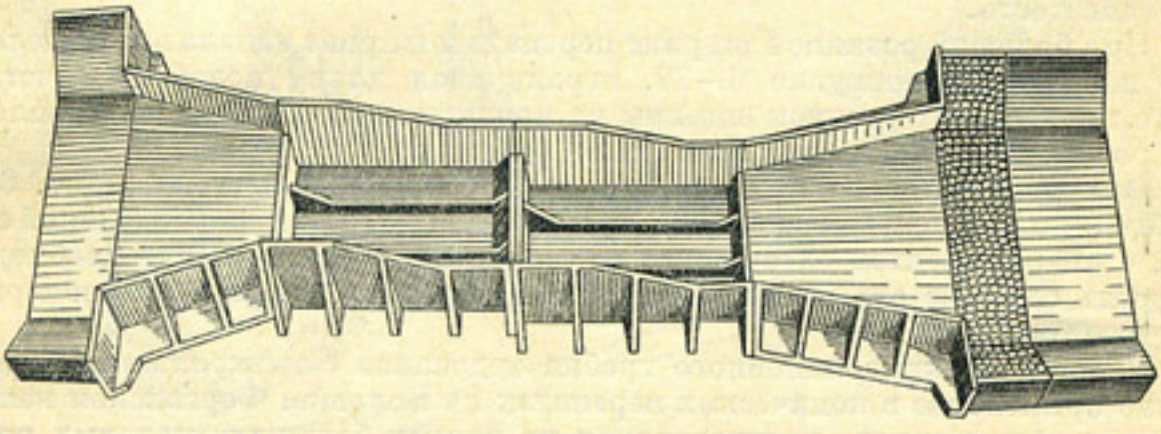


Рис. 6—8. Вид сверху на железобетонный перепад (земля снята).

Флютбет жестко, без шва, соединяется со стенками.

Гребенчатые перепады. В случае возможности попадания камней в канал (например, при продолжении канала по косогору) они, дойдя до перепада, не всегда выносятся из него потоком воды, часто остаются в водобойных колодцах, увлекаются вихрями и, истираясь сами, истирают кладку перепада. В практике наблюдались случаи истирания бетона перепада твердыми камнями на глубину до 70 *см* и более. В тех случаях, когда перепад работает непрерывно и длительно и не имеется возможности периодического осмотра его флютбета, может оказаться полезным устройство гребенчатого перепада, т. е. такого, у которого водосливная стенка не сплошная, а составлена из ряда зубцов, образующих гребенку; между зубцами камни могут проходить свободно. Очевидно, что при такой конструкции водосливных стенок необходимо устраивать нижнюю ступень без водобойного колодца во избежание

скопления в нем камней и заканчивать водобой одним или двумя рядами зубцов для затопления прыжка и спокойного выпуска воды в канал.

В гребенчатых перепадах обеспечивается свободный доступ воздуха под падающие струи. Зубцы гребенки можно устраивать высокие или низкие; при высоких зубцах вода проходит только между ними, а при низких — и между ними и над ними. Первый вид зубцов поддается гидравлическому расчету (свободное истечение через водослив с широким порогом), для второго — расчет неопределенен вследствие того, что над зубцом будет наблюдаться растекающийся поток, еще мало изученный; поэтому трудно точно установить доли расхода, идущие над и между зубцами. Вторая система зубцов более эффективна в отношении гашения энергии воды на водобое.

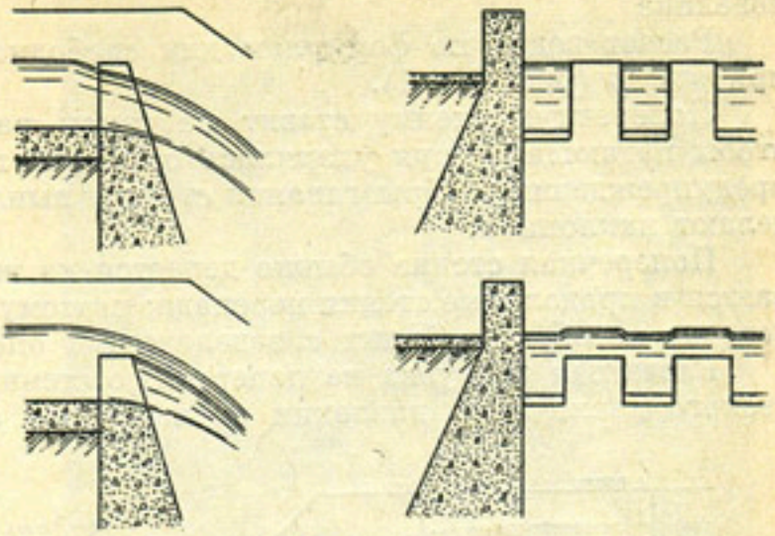


Рис. 6—9. Гребенчатые перепады.

Промежутки между зубцами должны быть достаточно широки для пропуска камней, примерно вдвое шире размера камня. Зубцы должны быть рассчитаны на полный гидростатический напор и на двойной скоростной, считая по створу зубцов. Зубцам придают прямоугольную (рис. 6—9) или трапецеидальную форму с переливом или без перелива воды над ними; такие перепады называют также щелевыми. В одноступенчатом перепаде за каждой щелью устраивают горизонтальные полуциркульные балкончики, способствующие расширению падающей струи и выпуску ее более спокойно в нижний бьеф (рис. 6—10).

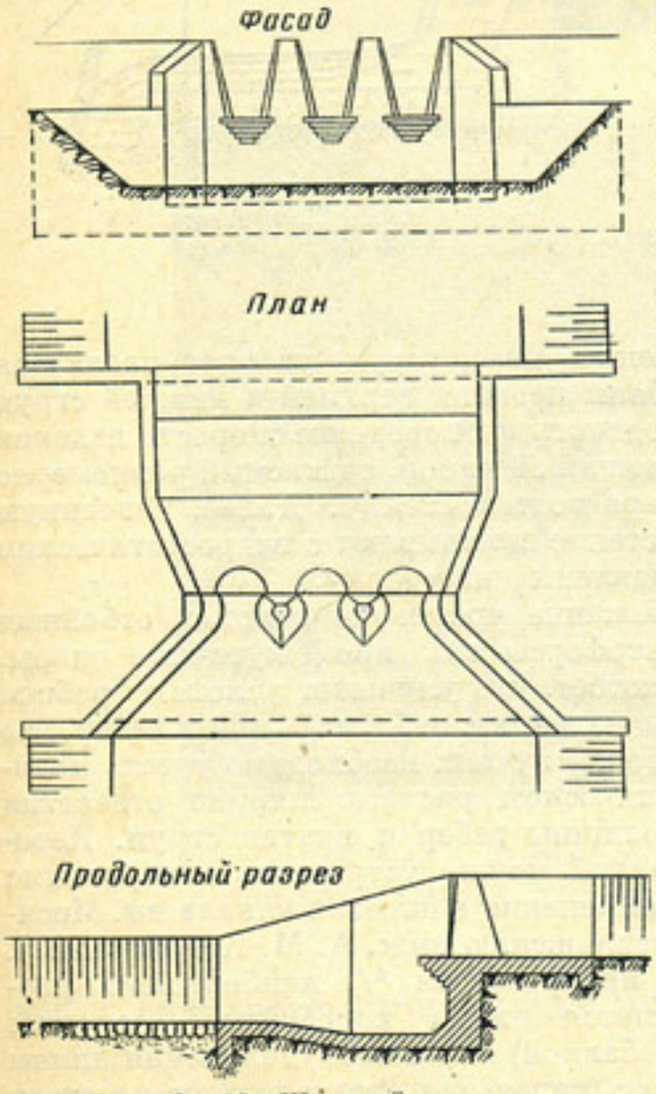


Рис. 6—10. Щелевой перепад.

Полунапорные перепады отличаются от ступенчатых перепадов с колодцами наличием за водосливом поперечной (отбойной) стенки, отчасти гасящей энергию.

В полунапорных перепадах ступени короче, чем в колодезных; длина ступени без колодца в пределах $(1{,}5 \div 2)\ (H + p)$; следовательно, такие перепады применимы без больших выемок на крутых склонах. В полунапорных перепадах нет необходимости в затоплении прыжка на каждой ступени, кроме последней; ступени рассчитываются на наибольшую допускаемую для их материала скорость воды. При расчете полагают, что струя, достигнув за отбойной стенкой сжатой глубины, сохраняет ее и далее; такое допущение

не точно; однако, принимая во внимание небольшую длину ступеней и наличие у них небольшого уклона (1—2% для стока воды при выключении перепада из работы), можно считать, что допускаемая при этом погрешность невелика.

Расчет ведут по формулам для свободного истечения из-под затвора, при $y < p$ (рис. 6—11).

Поперечную стенку ставят на таком расстоянии от стенки падения, чтобы падающая струя ударялась о нее, не проскакивая в отверстие. Для предупреждения разбрызгивания струи и выплескивания ее из трубы стенку делают наклонной.

Поперечная стенка обычно делается из железобетона и жестко заделывается в продольные стенки перепада; поэтому толщина ее находится из расчета на изгиб, как балки с заделанными опорами.

Расчетная нагрузка на поперечную стенку составляется из гидростатического давления и давления от падающей струи. Последнее определяют

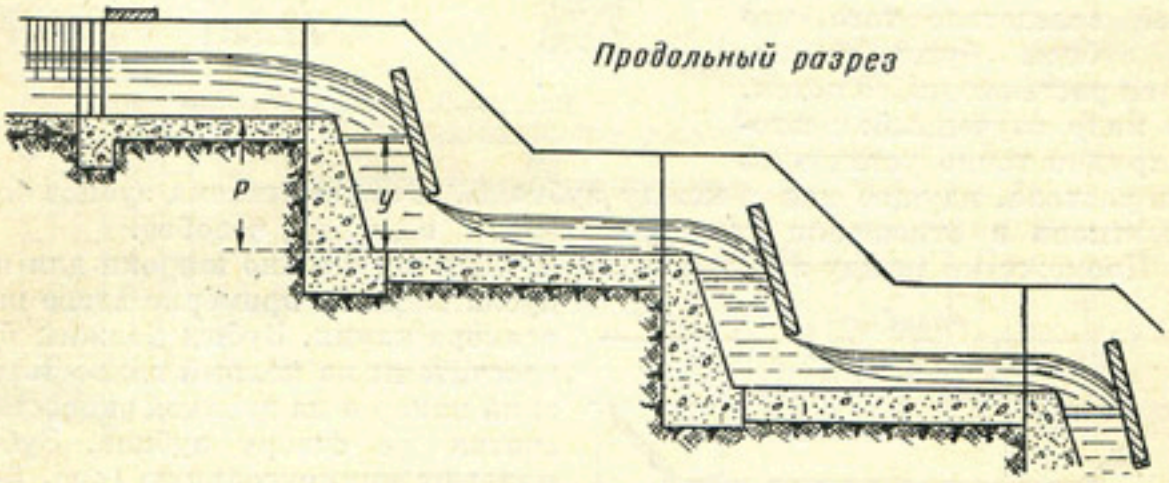


Рис. 6—11. Полунапорный перепад.

таким образом: находят площадь стенки, на которую ударяет падающая струя (для чего надо построить параболы падения верхней и нижней струи до пересечения их со стенкой), затем подсчитывают среднюю скорость падения воды в плоскости стенки и соответствующий ей напор, считаемый равномерно распределенным по всей площади удара воды о стенку. Далее, удвоенную проекцию этого напора на нормаль к стенке складывают с гидростатическим напором и получают распределение давлений на стенку.

При широких перепадах, во избежание чрезмерно толстых отбойных стенок, следует поставить к ним контрфорсы как промежуточные опоры, передающие давления от стенок на флютбет, что улучшает условия работы последнего, или жестко связать стенку падения с отбойной рядом ребер, что облегчает работу стенки падения. В обоих случаях необходимо учесть наличие контрфорсов или ребер в гидравлическом расчете: ширина отверстия под стенкой уменьшается на сумму толщины ребер и сжатия струи. Перепады с отбойной (расщепительной) балкой можно устраивать с короткими водобойными колодцами. Они нашли применение в шлюзах канала им. Москвы и на оросительных каналах (по предложению инж. А. М. Каграманова). Под балкой (рис. 6—12) свободно пропускается $^2/_3$ наибольшего расхода; для этого случая и отыскивается длина водобойного колодца; пропуск всего расхода (т. е. $^1/_3\ Q$ над балкой) не влечет увеличения длины колодца. При пропуске $^2/_3\ Q$ свободно падающая струя должна касаться балки.

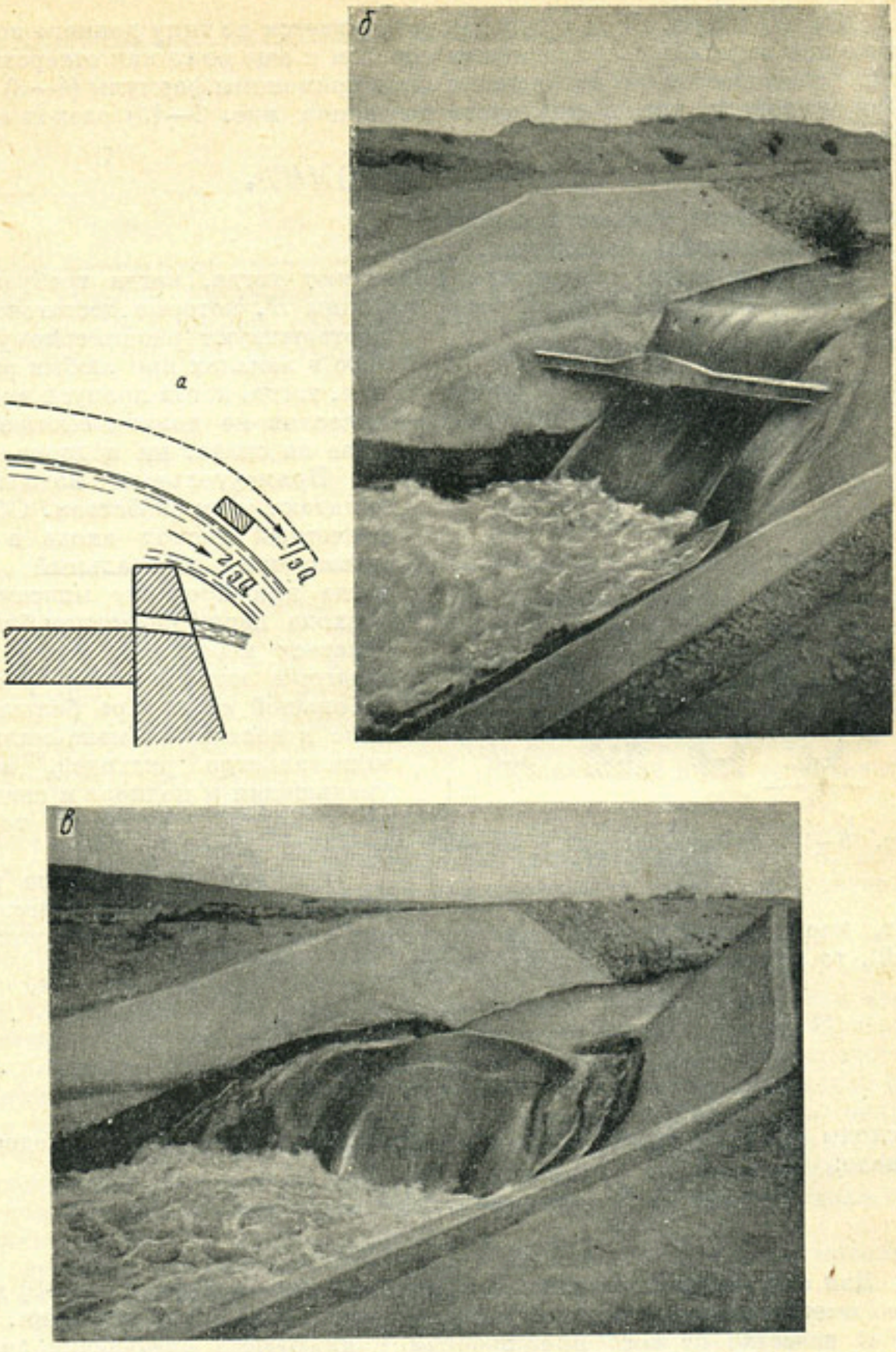


Рис. 6—12. Перепад с расщепительной балкой:
а — расчетная схема; *б* — расход менее $^2/_3$ расчетного; *в* — расчетный расход.

§ 6—2. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПЕРЕПАДОВ

Задачи гидравлического расчета перепада заключаются в установлении основных размеров его частей, обеспечивающих нормальные условия движения воды при входе в перепад, в самом сооружении и при выходе ее в нижний бьеф.

Расчет входа. Вход в перепад устраивается по типу донного водослива, реже как водослив с приподнятым порогом и еще реже как отверстие. Истечение совершается как свободное и здесь применимы формулы (4—3) и (4—4). При устройстве трапецеидального водослива (рис. 6—13) расход его находится из формулы:

$$Q = \varepsilon (b + 0{,}8nH) M H_0^{3/2}, \qquad (6—5)$$

где b — ширина трапеции понизу;

n — заложение ее откосов.

Трапецеидальные водосливы применяют тогда, когда требуется поддерживать перед водосливом такие глубины H, которые достаточно точно соответствуют равномерному движению в каналах при любых расходах, т. е. тогда, когда пропуск воды через водослив не должен вызывать в канале ни спада, ни подпора.

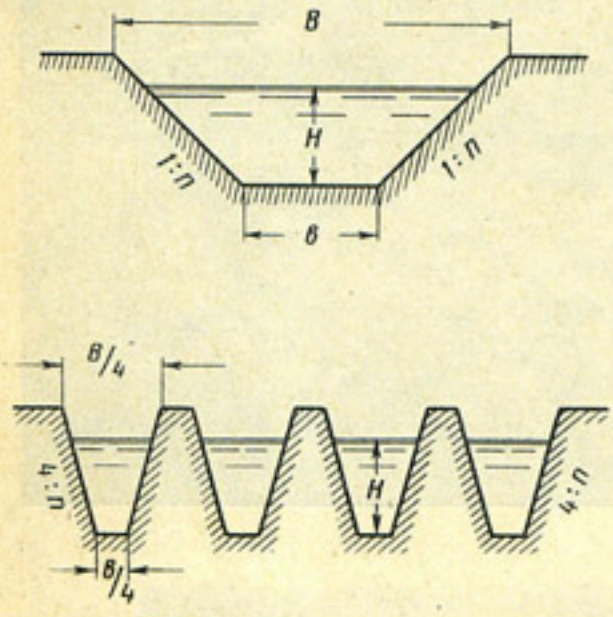


Рис. 6—13. Трапецеидальный и щелевой водосливы.

Прямоугольные водосливы не обладают этим свойством. Обычно за расчетный расход входа в перепад принимают нормальный расход; тогда при пропуске максимального расхода перед перепадом будет создаваться небольшой подпор, а при пропуске минимального расхода — небольшой спад. При большой разнице в величинах максимального и минимального расходов, в целях уменьшения и подпора и спада, входу в перепад придают трапецеидальную форму [1].

Так как в уравнение расхода через трапецеидальный водослив входит, кроме неизвестной b, еще и n (заложение наклонных стенок трапеций), то для отыскания их необходимы два уравнения [2]:

$$\left.\begin{aligned} b + 0{,}8nH_1 &= \frac{Q_1}{M H_{01}^{3/2}} \\ b + 0{,}8nH_2 &= \frac{Q_2}{M H_{02}^{3/2}} \end{aligned}\right\} \qquad (6—6)$$

Расходы Q_1 и Q_2 берутся для следующих горизонтов воды в подводящем канале:

$$\left.\begin{aligned} H_1 &= H_{max} - 0{,}25 (H_{max} - H_{min}) \\ H_2 &= H_{min} + 0{,}25 (H_{max} - H_{min}) \end{aligned}\right\} \qquad (6—7)$$

Для отыскания значений b и n по решенным уравнениям (6—6) необходимо иметь кривую зависимости расхода канала от его наполнения.

В качестве первого приближения принимаются следующие значения коэффициента расхода (табл. 6—1).

Щелевой водослив получается из трапецеидального путем разбивки его на несколько узких щелей (на рисунке 6—13, например, на четыре); тогда заложение щелей будет составлять $4 : n$.

Если придать граням трапеций щелевого перепада плавно обтекаемые формы, как показано на рисунке 6—10, то получим $\varepsilon = 1$ и следующие коэффициенты расхода (табл. 6—2).

---

[1] Полное соответствие глубин равномерному движению будет при криволинейном очертании водослива.

[2] В. Д. Журин. Гидравлический справочник. Ташкент, 1929.

Таблица 6—1

H/b	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5
m	0,37	0,415	0,430	0,435	0,45
M	1,68	1,84	1,91	1,93	2,00

Расчет водобоя. Кинетическая энергия воды на перепаде преобразуется в другие ее виды затоплением падающих в колодцы струй. Затоплением прыжка в колодцах перепада достигаются следующие цели: флютбет водобоя,

Таблица 6—2

H (в $м$)	До 1	1,5	2,0	2,5
M	2,10	2,15	2,20	2,25

защищенный слоем воды, слабее истирается падающей струей и содержащимися в ней наносами; струя, падая на воду колодца, тем самым скорее (относительно) успокаивается и тем с меньшей динамичностью действует на сооружение, чем больше масса воды колодца; уменьшается образование водяной пыли; наконец, затопление падающей струи гарантирует соответствие расчета условиям работы перепада, т. е. невыскакивание струи из колодца, что было бы опасным и для целости сооружения и для устойчивости грунта русла за сооружением.

Струя воды, падая в колодец, не растекается сразу во всей массе воды колодца, а движется по флютбету сначала сосредоточенной струей, потом постепенно расширяется и, ударяясь о водосливную стенку, переливается через нее в следующий колодец.

Под струей образуются незамкнутые вихри: у вертикальной стенки падения относительно спокойные и устойчивые по размерам для постоянного расхода через перепад, а у водосливной стенки — менее спокойные и менее устойчивые, вследствие пульсирующего давления главной струи. Наибольший вихрь образуется над струей с бурным состоянием воды в нем вследствие пульсации главной струи и выделения из нее захваченного ею воздуха при падении в колодец. Форма, интенсивность, размеры и даже число вихрей зависят от размеров и формы элементов колодца и расхода воды через перепад.

Гидравлическим расчетом водобоя устанавливают его минимальные вертикальные и горизонтальные размеры, обеспечивающие вполне удовлетворительную работу.

В перепадах прямоугольного сечения постоянной ширины существующий прием расчета водобойного колодца заключается в следующем. Предполагают, что падающая струя ударяется о флютбет и приобретает в месте падения наименьшую толщину h_1 (рис. 6—14), которая сопрягается надвинутым прыжком с водой колодца; подсчитывают сопряженную с h_1 глубину h_2 по формуле:

$$h_2 = 0{,}5\, h_1 \left[\sqrt{1 + \frac{8\alpha q^2}{g h_1^3}} - 1 \right], \qquad (6—8)$$

где α — коэффициент Кориолиса, принимаемый равным 1,05—1,1.

Далее, придают такие размеры глубине колодца d, чтобы высота H_1 переливающейся воды через гребень над второй ступенью, сложенная с d, была не меньше h_2, т. е. чтобы:

$$d + H_1 > h_2. \qquad (6—9)$$

Для нахождения глубины h_1 пользуются уравнение падения струи.

$$\left.\begin{aligned} v_1 &= \varphi\sqrt{2g(H_0+p-h_1)} \\ q &= \varphi h_1\sqrt{2g(H_0+p-h_1)} \end{aligned}\right\}, \quad (6-10)$$

или

где v_1 — горизонтальная скорость в месте падения струи;

q — расход на 1 пог. *м* ширины колодца в месте падения струи;

p — высота стенки падения;

$H_0 = H + \frac{v_2}{2g}$ глубина воды над порогом входа в ступень перепада, сложенная с напором от подходной скорости;

φ — коэффициент скорости.

Неточность описанного способа расчета заключается в следующем. По существу рассматривается падение струи в воздухе, для чего и отыскивается h_1; потери энергии при прохождении струей толщи воды слоем $d + H_1$,

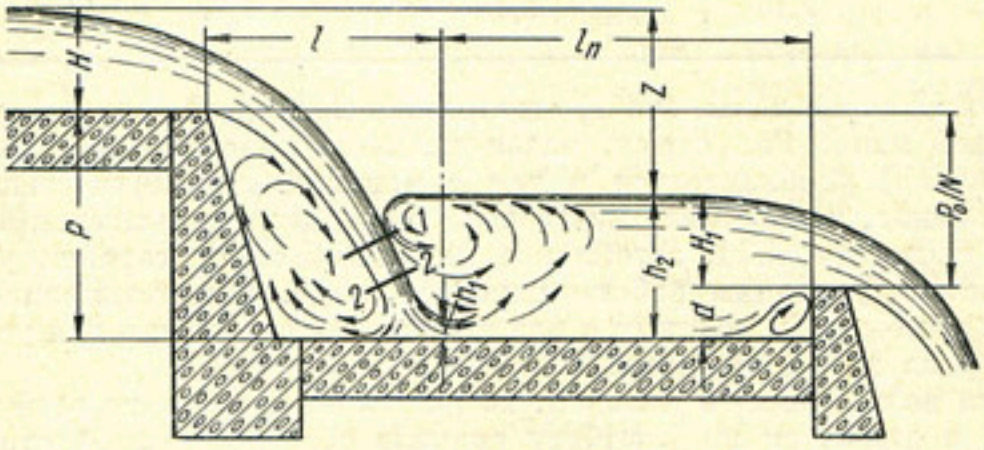


Рис. 6—14. Расчетная схема водобоя перепада.

вызывающие расширение струи на пути от уровня воды в колодце до флютбета, не учитываются. Реакция водобойной стенки учитывается гидростатически, а не гидродинамически.

Опыты проф. В. А. Шаумяна показали, что при $d + H_1 = 0{,}90\ h_2$ образуется устойчивый прыжок, если $d \geqslant 0{,}25\ h_2$; поэтому нет необходимости придавать $d + H_1$ величину $(1{,}10 \div 1{,}15)\ h_2$, как это до сих пор практикуется. Лишь в нижней ступени для обеспеченности спокойного входа воды в канал следует принимать $(d + H_1) \geqslant (1{,}10 \div 1{,}15) h_2$.

Учитывая сделанные замечания, можно в формулах (6—10) принимать следующие величины коэффициента φ (табл. 6—3):

Таблица 6—3

p (в *м*)	1	2	3	4	5
φ	0,97	0,94	0,91	0,89	0,87

Расчетная схема водобоя перепада по рисунку 6—14 несколько упрощает изучаемое движение; струя, падая, постепенно сужает свою толщину до h_1, до так называемой с ж а т о й т о л щ и н ы на флютбете т. е. струя постепенно увеличивает скорость. Если взять два сечения струи *1—1* и *2—2* и подсчитать для них величины удельных энергий (т. е. отнесенных к уровню поверхности водобоя), то получим, что:

$$h_2+\frac{v_{a1}^2}{2g}=\mathcal{Э}_1<\mathcal{Э}_2=h_2+\frac{v_{a2}^2}{2g}\,, \qquad (6—11)$$

где v_{a1} и v_{a2} — средние скорости течения в сечениях *1—1* и *2—2*;
h_2 — глубина воды на водобое.

Выходит, что струя, перемещаясь в водной массе, не только не затрачивает свою энергию на движение, но откуда-то ее приобретает; поэтому надо полагать, что толщина струи в сечении *2—2* больше, чем в сечении *1—1*, т. е. $v_{a2}<v_{a1}$, тогда $\mathcal{Э}_1$ будет больше $\mathcal{Э}_2$. Следовательно, струя, поступая в водную массу, должна не сжиматься, а расширяться.

Если принять (в сторону запаса), что струя в водобойном колодце не расширяется и сохраняет свою толщину той, которую она приобретет на уровне воды в водобое, то эту толщину h можно найти (без подбора) из уравнения:

$$q=\varphi h\sqrt{2gz_0}\cong\varphi h\sqrt{2g\frac{P_0}{N}+v^2}\,, \qquad (6—12)$$

где z — разность уровней в двух соседних ступенях;
P_0 — общее падение на перепаде (рис. 6—2);
N — число ступеней перепада.

Величина z легко определяется по рисункам 6—2 и 6—4, зная величину P_0/N и H, находят H_1, а по ним и z. Сопряженную глубину с h находят по уравнению (6—8) и по формуле (6—9) определяют глубину колодца.

Для затопления прыжка в колодце необходима не только одна достаточно большая глубина воды в нем; надо длину его сделать такой, чтобы вода в нем успела относительно выровнять свое движение и более спокойно переливаться в следующую ступень колодца; при недостаточной длине колодца отраженная от флютбета падающая струя будет с большой силой ударять о гребень водослива; кроме того, уровень воды не успеет установиться в колодце и прыжок окажется незатопленным.

Длина ступени составляется из длины отлета струи l и длины прыжка $l_{пр}$. Длина отлета точки, падающей с горизонтальной начальной скоростью v с высоты y, как известно из механики, равна:

$$l=\varphi v\sqrt{\frac{2y}{g}}=0{,}45\,\varphi v\sqrt{y}\cong 0{,}43\,v\sqrt{y}, \qquad (6—13)$$

где v — начальная горизонтальная скорость схода.

Принимая $y=p+0{,}5\,H$ и скорость v как среднюю и равную $0{,}67\sqrt{2gH_0}$, округляя, получим (с небольшим запасом) формулу, хорошо согласующуюся с наблюдениями для струи, сходящей с широкого порога:

$$l=\varphi\sqrt{H_0(2p+H)}. \qquad (6—14)$$

При водосливе с острой кромкой величина v в формуле (6—14) вычисляется для глубины над кромкой водослива, примерно равной $^2/_3\,H_0$.

Длина прыжка зависит от q, v, p, d, длины и формы ступени и других факторов; по-видимому, вследствие многообразия причин, влияющих на длину прыжка, последняя не получила еще законченного выражения.

Учитывая динамичность реакции водобойной стенки, проф. В. А. Шаумян предложил формулы для длины прыжка с водобойной стенкой и при отсутствии водобойной стенки, придавая которым более простое выражение, получим соответственно:

$$l_{пр}=3{,}2\,h_2; \qquad (6—15)$$

$$l_{пр}=4{,}3\,h_2. \qquad (6—16)$$

Расчет водобоя ступенчатого перепада с прямоугольным поперечным сечением, расширяющимся по длине ступени от b в начале до B в конце (нижняя ступень на рисунках 6—2 и 6—4).

Расчет водобоя в общем сохраняется прежним; сопряженная глубина h_2 находится из формулы прыжковой функции, имеющей для прямоугольного русла перепада следующий вид:

$$\frac{Q^2}{g\omega_1}+\frac{\omega_1 h_1}{2}=\frac{Q^2}{g\omega_2}+\frac{\omega_2 h_2}{2}, \qquad (6—17)$$

где ω_1 — живое сечение в месте падения струи, равное bh_1;

ω_2 — живое сечение за местом падения струи, равное Bh_2;

B — ширина колодца в конце ступени.

Длина ступени назначается по-предыдущему.

Расчет выхода. Если выход устроен как колодец (рис. 6—2), то его расчет можно вести по формуле (6—17); при этом надо стремиться выпустить воду в канал не сосредоточенной струей, а струей, идущей по всей ширине канала. С этой целью ширину выходного конца водобоя делают такой же, как и ширину канала по дну.

Однако при больших разницах в ширине перепада и канала устроенный, как показано на рисунке 6—2, выход может не обеспечить равномерного вытекания воды из перепада в канал; вода будет выходить сосредоточенной срединной струей, образуя по бокам вальцы с вертикальной осью, в которых будет циркулировать вода.

С целью выравнивания удельных расходов потока при выходе его из последней ступени перепада или даже создания некоторого (незначительного) превышения их у продольных стенок по сравнению с удельными расходами в середине потока водобойную стенку на выходе устраивают не горизонтальной, а слегка приподнимающейся от стен к середине. Формы такой стенки устанавливаются путем лабораторных исследований для условий пропуска нормального расхода; тогда при пропуске наибольшего и наименьшего расходов удельные расходы на водосливной стенке не будут распределяться равномерно, но отклонения от равномерности будут невелики.

§ 6—3. БЫСТРОТОКИ

Конструкция быстротоков. Быстротоками называют такие сооружения, которые с большими скоростями переводят воду из верхнего канала в нижний по лотку без отделения струи воды от лотка. Уклон дна лотка быстротока всегда делается больше критического, почему истечение воды через вход в быстротоках не зависит от движения ее по лотку. Расчет входа в быстротоках поэтому ничем не отличается от расчета входа в перепад.

Вследствие больших скоростей движения воды по быстротоку, его размеры и уклон определяются заданной наибольшей допускаемой скоростью для материала лотка и качества воды (в отношении содержания в ней наносов).

Быстротоки состоят из входа, самого лотка-быстротока (водоската), успокоителя и выходной части, соединяющей лоток с нижним каналом (рис. 6—15).

Вход в быстроток. У длинных быстротоков входную часть делают такой же, как и у перепадов; в коротких быстротоках, пропускающих большие расходы воды, вход устраивают по плавно очерченной воронке. Вызывается это тем обстоятельством, что вследствие большого отжима потока от стен прямолинейной воронки основная масса потока движется по середине лотка, что значительно осложняет работу водобойного колодца или других конструкций перехода в нижний бьеф и вызывает образование массы брызг и тумана. В длинных быстротоках отмеченная неравномерность потока сглаживается к подходу в водобойный колодец, но в них наблюдается другое характерное явление.

На рисунке 6—16 показан пропуск весеннего паводка (с расходом около 180 *м*³/*сек*) через гладкий быстроток, вход в который устроен по типу обратных стенок, т. е. довольно грубых форм. Как видно из рисунка, у входа

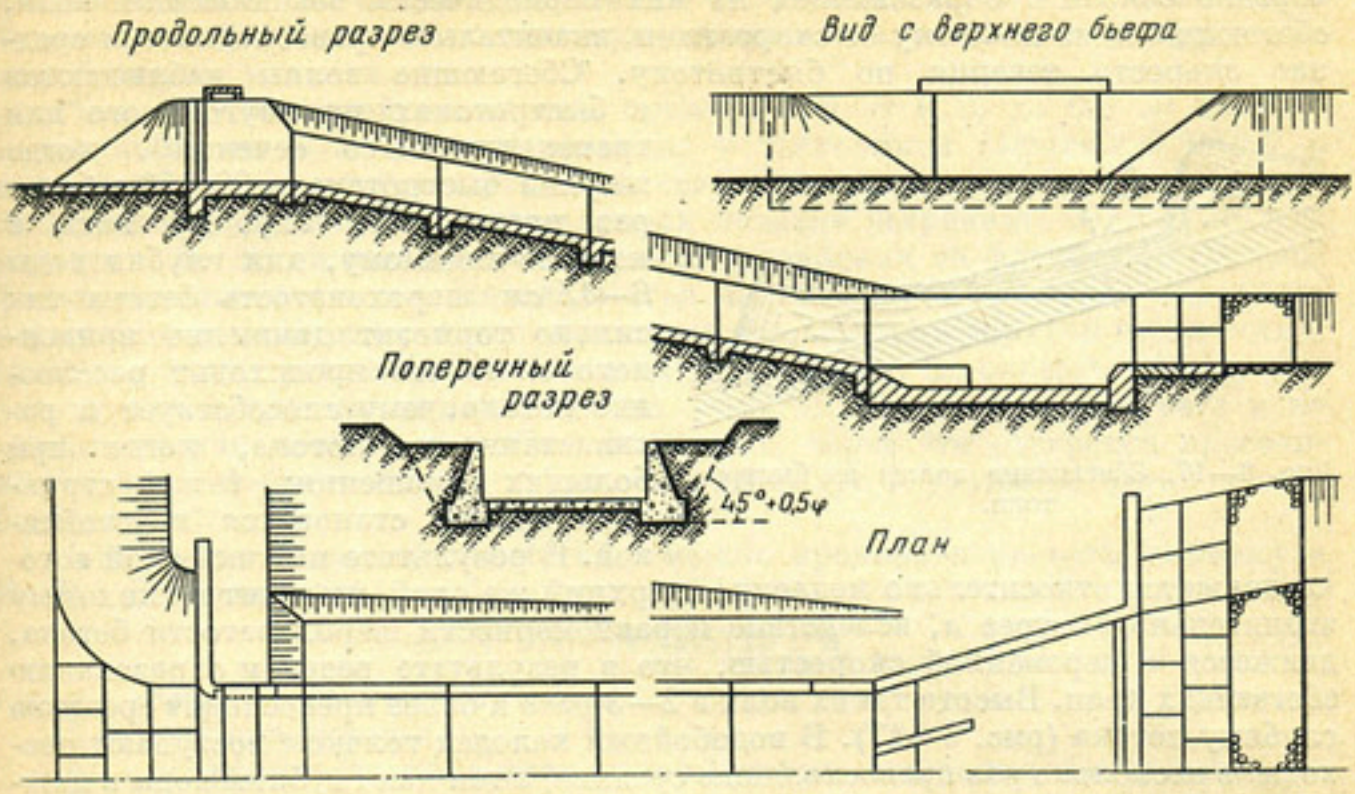


Рис. 6—15. Бетонный быстроток.

наблюдается большой отжим потока от продольных стенок с характерной выпуклостью поверхности его в середине быстротока, сохраняемой и ниже по течению. Характерно также волновое перемещение масс воды. Следствием

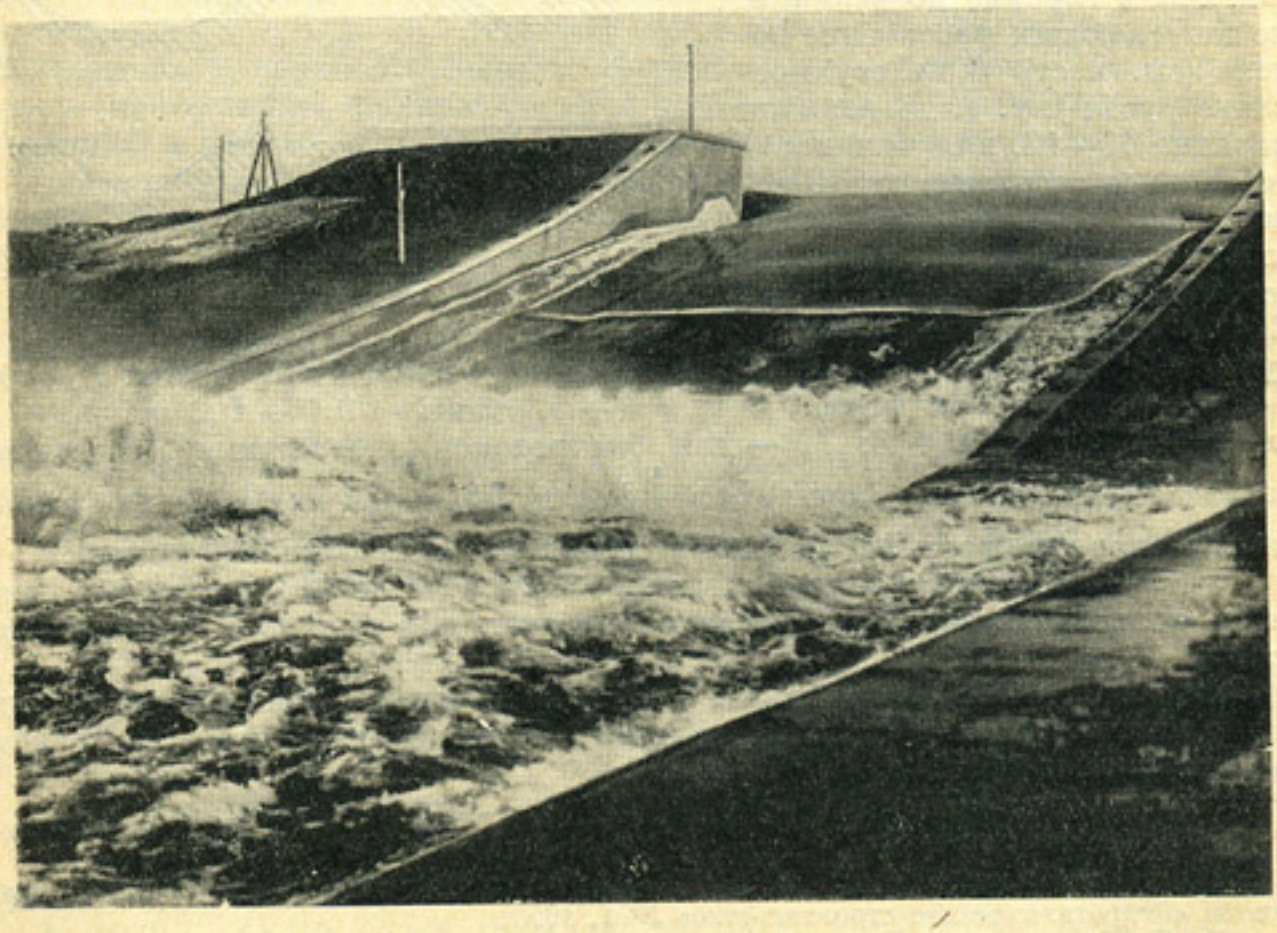


Рис. 6—16. Пропуск паводка через быстроток.

этого являются большие удельные расходы по середине потока, меньшие у стен и неравномерное поступление воды в нижний бьеф.

Лоток быстротока. Пропуск малых расходов через длинные быстротоки нередко связан с образованием на них периодически возникающих волн, сбегающих вниз по лотку со скоростями, значительно превосходящими средние скорости течения по быстротоку. Сбегающие волны наблюдаются в быстротоках прямоугольного или трапецеидального сечения [1], когда ширина быстротока в 20—50 и более раз превосходит глубину воды в нем; по-видимому, для глубин воды 6—15 *см* шероховатость бетона так сильно тормозит движение придонного слоя, что происходит расслоение потока, чему способствует и распластанность потока, когда при больших отношениях b к h структура потока становится неустойчивой. В результате нижний слой потока движется относительно медленно, верхний же слой скользит по нижнему значительно быстрее и, вследствие неравномерности шероховатости бетона, движется с переменной скоростью, что в результате ведет к образованию сбегающих волн. Высота таких волн в 2—3 раза и более превосходит среднюю глубину потока (рис. 6—17). В водобойный колодец толчком поступают расходы в несколько раз превосходящие средние, а так как глубины воды в нижнем бьефе при этом невелики, то, несмотря на малые расходы, в нижнем бьефе могут наблюдаться размывы.

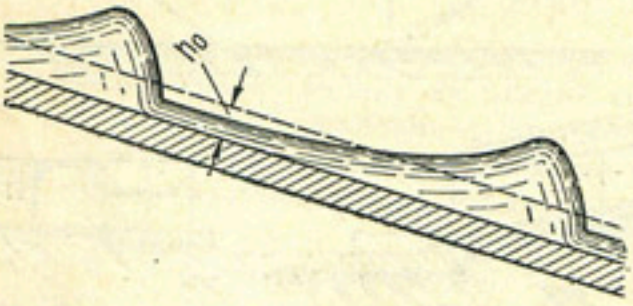


Рис. 6—17. Сбегающие волны на быстротоке.

Бороться с этим явлением можно, уменьшив отношение ширины к глубине до величин, не допускающих расслоение потока (см. часть 6, «Регулирование русел»), т. е. до величин порядка 10—12, для чего горизонтальное очертание дна в поперечном сечении быстротока следует заменять на желобчатое, криволинейное, фигурное. Е. П. Федоров рекомендует следующие безволновые (рис. 6—18) поперечные сечения быстротоков: *I* — для $i < 0{,}1$ (треугольная форма) с $m = 4 \div 5$, для $i = 0{,}1 \div 0{,}2$ $m = 3 \div 4$, для $i > 0{,}2$ $m = 2 \div 3$; *II* — для быстротоков с большими расчетными расходами (желобчатая форма) $b_1 \geqslant \frac{1}{3} b$ или $\Sigma b_1 = 0{,}4\ b$; *III* — для малых быстротоков (криволинейная форма сегментная или параболическая).

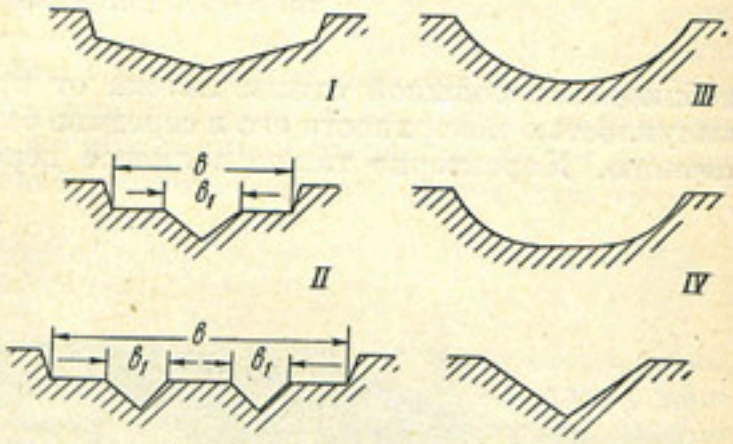


Рис. 6—18. Безволновые поперечные профили быстротоков.

Устройство искусственной шероховатости в лотке предупреждает появление волн; не бывает их и в гладких лотках при пропуске больших расходов.

Лоток делают из материалов, выдерживающих большие скорости воды; поперечное сечение лотка прямоугольное или трапецеидальное с заложением откосов $1 : 1 \div 1 : 1{,}25$.

---

[1] Е. П. Федоров. Об образовании волн на быстротоках. «Гидротехническое строительство» № 3, 1954;

К. И. Арсеништвили. Изучение набегающих волн на гидротехнические сооружения. «Гидротехническое строительство» № 1, 1955;

Е. П. Федоров. Причины волнообразования на быстротоках и мероприятия по его предупреждению. «Гидротехническое строительство» № 6, 1956.

По длине лоток разрезается швами через 5—20 *м* в прямой зависимости от толщины боковых стен (или облицовки откосов); швы желательно обделывать утолщениями кладки — воротниками в целях увеличения площади соприкасания и тем самым уменьшения фильтрации через швы (обычные — толевые или битумные), а также для усиления сопротивления сдвигу лотка при больших уклонах.

Толщина бетонной облицовки принимается от 0,15 до 0,4 *м*; сечение подпорных стен — по расчету; флютбет — постоянной толщины 0,2—0,5 *м* и лишь внизу может быть утолщен, если это окажется нужным по гидротехническому расчету. В таких случаях полезно устраивать застенный дренаж (рис. 6—2); он понижает выпирающие давления на флютбет со стороны фильтрационного потока. Иногда с этой же целью рекомендуют устраивать в флютбете донные отверстия с обратными фильтрами в верхней части лотка; однако с такой рекомендацией нельзя согласиться, во-первых, потому что вверху лотка грунтовые воды обычно стоят ниже подошвы флютбета и не оказывают давления на флютбет; во-вторых, через эти отверстия просачивается вода из быстротока в грунт, смачивает его и ухудшает устойчивость быстротока.

Указанные толщины дна лотка t можно прокорректировать по формуле В. М. Домбровского [1]:

$$t = (0{,}030 \div 0{,}035)\, av\sqrt{h}, \qquad (6—18)$$

где v — средняя скорость течения;

h — глубина потока;

a — коэффициент, характеризующий грунт основания быстротока.

Значения a принимаются равными для глин и плотных суглинков 0,8; для средних суглинков 1,0; для супесей 1,5 и для песков 2,0.

Лотки быстротоков (прямоугольного и трапецеидального поперечных сечений) обычно устраивают постоянной ширины и лишь перед выходом в канал нижнего бьефа расширяют их воронкой с заложением ее сторон в плане не круче 1 : 4 (рис. 6—15). Уклон лотка быстротока выбирают по величине наибольшей скорости, не превосходящей допускаемую для материала быстротока.

Свободная поверхность воды в быстротоке с постоянным поперечным сечением представляет кривую спада с глубиной воды, понижающейся от критической в начале быстротока до почти нормальной в конце быстротока.

Гидравлический расчет лотка быстротока выполняется по уравнению неравномерного, плавно изменяющегося движения:

$$\frac{i_0}{h_0}\, l = \eta_2 - \eta_1 - (1 - j_{ср})\,[\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)], \qquad (6—19)$$

где i_0 и h_0 — уклон и глубина при равномерном режиме с тем же расходом;

$$\eta_1 = \frac{h_1}{h_0}, \quad \eta_2 = \frac{h_2}{h_0};$$

h_1 и h_2 — глубины в створах *1* и *2*, расстояние между которыми равно l;

$\varphi(\eta)$ — функция, величина которой выбирается из таблиц для ближайшего значения гидравлического показателя русла x, находимого из зависимости:

$$\left(\frac{h}{h_0}\right)^x = \left(\frac{K}{K_0}\right)^2 = \left(\frac{\omega C\sqrt{R}}{\omega_0 C_0\sqrt{R_0}}\right)^2; \qquad (6—20)$$

$$j = \frac{\alpha C^2 i_0}{g} \cdot \frac{B}{\chi}; \qquad (6—21)$$

B — ширина зеркала русла;

χ — длина смоченного периметра;

C — коэффициент Шези.

[1] В. М. Домбровский. Опыт проектирования гидросооружений на каналах обводнительно-оросительной системы. «Гидротехника и мелиорация» № 11, 1954.

В начале быстротока глубины значительно больше глубин нормального режима, следовательно скорости воды меньше допускаемых, поэтому можно начальный участок его делать более крутым и по достижении в нем глубины, соответствующей или близкой к нормальной глубине участка с меньшим уклоном, делать лоток быстротока более пологим. За начальным участком такой быстроток можно построить с бортами постоянной высоты, что упрощает и удешевляет его возведение. Небольшая разница в запасах высоты стен над уровнем воды будет сглажена аэрацией воды, постепенно увеличивающей глубину воды к концу быстротока.

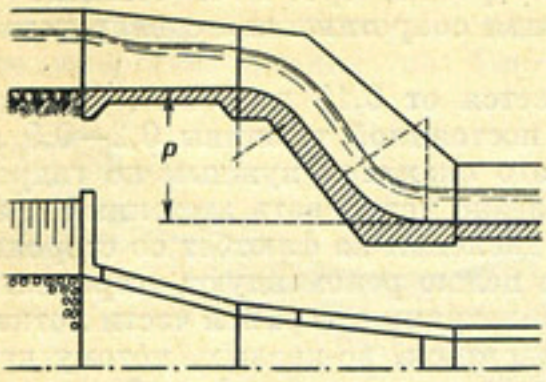


Рис. 6—19. Переходный участок быстротока.

Если местность имеет небольшое, но сосредоточенное падение в начале склона, то переходная часть быстротока может быть выполнена в виде плавного перепада, в конце которого ширина и глубина должны быть близки к ширине и глубине нормального режима быстротока (рис. 6—19). Зная ширину входа, глубину воды перед входом, ширину внизу перепада, равную ширине лотка, глубину в сжатом сечении h, близкую к глубине нормального режима быстротока, и удельный расход быстротока, высоту перепада P находят по уравнению:

$$\frac{q^2}{2g\varphi^2} = h^2(P + H_0 - h). \qquad (6—22)$$

Контур перепада очерчивают по параболе свободного падения, имеющей при горизонтальном пороге входа следующий вид:

$$x = 0{,}45\, v \sqrt{y}, \qquad (6—23)$$

где v — средняя скорость схода воды в начале водослива;

y — ордината точки контура перепада, измеряемая вниз по вертикали от начала водослива;

x — абсцисса той же точки, измеряемая по горизонтали от начала водослива.

Параболическое очертание плавно сопрягают с дном лотка вставкой обратной кривой.

При крутых скатах не всегда удается гладким быстротоком хорошо вписаться в рельеф местности; здесь уместнее применять шероховатые быстротоки; устраивая на дне последних (реже и на бортах) различного рода зубцы, получают усиленную шероховатость.

При проложении прямолинейных быстротоков по всхолмленной местности земляные работы могут быть очень значительными; более экономичным в таких случаях может быть устройство криволинейных быстротоков, обходящих холмы в меньших выемках. Повороты быстротоков создают кривизну струй воды, что влечет за собой увеличение гидравлических потерь и тем самым повышение уклона дна быстротока, а следовательно, и укорочение его. Запас в высоте бортов над уровнем воды в быстротоке принимают на 30% больше, чем в регуляторах, так как вода в быстротоках, вследствие захватывания воздуха, имеет повышенную глубину; учет этого повышения ведется путем умножения глубины h, найденной из гидравлического расчета, на указанные в таблице 6—4 коэффициенты аэрации.

В длинных быстротоках (более нескольких сот метров) коэффициенты аэрации повышаются на 5—10%.

Выход из быстротока. Размеры лотка быстротока получаются небольшими по сравнению с нижним каналом, скорости в котором обычно невелики (0,6—1,2 *м/сек* для земляных русел), поэтому особое внимание следует уделять сопряжению быстротока с низовым каналом. Обязательными условиями

Таблица 6—4

Глубина h (в м)	Скорость (в м/сек)		
	5	10	15
0,25	1,10	1,30	1,60
0,40	1,05	1,15	1,35
0,60	—	1,05	1,20

для всех конструкций таких сопряжений ставится затопление стекающей с быстротока струи, недопущение отгона прыжка в нижний канал и равномерный, без сбоя, выпуск струи в канал с безопасными для канала скоростями. Для этого сопряжение делается в форме удлиненной воронки-

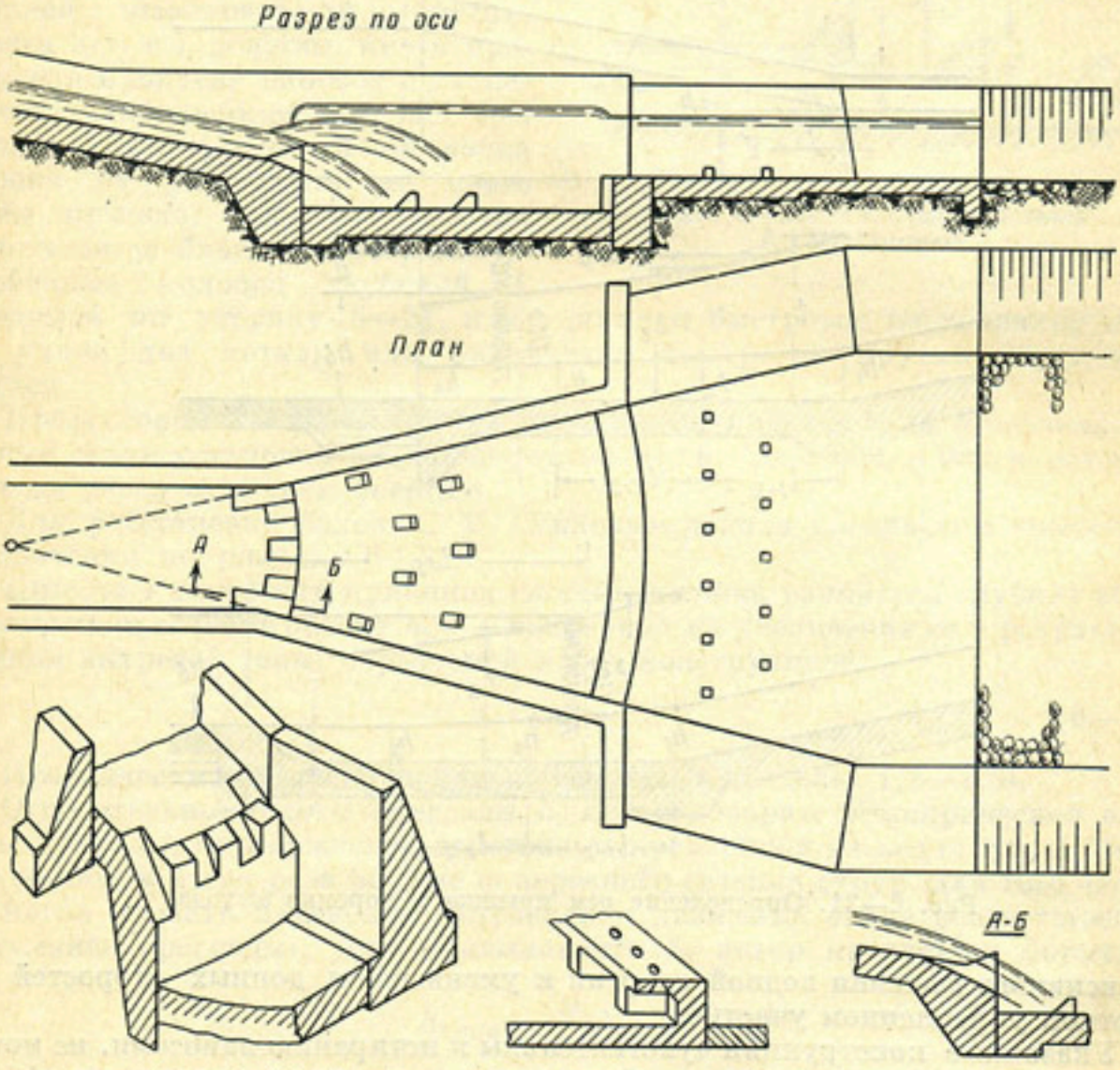


Рис. 6—20. Выход из быстротока с водобойным колодцем.

раструба, в виде укороченной воронки с водобойным колодцем (рис. 6—15) или в виде других специальных конструкций.

На рисунке 6—20 показан выход из быстротока с устройством водобойного колодца для случая, когда разница между шириной канала и быстротока по дну велика. Полезно для лучшего растекания потока водобойную стенку колодца очерчивать по дуге круга, в центре которого пересекаются продолжения линий боковых стен колодца.

Водобойная стенка колодца вместо обычной массивной конструкции (прямоугольного сечения) может быть устроена с нишами, в верхнем перекрытии которых делают отверстия (рис. 6—20); под действием гидродинами-

ческого давления через отверстия будут вытекать струи, что приведет к дополнительному гашению энергии сходящего с водобоя потока. Желательно ставить водобойную стенку на отметке дна нижнего канала, т. е. без устройства заглубленного колодца, что связано при строительстве обычно с усиленным водоотливом, зачастую в слабых грунтах нижнего бьефа.

Колодец может быть заменен постановкой нескольких расходящихся веером рядов пирсов, размещение которых определяется модельными испытаниями.

В колодце и за колодцем нередко ставят донные зубцы (весьма разнообразных форм и размеров), донную искусственную шероховатость с целью

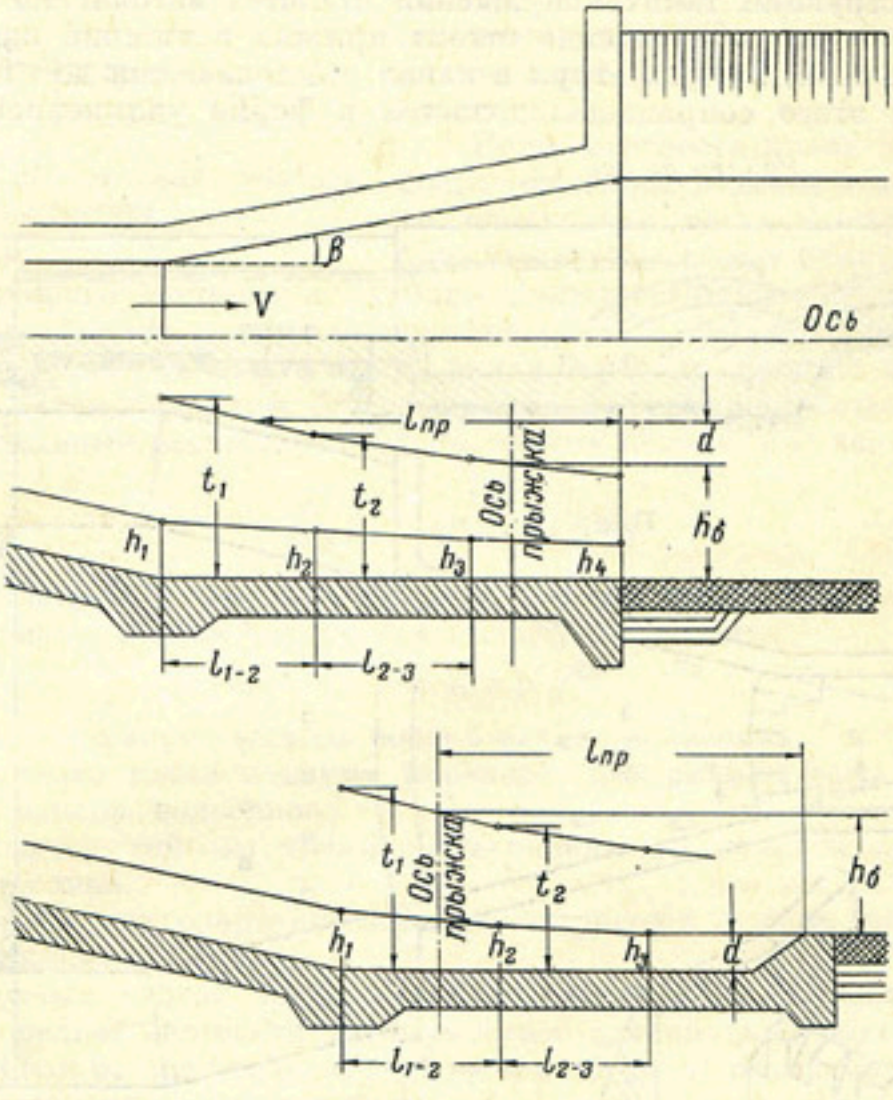


Рис. 6—21. Определение оси прыжка в воронке выхода.

интенсивного гашения водной энергии и уменьшения донных скоростей на коротком укрепленном участке.

Указанные конструкции чувствительны к истиранию наносами, не могут пропускать лед (или они должны быть сделаны низкими, но тогда их эффективность сильно уменьшается).

Можно отметить устройство прыжкового сопряжения в незаглубленной воронке, в которой энергия воды рассеивается главным образом на растекание. Прыжок должен быть на флютбете выходной части и не выскакивать в нижний канал. Прыжок не занимает устойчивого положения, а перемещается в обе стороны от своего среднего (теоретического) положения вследствие пульсации расходов, ветра и других причин.

В конце быстротока устраивают расходящуюся воронку с горизонтальным дном на уровне дна нижнего канала. Воронка должна иметь достаточно плавный роспуск ($^1/_5$ — $^1/_6$), чтобы струя не отрывалась от бортов воронки. Расчет ее ведут по уравнению Бернулли:

$$h_1+\frac{v_1^2}{2g}-\frac{v_1^2 l_{1-2}}{C_1^2 R_1}=h_2+\frac{v_2^2}{2g}\,, \qquad (6—24)$$

находя по известной левой части уравнения подбором глубину h_2 и последующие глубины. Найдя все эти глубины вдоль воронки, подсчитывают для них сопряженные глубины t_1 и другие по известному уравнению:

$$t_1=0{,}5\,h_1\left[\sqrt{1+\frac{8\alpha}{g}\frac{q_1^2}{h_1^3}}-1\right]. \qquad (6—25)$$

Пересечение линии сопряженных глубин $t=f(l)$ с глубиной воды в канале $h_б$ укажет теоретическое место (ось) прыжка (рис. 6—21). Устройство искусственной шероховатости по дну воронки передвигает ось прыжка к быстротоку, т. е. делает воронку более короткой. Элементы искусственной шероховатости (бруски, зигзаги и т. п.) должны иметь прозоры для пропуска наносов и назначаются наибольшими по $h_б$. Ось прыжка должна остоять от конца воронки на расстоянии не менее длины прыжка: если ось прыжка располагается ближе, то устраивают водобойный колодец глубиной d, находимой по рисунку 6—21, или удлиняют быстроток на величину $d:i$ (i — уклон дна лотка), или оканчивают быстроток крутым спуском в колодец.

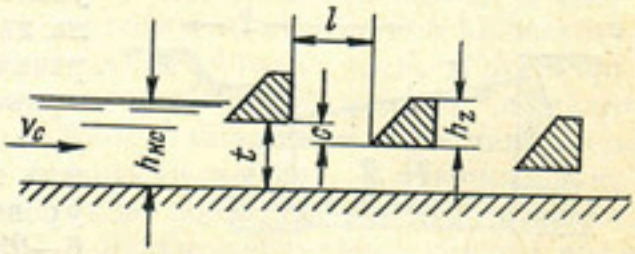


Рис. 6—22. Гаситель системы А. М. Сенкова.

Профессором А. М. Сенковым предложена для гашения кинетической энергии струи установка ряда поперечных балок; ударяясь о них и обтекая их, вода рассеивает свою энергию.

Для расстановки балок А. М. Сенковым даются следующие указания[1] (обозначения по рисунку 6—22).

«Высота t основного принципа системы должна равняться глубине воды в контактном сечении потока $h_{к.с.}$ с поправкой на увеличение ее в результате влияния вихревой зоны, образуемой перед конструкцией:

$$t=kh_{к.\,с.} \qquad (6—26)$$

Практически коэффициент k можно считать в пределах 1,2—1,5».

Относительно высоты преграды h_z автор говорит: «Эмпирическая площадь преграды, подверженная действию направленной на нее струи, должна быть минимум в три раза больше поперечного сечения струи, для того чтобы она могла вызвать изменение направления движения струи соответственно положению преграды». Для минимального h_z автор предлагает формулу:

$$h_{z\,\min}=\frac{3k}{n}\,h_{к.\,с.}, \qquad (6—27)$$

где n — число отщепленных струй, равное числу преград.

Высоту h_z лучше определять по формуле:

$$h_z=(4\div 5)\,\frac{k}{n}\,h_{к.\,с.} \qquad (6—28)$$

На основании произведенных опытов может быть также предложена эмпирическая формула для определения высоты преграды:

$$h_z=(0{,}06\div 0{,}125)\,H, \qquad (6—29)$$

[1] А. М. Сенков. Новый метод гашения вредной энергии в гидротехнических сооружениях. ОНТИ, М., 1934, стр. 28.

где H равняется разности отметок горизонтов воды в верхнем бьефе и отметки дна водобойной плиты.

Превышение C положения балки над соседней балкой находится из формулы:

$$C = (0{,}05 \div 0{,}20)\, k h_{к.\,с.}; \qquad (6—30)$$

при этом $t + h_z$ должна быть меньше глубины нижнего бьефа.

Расстояние между балками выбирается в пределах $3 \div 5\ C$; отмечается, что давление на балку меньше скоростного напора.

Быстротоки, криволинейные в плане. При обходе препятствий в плане быстроток можно сделать криволинейным, условия расчета которого аналогичны условиям расчета прямолинейного быстротока. Здесь дополнительно учитывается лишь влияние кривизны лотка на движение воды. На повороте лотка поперечный уровень воды устанавливается по кривой, приподнятой к внешнему борту. Для нешироких быстротоков (до 10 *м* ширины) с приемлемой для практики точностью уровень воды можно построить по рисунку 6—23, *а*, т. е. считать наклон уровня воды к горизонту равным:

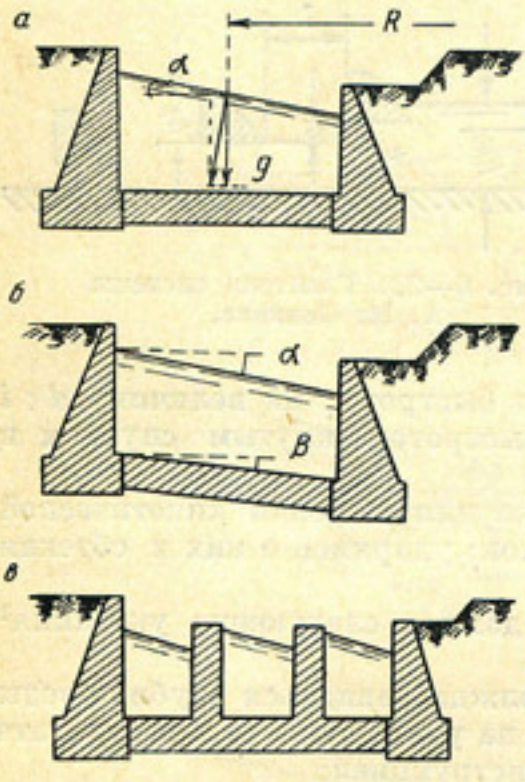


Рис. 6—23. Поперечные сечения криволинейного быстротока.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{v^2}{Rg}, \qquad (6—31)$$

где v — средняя скорость воды на повороте;
R — радиус закругления, считаемый от середины лотка;
g — ускорение силы тяжести.

В широких быстротоках, особенно при больших скоростях воды в них, чтобы не обнажалось дно у внутреннего борта, делают наклонное в поперечном направлении дно (рис. 6—23) несколько меньшего наклона, чем для воды, т. е. $\beta < \alpha$ или, лучше, русло разделяют на несколько струй (рис. 6—23, *в*).

Высоту борта внутренней стороны закругления делают такой же, что и на прямом участке быстротока; высоту внешнего борта начинают приподнимать примерно метров за 5 до начала кривой; также поступают и в конце кривой.

Для более спокойного входа на закругленную часть и особенно для движения по закруглению желательно делать закругление переменного радиуса, начиная с длинного при входе и выходе и более короткого на средней части кривой. С той же целью полезно круговые кривые (хотя бы и переменных радиусов) заменять непрерывной кривой — параболой, эллипсом.

Минимальный радиус закруглений для быстротоков должен быть 10 b.

Движение воды на криволинейном участке лотка сопровождается дополнительным сопротивлением от циркуляции воды в поперечном сечении. Значение коэффициента местных потерь для центрального угла поворота в 90° ориентировочно можно считать около $\xi = 0{,}1$; при ином угле поворота, например θ, потери на повороте будут равны:

$$h_w = \zeta \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{\theta}{90}. \qquad (6—32)$$

Потери на закруглении добавляются к потерям от равномерного движения и тем самым увеличивают уклон лотка на криволинейном участке. Проф. А. Я. Миловичем в труде «Нерабочий изгиб потока жидкости» дана

формула коэффициента местных потерь на повороте, приводимая здесь в упрощенном и сокращенном виде:

$$\zeta = \left[\frac{2aR}{(R^2-a^2)\left(1+\frac{a^2}{mR^2}\right)}\right]^2 \frac{R}{a}(n+\sin\theta), \qquad (6—33)$$

где a — полуширина потока;

R — радиус закругления;

n — число целых поворотов на 90°;

θ — угол сверх целого числа поворотов на 90°;

$m = 4$ для круглого и $m = 3$ для прямоугольного поперечного сечения потока.

Формула дается для $R > 4{,}3\,a$.

Быстротоки переменной ширины. Вопросы гашения кинетической энергии сходящих с быстротоков струй имеют чрезвычайно важное эксплуатационное значение. В технической литературе в качестве одного из мероприятий, облегчающих условия гашения кинетической энергии в конце быстротока, указывается на устройство лотков с большими глубинами воды вплоть до равенства их глубинам воды в нижнем канале. В обычных гладких быстротоках постоянной ширины глубина воды постепенно убывает, стремясь к глубине нормального режима; с целью увеличения глубин воды в лотке, очевидно, надо отказаться от постоянства его ширины и делать лоток постепенно суживающимся. В отличие от быстротоков постоянной ширины, в которых при принятом плановом очертании отыскивалась свободная поверхность воды, здесь в быстротоках переменной ширины отыскивается очертание лотка в плане при принятой форме свободной поверхности воды.

Нередко свободную поверхность воды принимают за прямую, параллельную дну лотка, т. е. делают быстроток с постоянной глубиной воды, что весьма важно для лотков, применяемых на лесосплаве.

Уменьшением ширины быстротока можно добиться в нем глубины, равной глубине воды в нижнем канале, что, казалось бы, исключает появление прыжка при переходе от быстротока к каналу, обеспечивая плавность и спокойные формы перехода; прыжка, как известно из гидравлики, не получается уже тогда, когда сопряженная глубина h_1 вдвое меньше другой сопряженной h_2. Однако, несмотря на отсутствие в данном случае прыжка, все же переход воды в нижний канал не получается спокойным. Хотя путем сужения лотка мы получили в нем глубину, равную глубине воды в нижнем канале, но в конце быстротока вместе с тем мы имеем критическую глубину, бóльшую критической глубины в нижнем канале; последняя, в свою очередь, менее бытовой глубины канала. Такое сочетание бытовых и критических глубин является причиной появления вместо прыжка (в виде одной высокой волны) ряда статических волн, по высоте меньших, чем высота прыжка, и постепенно убывающих по течению.

Для успокоения волнообразного движения приходится устраивать медленно расходящуюся воронку-раструб, длинную из-за большой разности в ширине конца быстротока и ширине канала; при короткой воронке в канале образуется сбойное течение.

Существует несколько способов построения очертания быстротока в плане. Первый способ заключается в использовании кривых спада, которые строят графически при различной ширине лотка и по которым подбирают ширину отдельных участков лотка. Другие способы заключаются в аналитическом решении методом последовательного интегрирования.

Быстротоки с искусственной шероховатостью. Внимание, уделяемое изучению искусственной шероховатости, вполне заслуженно. Область применения ее весьма обширна: успокоители сопрягающих бьефы сооружений, переходные к нижнему бьефу части регуляторов; гасители на водобое плотин; гасители скоростей в быстротоках, рыбоходах и плотоходах; взмучиватели наносов в каналах, отводящих наносы из отстойников при их промывках; струерассеиватели за промывными регуляторами и др.

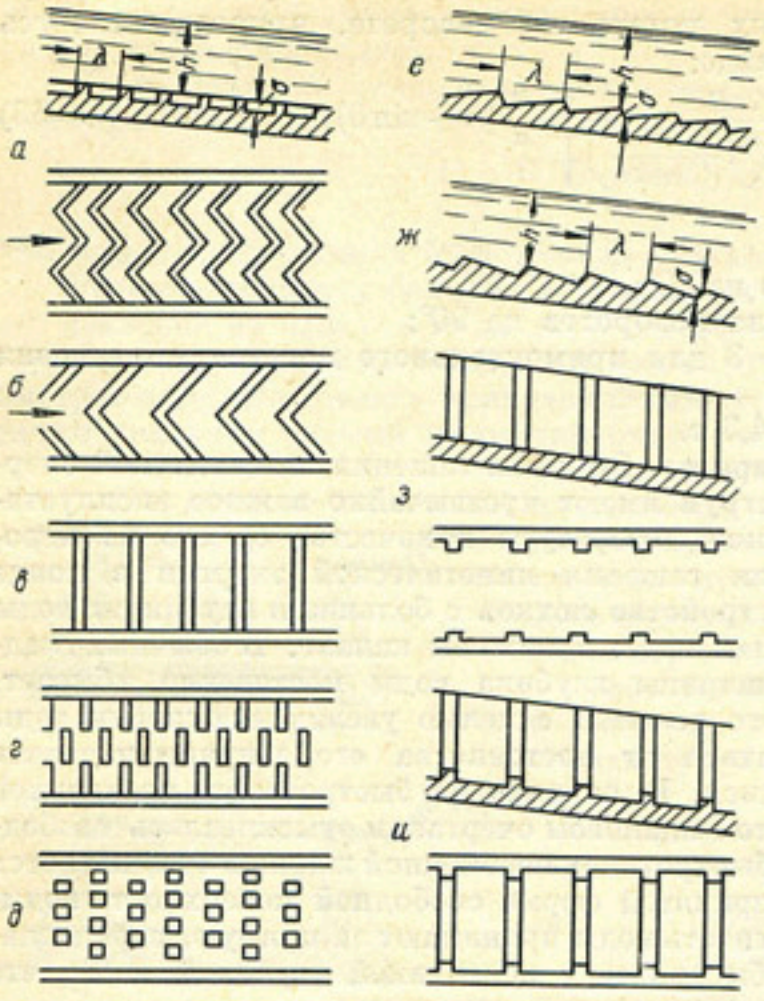


Рис. 6—24. Типы искусственной шероховатости.

Возможность количественной оценки влияния искусственной шероховатости позволяет проектировать короткие, а следовательно, недорогие, спокойно и в желаемых условиях работающие быстротоки, наиболее полно вписывающиеся в любой рельеф местности, сравнительно легко (с невысоким прыжком) сопрягающиеся с нижним бьефом. Варьируя величиной, формой и расстановкой элементов искусственной шероховатости, можно добиться уничтожения бурного движения на быстротоках (совершающегося с глубинами, меньшими критической глубины) и перевести его в спокойное движение; другими словами, вместо быстротока можно получить канал; последнее приобретает особенное значение в лесосплавных сооружениях спокойного режима с наперед заданной скоростью течения.

В результате работ автора, проф. Ф. И. Пикалова, А. Я. Фалькович и других получены приводимые ниже характеристики шероховатости при следующих обозначениях:

$$K = \frac{1}{C} = \frac{\sqrt{Ri}}{v}, \qquad (6—34)$$

где K — удельная шероховатость; очевидно, K будет являться коэффициентом шероховатости при $R = 1$;
C — коэффициент в формуле Шези;
R — гидравлический радиус;

$$\alpha = \frac{h}{\sigma}, \quad \beta = \frac{b}{h}, \qquad (6—35)$$

где h — глубина воды над зубцом;
σ — высота зубца;
b — ширина прямоугольного быстротока.

Для уклона лотка 15% [1], при оптимальном расстоянии между ребрами $\lambda = 8\sigma$ и при изменениях β от 1 до 12, проф. Ф. И. Пикаловым даны следующие уравнения для донных зубцов (числа округлены. *Е. З.*).

Двойной зигзаг (рис. 6—24, *а*):

$$1000\,K = 116{,}1 - 6{,}1\,\alpha - 1{,}2\,\beta \qquad (6—36)$$

для $12 \geqslant \alpha \geqslant 5$; пределы для α являются как пределами наибольшей эффективности действия искусственной шероховатости, так и пределами применимости уравнения (6—36).

[1] Наибольший уклон лотка в опытах был равен 15%.

Одиночный зигзаг (рис. 6—24, *б*):

$$1000\,K = 85{,}8 - 3{,}9\,\alpha - 0{,}8\,\beta \qquad (6\text{—}37)$$

для $8 \geqslant \alpha \geqslant 3{,}5$ и $6 \geqslant \beta \geqslant 1$.

Нормальные бруски (рис. 6—24, *в*):

$$1000\,K = 47{,}5 - 1{,}2\,\alpha + 0{,}1\,\beta. \qquad (6\text{—}38)$$

Округленные бруски (рис. 6—24, *в*):

$$1000\,K = 50{,}5 - 3{,}3\,\alpha + 0{,}2\,\beta. \qquad (6\text{—}39)$$

Бруски вразбежку (рис. 6—24, *г*):

$$1000\,K = 54{,}2 - 2{,}1\,\alpha + 0{,}33\,\beta. \qquad (6\text{—}40)$$

Формулы (6—38), (6—39) и (6—40) даны для $8 \geqslant \alpha \geqslant 3$.

Шашки (рис. 6—24, *д*):

$$1000\,K = 52{,}0 - 5{,}1\,\alpha - 0{,}8\,\beta \qquad (6\text{—}41)$$

для $5 \geqslant \alpha \geqslant 2$, $\lambda = 4\sigma$.

Здесь

$$\beta = \frac{b - N\sigma}{h + \sigma}, \qquad (6\text{—}42)$$

N — число шашек в ряду; шашки кубической формы, ставятся в шахматном порядке.

Шероховатости, показанные на рис. 6—24 *а*, *б*, *в*, *г*, *д*, расположены в убывающем порядке по эффективности гашения энергии; значения α и β даются как пределы относительно спокойного движения воды и действительности уравнений (6—36) — (6—41). Хотя при α и β, бóльших, чем указанные выше, движение также будет спокойным, но при этом уравнения теряют свою точность, а эффективность шероховатости уменьшается.

При $\lambda = 8\sigma$ получается, согласно лабораторным исследованиям, наибольшее значение K.

Внутренняя шероховатость обладает бóльшим эффектом рассеяния энергии потока; для нее (рис. 6—25) приближенно можно указать следующее уравнение:

$$1000\,K = 140 - 8\,\alpha - 0{,}5\,\beta \qquad (6\text{—}43)$$

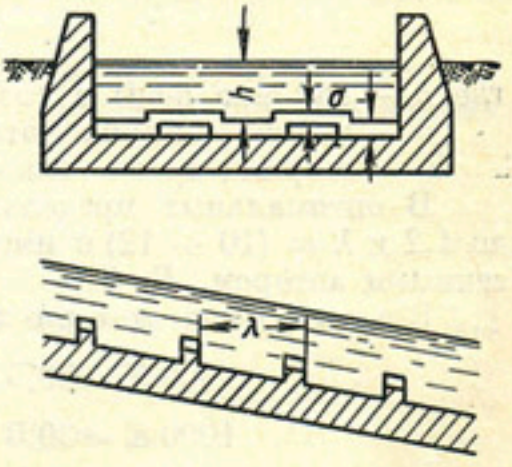


Рис. 6—25. Внутренняя искусственная шероховатость.

при $11 \geqslant \alpha \geqslant 5$, $\lambda = (8 \div 10)\,\sigma$, $\beta \leqslant 12$.

Произведенные опыты дают возможность внести уточнение в ранее данные нами характеристики шероховатости при $7 \geqslant \alpha \geqslant 3$.

Ступени по течению (рис. 6—24, *е*):

$$1000\,K = 22 + 10\sqrt[3]{\beta} - 0{,}67\,\alpha \text{ при } i = 12\%. \qquad (6\text{—}44)$$

Ступени против течения (рис. 6—24, *ж*):

$$1000\,K = 38 + 10\sqrt[3]{\beta} - 1{,}33\,\alpha \text{ при } i = 12\%. \qquad (6\text{—}45)$$

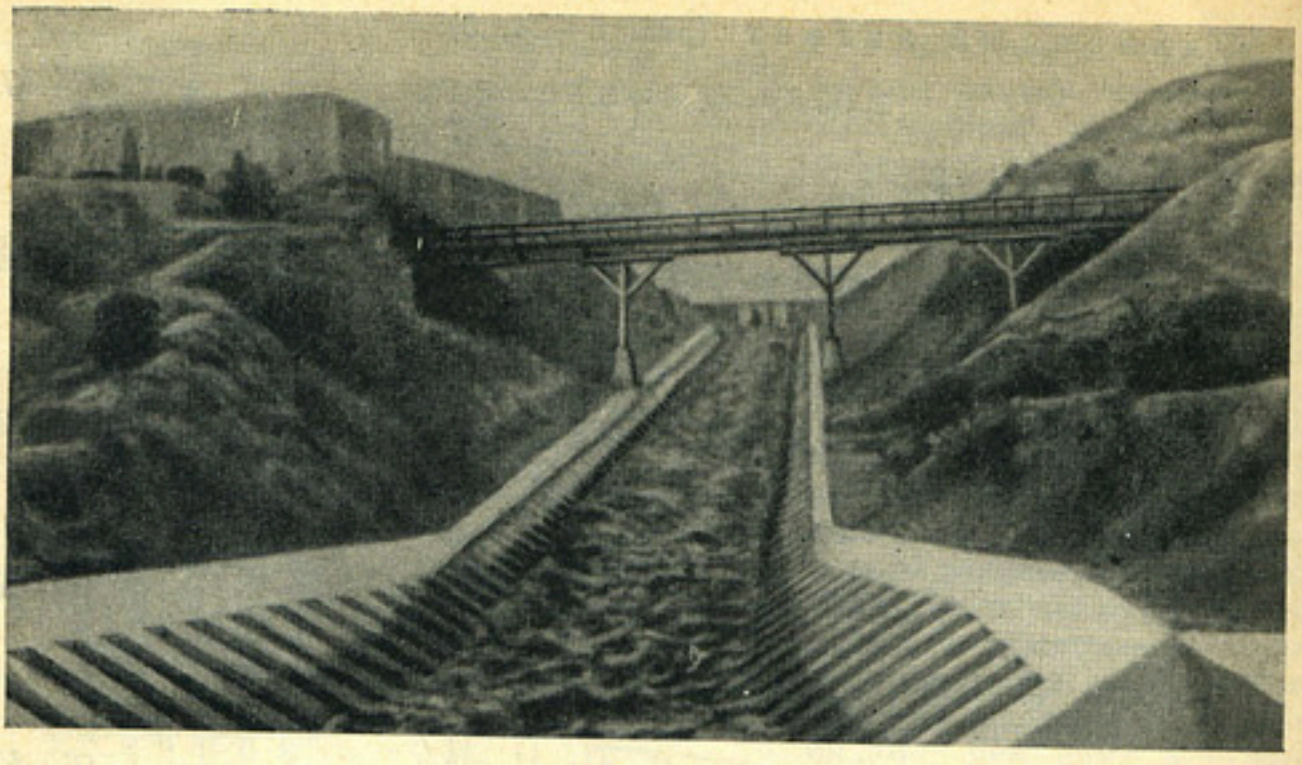


Рис. 6—26. Быстроток с искусственной шероховатостью.

Формулы (6—44) и (6—45) можно заменить для уклонов от 6 до 20% следующими:

$$1000\,K = 3{,}3 + 32\sqrt[4]{i} + 10\sqrt[9]{\beta} - 0{,}67\,\alpha; \qquad (6—46)$$

$$1000\,K = 6{,}4 + 54\sqrt[4]{i} + 10\sqrt[9]{\beta} - 1{,}33\,\alpha. \qquad (6—47)$$

Бортовая шероховатость отдельно (в форме нормальных брусков) и совместно с донной (так называемая комбинированная шероховатость) получила оценку в работе инж. А. Я. Фалькович.

Обозначим:

$$m = \frac{h}{b_c} \text{ и } S = \frac{b}{b_c}, \qquad (6—48)$$

где h — глубина воды в лотке;

b — полная ширина лотка;

b_c — ширина лотка между зубцами.

В оптимальных пределах изменяемости m от 0,12 до 0,50, S от 1,08 до 1,2 и $\lambda = (10 \div 12)\,\sigma$ имеем следующие уравнения (с изменениями, внесенными автором. *Е. З.*):

Бортовая шероховатость (рис. 6—24, *з*)

$$\left.\begin{aligned} 1000\,K &= 59{,}5\sqrt{m} + 131\,(S-1) \text{ при } i = 15\% \\ 1000\,K &= 39{,}5\sqrt{m} + 126\,(S-1) \text{ при } i = 10\% \\ 1000\,K &= 35{,}5\sqrt{m} + 121\,(S-1) \text{ при } i = 6\% \end{aligned}\right\} \qquad (6—49)$$

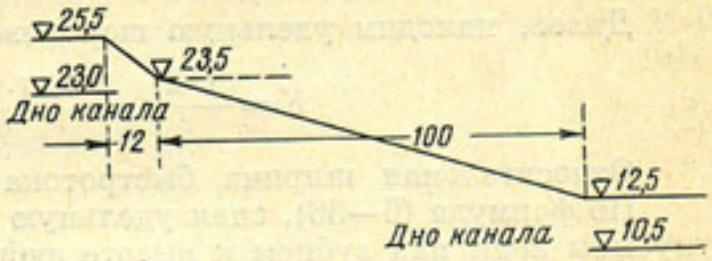
Комбинированная шероховатость при $\lambda = 8\sigma$ (рис. 6—24, *и*)

$$\left.\begin{aligned} 1000\,K &= 147\,S - 86 - 18{,}8\sqrt[3]{a} \text{ при } i = 6\% \\ 1000\,K &= 155\,S - 73 - 28{,}2\sqrt[3]{a} \text{ при } i = 10\% \\ 1000\,K &= 251\,S - 165 - 32\sqrt[3]{a} \text{ при } i = 15\% \end{aligned}\right\} \qquad (6—50)$$

В деревянных быстротоках бруски шероховатости прикрепляют к лотку болтами или глухарями; в бетонных или железобетонных быстротоках бруски изготовляют из армированного бетона или железобетона. Для защиты от истирания острых кромок, например у ступеней против течения, их укрепляют прокатными уголками (рис. 6—26).

Примеры расчета. Рассмотрим примеры расчета шероховатых быстротоков; в полученные значения глубин следует вводить поправку на захват воздуха по таблице 6—4.

Первый пример. Спроектировать продольный профиль бетонного быстротока прямоугольного сечения шириной 4,6 *м* на пропуск расхода $Q = 18{,}5$ *м*³/*сек* при скорости не больше 6 *м*/*сек*. Даны: профиль местности вдоль быстротока, отметки дна верхнего и нижнего каналов (рис. 6—27), ширина каналов по дну 7,5 *м*, заложение их откосов $m = 1$, наполнение 1,9 *м*.



Примем глубину колодца 0,5 *м* (в дальнейшем проверим расчетом). Лоток проектируем прямолинейным с постоянным уклоном дна:

$$i = \frac{23-10}{12+100} = 0{,}116.$$

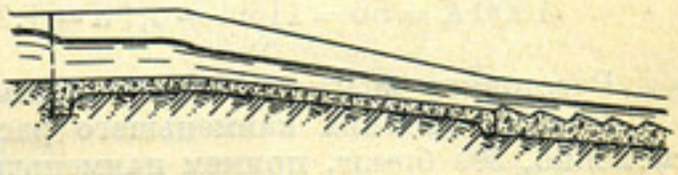


Рис. 6—27. Продольный профиль быстротока.

Так как при таком уклоне в лотке нормальной шероховатости скорости заведомо превзойдут допускаемые, то для удовлетворения условия $v \leqslant 6$ *м*/*сек* снабжаем лоток искусственной шероховатостью, характеристику которой находим из формулы:

$$K = \frac{1}{C} = \frac{\sqrt{Ri}}{v}.$$

Принимая величину скорости, равной 6 *м*/*сек*, и зная ширину лотка, находим последовательно удельный расход, глубину, гидравлический радиус и удельную шероховатость:

$$q = \frac{18{,}5}{4{,}6} = 4{,}02;\ h = \frac{q}{v} = \frac{4{,}02}{6} = 0{,}67;\ R = 0{,}518;\ \sqrt{i} = 0{,}341;\ K = 0{,}0409.$$

По удельной шероховатости можно найти размеры зубцов и их расстановку по лотку; для этого воспользуемся формулой (6—45) для донных зубцов против течения при $i = 12\%$.

Имеем:

$$\beta = \frac{4{,}6}{0{,}67} = 6{,}88,\ \sqrt[9]{\beta} = 1{,}24.$$

Подставляя значения β и K в уравнение (6—45), находим $\alpha = 7{,}2$ и высоту зубцов равной:

$$\sigma = \frac{h}{\alpha} = \frac{0{,}67}{7{,}2} = 0{,}093\ м \cong 10\ см.$$

Расстояния между зубцами принимаем равными $8\sigma = 80$ *см*.

Так как в начале быстротока кривая спада имеет бóльшие глубины, то скорости здесь меньше допускаемых; следовательно, в начале быстротока нет необходимости ставить искусственную шероховатость до тех пор, пока скорости в гладком лотке не достигнут допускаемой величины, т. е. 6 *м*/*сек*; далее, необходимо ставить зубцы. Тогда очевидно, что на участке лотка с зубцами движение будет равномерным с постоянной скоростью 6 *м*/*сек* и глубиной 0,67 *м*.

Для нахождения длины гладкого быстротока воспользуемся уравнением неравномерного движения, из которого получим ее равной 8 *м*.

Схема быстротока и верхняя часть лотка приведены на рисунке 6—27.

Второй пример. Подобрать шероховатость зигзагообразных зубцов быстротока шириной $b = 7$ *м*, с расходом $Q = 30$ *м*³/*сек* и уклоном 19%

при скорости $v = 6$ *м/сек*. Найти для подобранной шероховатости наименьший расход, пропускаемый в условиях быстроточного движения.

Найдем глубину воды h в быстротоке и по ней удельную шероховатость K. Имеем:

$$h = \frac{Q}{vb} = \frac{30}{6 \cdot 7} = 0{,}714 \text{ м};$$

$$\chi = 7 + 2 \cdot 0{,}714 = 8{,}43 \text{ м}; \quad R = 5 : 8{,}43 = 0{,}593 \text{ м}; \quad \sqrt{R} = 0{,}77.$$

Далее, находим удельную шероховатость:

$$K = \frac{\sqrt{Ri}}{v} = \frac{0{,}77 \cdot 0{,}436}{6} = 0{,}056.$$

Относительная ширина быстротока равна $\beta = 9{,}8$.

По формуле (6—36), зная удельную шероховатость, находим отношение глубины воды над зубцом к высоте зубца α:

$$1000\,K = 56 = 116{,}1 - 6{,}1\,\alpha - 1{,}2 \cdot 9{,}8; \quad \alpha = 7{,}9: \quad \sigma = \frac{h}{\alpha} = 9 \text{ см}.$$

Расстояние между зубцами принимаем 75 *см*.

Для нахождения наименьшего расхода, протекающего по быстротоку спокойно, без брызг, примем наименьшее допускаемое значение $\alpha = 5$; при высоте зубца 9 *см* получим глубину воды $h = 45$ *см* и относительную ширину $\beta = 15{,}6 > 12$; далее, найдем удельную шероховатость, считая $\beta = 12$:

$$1000\,K = 116{,}1 - 6{,}1 \cdot 5 - 1{,}2 \cdot 12 = 71{,}2.$$

Зная K, находим среднюю скорость и расход:

$$v = \frac{\sqrt{Ri}}{K} = 3{,}86 \text{ м/сек}; \quad Q = 12{,}2 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Рассмотренные конструкции быстротоков указывают на возможность получения большого числа проектных схем (например, струйных быстротоков, перепадов-быстротоков [1]), из которых на основе технико-эксплуатационной оценки выбирают наиболее рациональный вариант. Выбранную конструкцию быстротока следует сравнить с другими видами сопрягающих сооружений, отобранных из числа возможных решений таким же путем, как и быстроток.

§ 6—4. КОНСОЛЬНЫЕ ПЕРЕПАДЫ

Консольные перепады (сокращенно — консоли) устраивают в местах сосредоточенного падения трассы канала или в местах сброса воды из канала в ближайшее понижение местности. При большом расстоянии от начала консоли до питающего ее канала последний соединяется с консолью подводящим каналом. Самая консоль состоит из лотка типа быстротока, нижняя часть которого располагается над откосом на глубоко опущенных в грунт опорах (рис. 6—28). Лоток продолжается за опоры, образуя свес-консоль, которая и послужила общим названием всего сооружения.

Вода, падая с консоли, размывает грунт (образуя так называемую воронку размыва) до глубины, обеспечивающей гашение энергии падающей струи. Консоли с большими расходами воды, вследствие ряда неопределенностей в расчете величины воронки размыва, сравнительно еще мало распространены.

Расчетным расходом консоли будет наибольший расход, иногда более опасными оказываются небольшие, но длительные расходы, которые обра-

[1] Л. А. Машкович. Трапецеидальный перепад-быстроток с ромбовидным водоскатом. «Гидротехника и мелиорация» № 1, 1954.

зуют хотя и менее глубокие и широкие воронки, зато ближе расположенные к опоре и тем самым угрожающие подмывом и опоре и откосу.

Воронку за перепадом разрабатывает сама падающая струя; но для того чтобы отдельные, более слабые участки грунта, на которые впервые в начале эксплуатации падает струя, не подверглись размыву в сторону, нижний канал продолжают до места падения струи.

Откос под консолью должен быть устойчив против оползания, что должно быть проверено расчетом; планируя откос под консолью, ему следует придавать заложения не меньше следующих: для плотного суглинка 1,25—1,50,

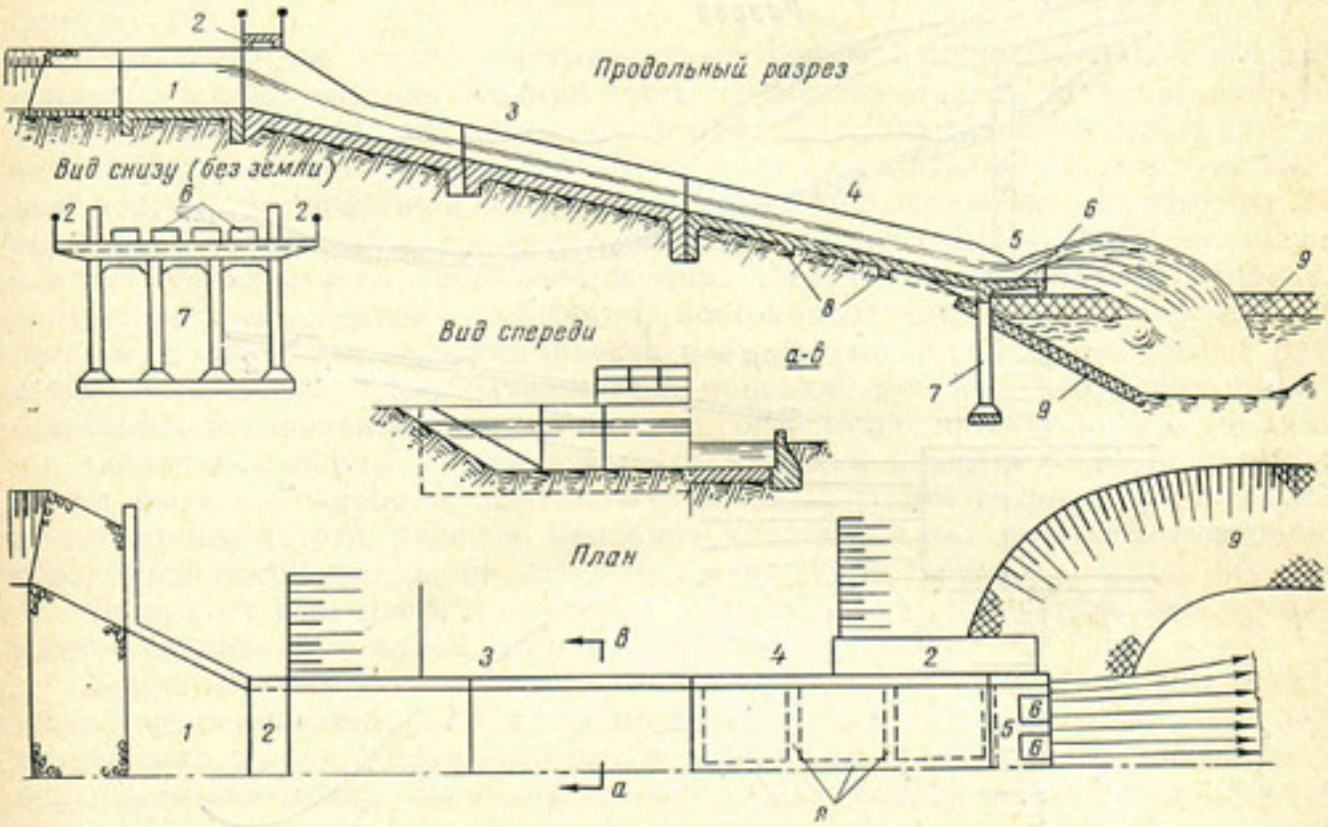


Рис. 6—28. Консольный перепад:

1 — вход; *2* — мостики; *3* — бетонный лоток; *4* — железобетонный лоток; *5* — консоль; *6* — трамплины; *7* — рамная опора; *8* — балки жесткости; *9* — габионное крепление.

в зависимости от высоты откоса (учитывая и глубину воронки размыва); для среднего суглинка 1,5—2,0 и для супеси 2,0—2,5.

Воронку со стороны консоли и сбоку по бортам укрепляют гибким креплением — габионами; для небольших и средних консолей при наличии камня внутренние откосы воронки (со стороны консоли и по бокам) укрепляют каменной отсыпью.

Откос под консолью для предохранения его от размыва утечками из лотка (при деревянных конструкциях) необходимо замащивать, укрепляя низ его габионами. Последние полезно класть в виде тюфяка и на откосы будущей воронки, с тем чтобы по мере размыва воронки тюфяк лег на ее откос.

Для консолей с малыми расходами с целью ослабления расширения воронки в плане рекомендуется применять плавучие (деревянные), связываемые через бревно рамы-клетки, падая в которые вода более спокойно растекается в воронке; рамы успокаивают волнение в воронке и способствуют уменьшению ее размыва; количественной оценки работы рам не имеется.

Мощная струя консольного перепада, падая, вымывает яму и образует ряд интенсивных вихрей (рис. 6—29), размывающих неукрепленный грунт в поперечном к консоли направлении, вследствие чего вдоль откоса (поперек падающей струи) образуются глубокие и длинные размывы.

Для ограничения боковых размывов целесообразно устраивать, начиная от половины длины отлета струи, тонкие железобетонные направляющие стенки по железобетонным сваям, с центральным углом роспуска в 12—15°.

В уже образовавшихся поперечных размывах возможна установка направляющих систем щитов (понтонов) или запаней, ограничивающих дальнейший размыв бортов воронки.

Положительные результаты дает постановка зубчатых трамплинов в конце консоли, которые расщепляют падающую струю воды, что значительно уменьшает глубину и ширину воронки.

На слабых грунтах (илистые, мелкопесчаные) консоли мало применимы, так как воронки за ними получаются очень широкими и глубокими.

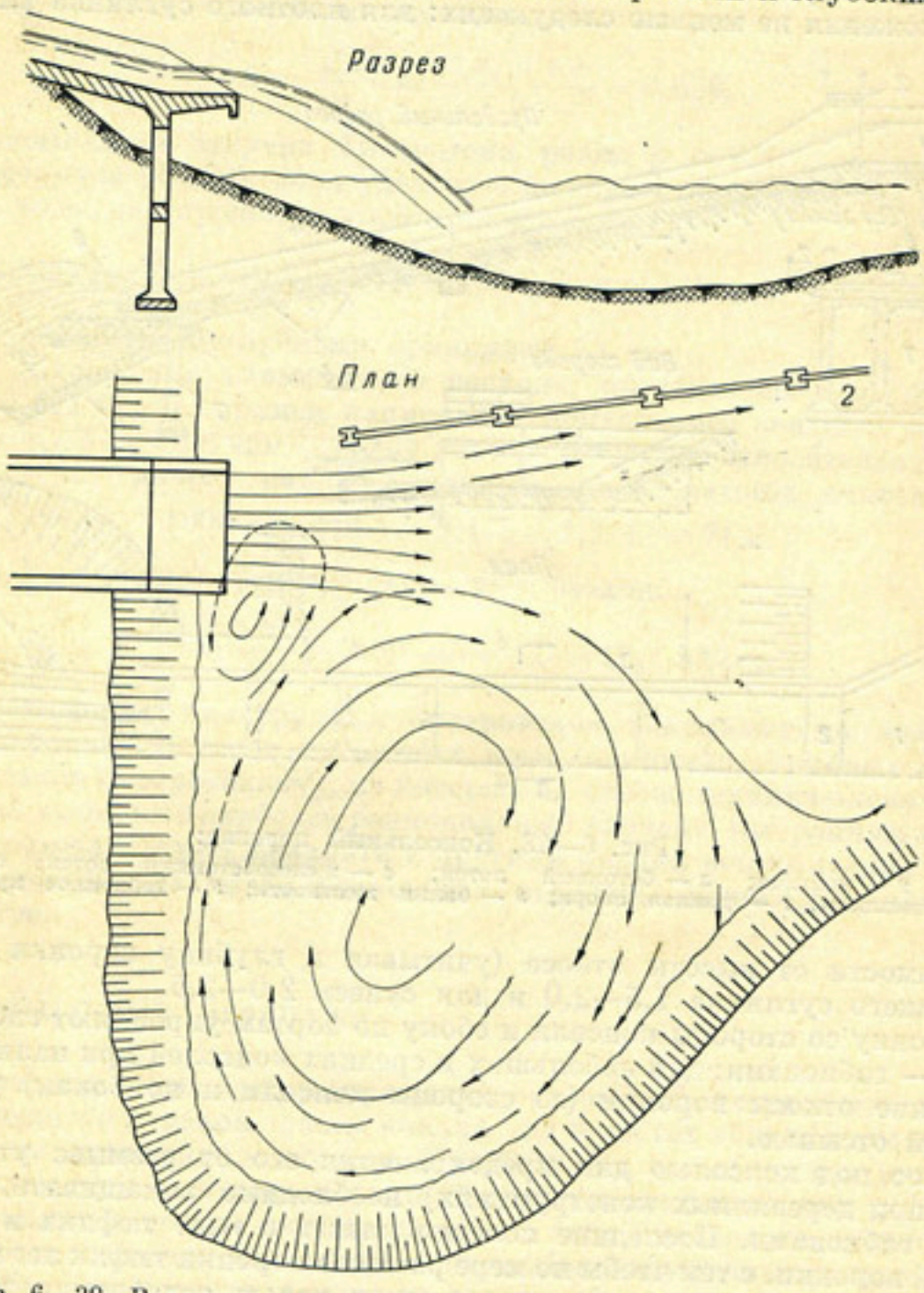


Рис. 6—29. Воронка размыва за консольным перепадом с боковыми водоворотами.

Вход в консоль ничем не отличается от входа в быстроток. Лоток консольных перепадов аналогичен быстротокам; в той части, где он опирается на опоры, его делают из дерева или из железобетона. При небольших размерах последней части консоли обычно достаточно двух опор — береговой, отстоящей от верхней бровки откоса земли под консолью не менее 5 *м* для небольших сооружений и не менее 10 *м* для более крупных, и концевой, по конструкции — стоечной свайной, на опущенных подмывом буровых трубах, асбоцементных трубах с последующим заполнением их арматурой и бетоном и т. п.

Во избежание размокания и размыва грунта под лотком в деревянных консолях необходимо добиваться устранения утечек через щели — конопаткой, прокладкой толя (недолговечно) или просмоленного полотна между верхним и нижним настилами. В небольших консольных перепадах лоток устраивают из железобетона; в длинных консолях передняя (верховая) часть лотка может быть устроена из монолитного бетона (рис. 6—28), если это окажется экономически выгодным, или из сборных железобетонных блоков.

Железобетонные консоли соединяют с верхней частью быстротока (железобетонного или бетонного) шарниром, не пропускающим воду (рис. 5—13).

Рассмотренные выше конструктивные формы лотков быстротоков применимы и в консолях; необходимо лишь соблюсти условие получения в конце консоли больших выравненных скоростей. Для большего отлета струи от опор и делают консоль; с той же целью конец ее завершают горизонтальным лотком. Устройство этой части лотка с отрицательным уклоном (т. е. подъемом), казалось бы, должно дать еще больший отлет струи и тем самым усилить устойчивость опор сооружения. Однако такое устройство можно допускать, когда консоль работает с постоянным или с почти постоянным расходом; при большой изменчивости расходов может случиться, что струи с малым расходом будут затоплены в консоли, уменьшат скорость; падая с небольшой горизонтальной скоростью, они могут вызвать подмыв опоры.

Свойство консоли с отрицательным уклоном удалять воронку размыва может быть сохранено и при малых расходах путем устройства отверстий в дне приподнятого участка консоли, благодаря которым под консолью образуется косой дождь, не опасный в отношении размыва.

Отверстия размерами в плане $0{,}1 \times 0{,}4 \div 0{,}3 \times 0{,}8$ устраивают в шахматном порядке, длинной стороной вдоль консоли.

Борта консоли рассматривают как несущие балки; ввиду того что толщина бортов невелика (25—15 *см*), по верху и низу их делают утолщения для размещения продольной арматуры, используя их для внешней архитектурной обработки лотка. При нешироких лотках поверх них полезно делать через 1,5—3 *м* поперечные балки, значительно усиливающие жесткость лотка; по балкам устраивают служебный мостик для осмотра консоли и очистки ее от случайно попавших в нее предметов. В широких консолях верхние поперечные балки из-за их большого пролета не устраивают, а служебные мостики располагают сверху на бортах консоли или с боков бортов, продолжая наружу плиту дна лотка (рис. 6—28).

Для широких консолей может оказаться недостаточным двух несущих балок-бортов; в таких случаях ставят дополнительные балки, которые можно располагать как над дном, так и под дном лотка; в последнем случае получается более жесткая конструкция, вследствие постановки между продольными балками сильных связей — поперечных балок.

При размещении балок над дном лотка получается струйная консоль; здесь полезно балки к концу консоли устраивать расходящимися (с центральным углом между соседними балками 6—8°), что ведет к уменьшению удельного расхода в месте падения струи на грунт, т. е. к уменьшению размыва.

Металлические консоли, а иногда и деревянные, устраивают с полуциркульным поперечным сечением лотка, опирающегося на самостоятельные несущие балки. В лотках с полуциркульным очертанием получается сосредоточенная падающая струя воды, размывающая широкие и глубокие воронки.

При большой длине лотка консоли для облегчения конструкции ставят промежуточные железобетонные рамные опоры. Подошвы концевой и ближайшей с ней промежуточной опор принято закладывать ниже дна воронки, т. е. достаточно глубоко.

Опоры высоких консолей не закладывают в открытых котлованах, потому что при этом отрывается почти весь откос земли, чем нарушается его

цельность и прочность; в таких случаях приходится прибегать к опускным колодцам или железобетонным сваям, опускаемым бойкой, подмывом.

Лоток консоли, в зависимости от ширины его, делают одноструйным или многоструйным; в конце его на свешивающейся части устраивают слив для предупреждения затекания воды под дно лотка. При отсутствии слива зимой, во время пропуска через консоль малых расходов и особенно при утечках через затворы на входе в лоток, под концом лотка образуются большие сосульки льда.

Во время длительных перерывов в работе зимой при утечках воды через неплотности в затворах под консолями могут образоваться глыбы льда, соединяющиеся при небольшой высоте консоли со свисающими с нее сосульками.

Зимний режим, формирование воронки размыва и текущая работа консолей требуют повышенного внимания со стороны эксплуатационного персонала.

Гидравлические расчеты. Расчет лотка одинаков с расчетом быстротоков, разница лишь в соотношениях размеров поперечного сечения. Лоток консолей не стремятся делать гидравлически наивыгоднейшего сечения, так как при таком, вообще узком, сечении получаются большие удельные расходы, создающие глубокую воронку размыва.

С целью уменьшения глубины воды в конце консоли концевую часть ее делают слегка расходящейся, получая при этом меньшие удельные расходы воды. Проф. М. С. Вызго[1] предлагает ставить в конце консоли гребенку из наклонных зубцов, которая вследствие расщепления струи уменьшает глубину размыва воронки до 50%.

Расчет воронки должен дать достаточно достоверное представление об ее размерах и форме; необходимо заранее знать глубину воронки и заложение ее откосов с тем, чтобы расположить опоры консоли в достаточно надежных от подмыва местах.

До настоящего времени еще не имеется точных приемов расчета размеров воронки; существующие приемы приближенны, в них не учитывается увеличение расхода в месте падения струи, происходящее от незамкнутых вихрей в воронке размыва.

Падающая с консоли струя захватывает воздух (аэрируется) и увеличивается в объеме; при больших высотах падения P (рис. 6—30) падающая струя расщепляется на отдельные мелкие струи, также наполненные воздухом, вследствие чего значительно уменьшается размыв за консолью.

Дальность отлета струи при горизонтальной консоли находится по формуле (рис. 6—30):

$$l_{отл} = 0{,}45\,\varphi v \sqrt{P+h}, \qquad (6—51)$$

где φ — выбирается по таблице 6—3;

v и h — скорость и глубина на конце консоли, находимые по формулам гидравлики без учета аэрации.

В случае наклона консоли вверх под углом β к горизонту дальность отлета находится по формуле:

$$l_{отл} = \varphi \frac{v^2 \sin\beta\cos\beta + v\cos\beta\sqrt{v^2\sin^2\beta + 2g(P+h)}}{g}. \qquad (6—52)$$

В случае наклона консоли вниз под углом β к горизонту дальность отлета находится по формуле (6—52) с заменой знака плюс на минус у первого слагаемого в числителе.

Скорость входа v_0 струи в воду воронки найдется из выражения:

$$v_0 = \sqrt{v_x^2 + v_y^2}, \qquad (6—53)$$

[1] М. С. Вызго. Консольные перепады. Ташкент, 1933.

где

$$\left.\begin{aligned} v_x &= \varphi v \\ v_y &= \varphi \sqrt{2g(P+h)} \end{aligned}\right\} \qquad (6—54)$$

Угол наклона θ входящей в воронку струи найдется из уравнения:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{\sqrt{2g(P+h)}}{v} \quad . \quad . \qquad (6—55)$$

Из многочисленных приемов расчета воронки размыва приведем два. По первому приему считается, что струя, вступая в воду воронки, расши-

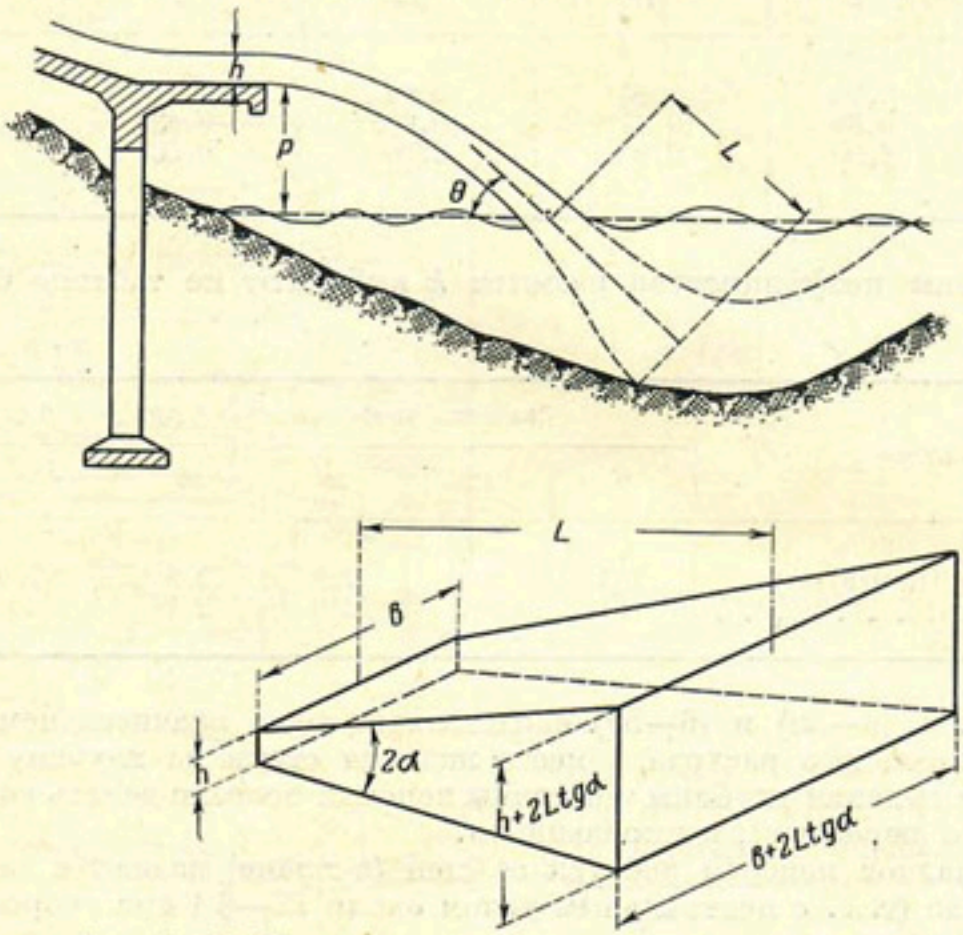


Рис. 6—30. Растекание струи в массе воды.

ряется (растекается) в ней; по мере увеличения живого сечения уменьшается скорость до величины, не размывающей для данного грунта воронки.

Примем, по Е. А. Замарину, следующее уравнение растекания струи в воронке (рис. 6—30):

$$L = 1{,}4\, q \lg \frac{v_0}{a v_д} \quad , \qquad (6—56)$$

где q — удельный расход в месте падения струи на воду $\leqslant 10$ *м*³/*сек* на 1 пог. *м*;

$v_д$ — допускаемая скорость для грунта в воронке за консолью;

$a = 0{,}7 \div 0{,}8$ — коэффициент уменьшения допускаемой скорости в бурном потоке за перепадом.

$$a v_д = \frac{Q}{(b + 2L \operatorname{tg}\alpha)(h + 2L \operatorname{tg}\alpha)} \quad , \qquad (6—57)$$

2α — средний центральный угол растекания струи.

При $\theta \leqslant 10°$ наибольшая глубина воды в воронке будет равна $h + 2L \operatorname{tg}\alpha$; при $\theta > 10°$ она считается равной

$$t = L \sin\theta. \qquad (6—58)$$

По второму способу расчета, предложенному проф. М. С. Вызго [1], наибольшую глубину воды в воронке находят из уравнения:

$$t = Ak\sqrt{q\sqrt{P+\frac{v^2}{2g}}}, \qquad (6—59)$$

где коэффициент аэрации A принимают по таблице 6—5.

Таблица 6—5

Глубина h (в м)	Значение коэффициента A при скорости v (в м/сек)				
	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	0,62
0,7	1,00	0,90	0,70	0,66	0,64

Величины коэффициентов размыва k выбирают по таблице 6—6.

Таблица 6—6

Грунты	Значения коэффициентов k при угле θ (в °)					
	0	12	25	40	60	90
Очень слабые (плывуны) . .	1,4	1,8	2,4	2,8	3,3	4,5
Прочие	1,4	1,7	2,0	2,4	2,7	3,3

Формулы (6—56) и (6—59) свидетельствуют о значительном влиянии величины удельного расхода в месте падения струи на глубину размыва; с целью уменьшения глубины и ширины воронки полезно делать конец лотка консольного перепада расширяющимся.

При гладкой консоли роспуск ее стен (в плане) делают с заложением 1 : 9 ÷ 1 : 15 (т. е. с центральным углом около 12—8°) при скоростях течения 8—15 *м/сек*.

Если консоль вначале снабдить тонкими железобетонными или металлическими направляющими стенками высотой около (1,2 ÷ 2,5) h, то между каждой парой соседних стенок можно устоить роспуск с центральными углами посредине 15—18°, по бокам 8—6° (рис. 6—31), что значительно увеличит общий угол роспуска и ширину участка падения струи и тем самым уменьшит удельные (расчетные) расходы в месте падения струй.

С целью равного деления расхода между стенками их следует размещать еще на лотке консоли (рис. 6—31), постепенно увеличивая их высоту, во избежание фонтанирующих выплесков. Стенки являются несущей конструкцией консоли.

Значительно уменьшает глубину воронки и ослабляет интенсивность боковых водоворотов за ней устройство на консоли трамплинов (рис. 6—32), которые расщепляют струю на отдельные струи — нижние и верхние. Нижние струи, выходящие из прозоров между трамплинами, быстро растекаются в воздухе и падают на воду по всей ширине $в$ или несколько больше ее; верхние струи, поднимаясь над нижними, энергично аэрируются и падают по ширине, большей ширины конца консоли, т. е. со значительно пониженным удельным расходом.

[1] М. С. Вызго. Уменьшение размывов и увеличение габаритов струи и глубин быстротекущих потоков. «Гидротехническое строительство» № 7, 1947.

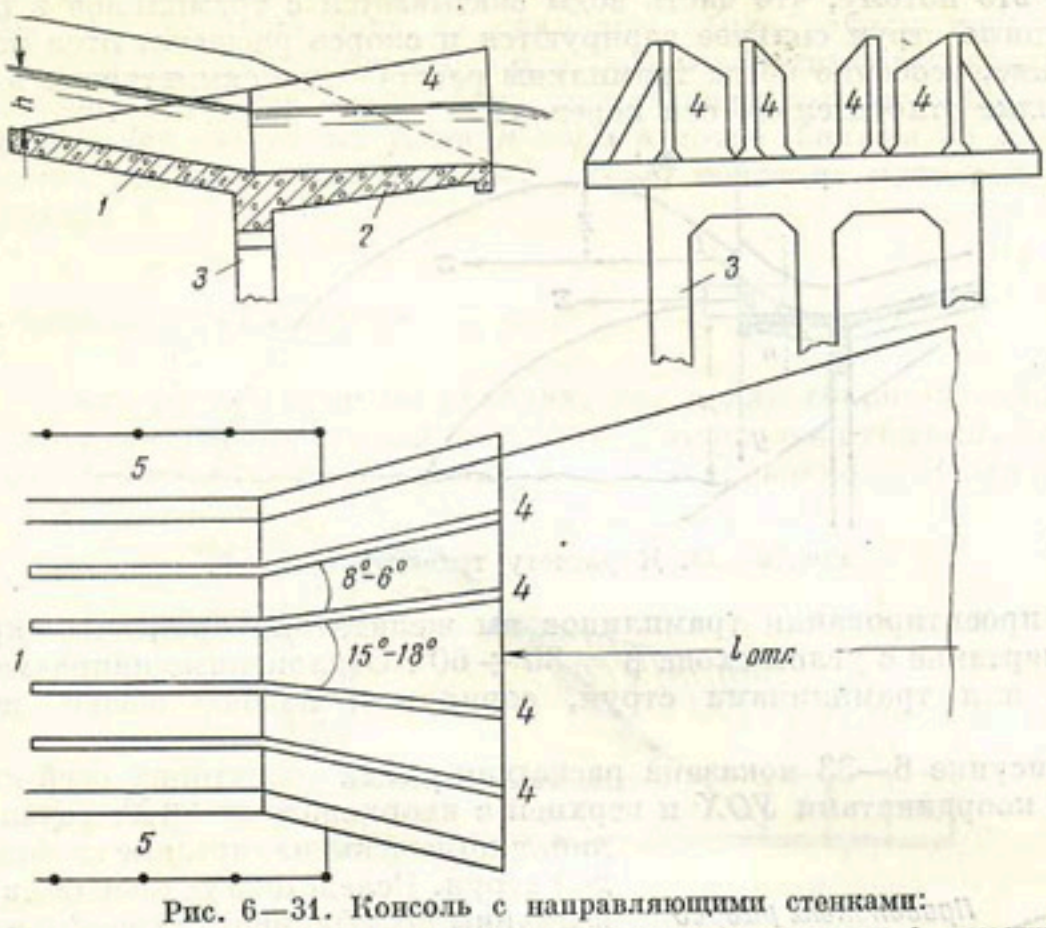


Рис. 6—31. Консоль с направляющими стенками:
1 — лоток; *2* — консоль; *3* — опора; *4* — направляющие стенки; *5* — мостики.

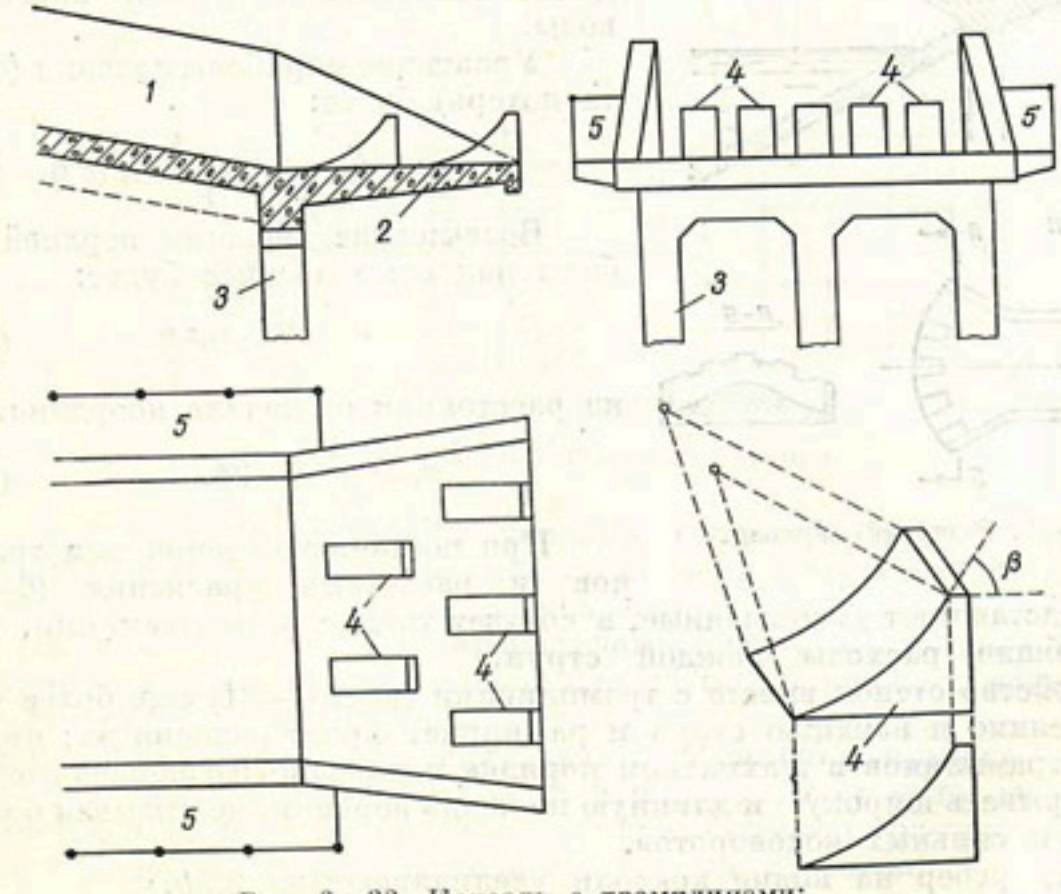


Рис. 6—32. Консоль с трамплинами:
1 — лоток; *2* — консоль; *3* — опора; *4* — трамплины; *5* — мостики.

При скоростях 8—15 *м/сек* высоту трамплинов назначают около (1,2 ÷ ÷ 2,0) h, ширину прозора — в 1,5—2,0 раза у́же ширины трамплина; делается это потому, что часть воды скатывается с трамплинов в прозоры. Трамплинные струи сильнее аэрируются и скорее расщепляются воздухом, чем нижние, особенно когда трамплины расставлены симметрично в шахматном порядке относительно оси перепада.

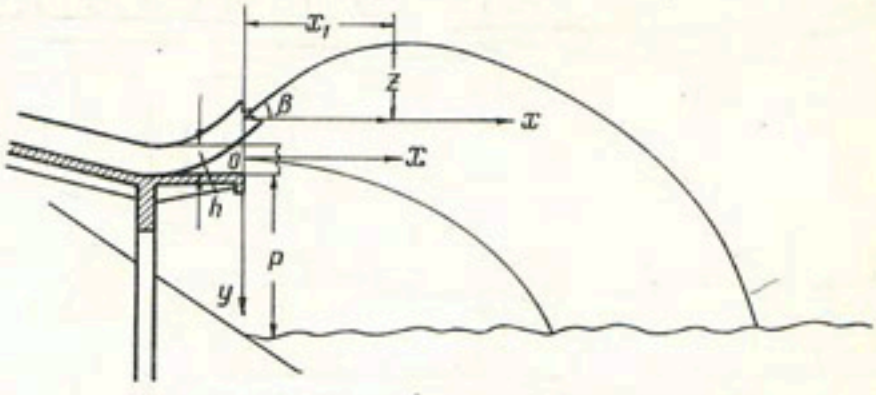


Рис. 6—33. К расчету траектории струй.

При проектировании трамплинов им желательно придавать криволинейное очертание с углом схода $\beta = 30 \div 60°$. Отклоненные направляющими стенками или трамплинами струи, аэрируясь, падают общей широкой струей.

На рисунке 6—33 показана расчетная схема траекторий осей струй — нижней с координатами $УОХ$ и верхней с координатами $У\beta X$; начала координат помещены на середине глубины каждой струи. Вследствие условности в выборе величины коэффициента скорости не будет большой погрешности, если начала координат поместить на уровне поверхности воды.

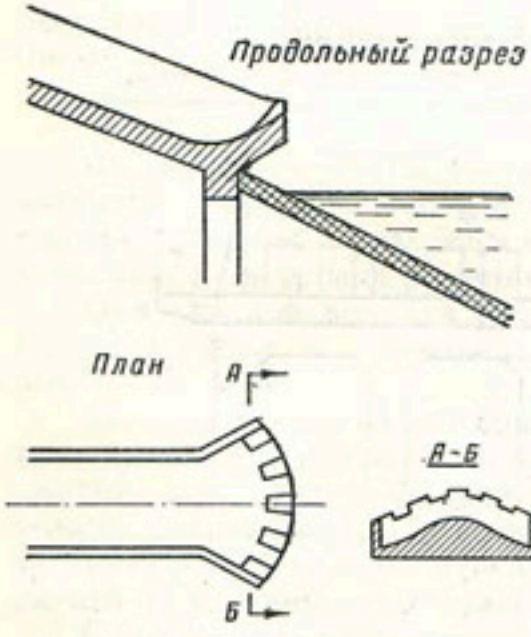


Рис. 6—34. Веерный перепад.

Уравнение параболы падения (без учета потерь) будет:

$$y = \frac{g}{2} \cdot \frac{x^2}{v^2 \cos^2 \beta} - x \operatorname{tg} \beta. \quad (6—60)$$

Возвышение вершины верхней параболы над осью абсцисс будет:

$$z = \frac{v^2}{2g} \sin^2 \beta \quad (6—61)$$

на расстоянии от начала координат:

$$x_1 = \frac{v^2}{2g} \sin 2\beta. \quad (6—62)$$

При постановке стенок или трамплинов в расчетные уравнения (6—56) и (6—59) подставляют уменьшенные, в соответствии с конструкциями, удельные и общие расходы каждой струи.

Устройство стенок вместе с трамплинами (рис. 6—31) еще более усиливает рассеяние и аэрацию струй и расширяет фронт падения их; при расстановке трамплинов в шахматном порядке падающие расщепленные струи будут покрывать широкую и длинную площадь воронки, не вызывая больших размывов и сильных водоворотов.

Высоту ребер на конце консоли увеличивают до $2{,}5h$.

Дальнейшее развитие рассеивателей приводит к перепаду веерного типа (рис. 6—34), в котором ставится отражатель — рассеиватель струй, напоминающий по форме створку раковины; его очертание подбирается исследованиями на моделях.

Кромка рассеивателя устраивается из ряда трамплинов (зубчатки) с разными углами схода ($\beta = 30 \div 60°$) и 2—3 узкими щелями или сливными трубками, спускающими воду из раковины после работы перепада. Дно раковины устраивается криволинейным, возвышающимся от краев к середине; раковина ставится низко, близ уровня воды нижнего бьефа.

При больших скоростях течения воды в лотке (больше 25 *м/сек*) струя рассеивается отражателем в крупный дождь, почти не производящий размыва грунта.

§ 6—5. СБОРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Как и для регуляторов на каналах, так и для сборно-блочных сопрягающих сооружений предложено несколько типов сооружений, составлены и изданы проектирующими институтами (Гипроводхоз, Ленгипроводхоз,

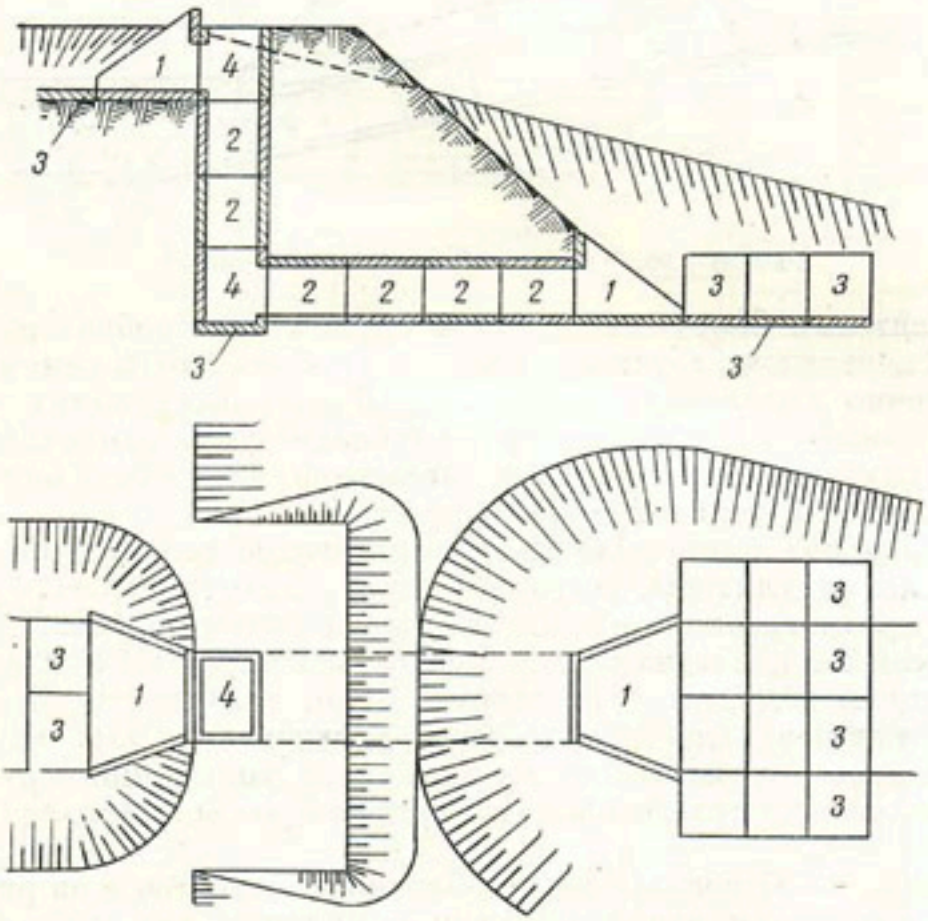


Рис. 6—35. Сборный шахтный перепад.

Росгипроводхоз и др.) альбомы типовых сборно-блочных сопрягающих сооружений с подробными указаниями по подбору (вместо расчета) размеров сооружений и по организации их монтажа.

На рисунке 6—35 показан вертикальный (шахтный) сборный перепад[1], монтируемый из четырех типов блоков на участках с сосредоточенным падением местности. Горизонтальный участок трубы следует проектировать с напорным движением. Для обеспечения затопления прыжка за трубой полезно укладывать облицовочные плиты с искусственно шероховатой поверхностью и, если это необходимо по гидравлическому расчету, несколько заглублять ниже дна канала выходное отверстие перепада.

---

[1] Е. А. Замарин. Сборные гидротехнические сооружения. «Гидротехника и мелиорация» № 7, 1954; В. М. Домбровский. Мелкие сооружения на оросительной сети. «Гидротехника и мелиорация» № 3, 1955; Н. С. Андреевский. Сборные железобетонные сооружения на оросительных и осушительных системах Украинской ССР. «Гидротехника и мелиорация» № 3, 1957.

На рисунке 6—36 показан трубчатый наклонный перепад, монтируемый из трех типов блоков. Чтобы полнее использовать материал трубы, следует стремиться к напорному движению в трубе. Трубчатый наклонный перепад может применяться при больших падениях местности; устраивая секционный вход (как в сборных шлюзах) и укладывая несколько труб, можно значительно повысить пропускную способность перепадов.

Сборные быстротоки применяются двух видов — первый, когда лоток быстротока располагают на грунте, и второй, когда лоток быстротока размещают над спланированной поверхностью земли на сваях[1] и на сборных опорах рамного или ящичного типа.

Быстротоки конструктивно проще перепадов, доступнее осмотру и ремонту, могут пропускать большие расходы воды.

Сооружения первой группы воспроизводят монолитные, со свойственными им выходными частями (водобойные колодцы, водобойные стенки

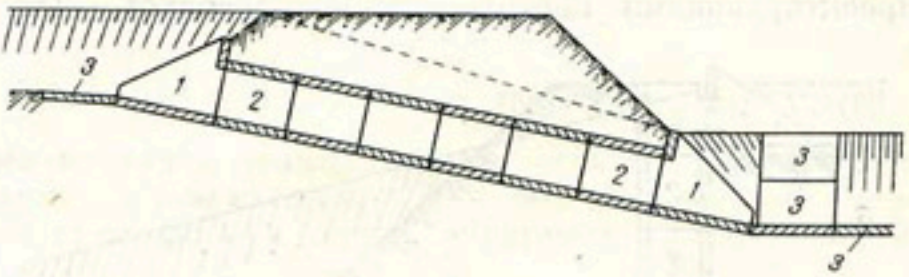


Рис. 6—36. Трубчатый наклонный перепад

и другие гасители). Сооружения второй группы целесообразнее оканчивать консольным перепадом; лотки их, для удобства осмотра и ремонта, располагают достаточно высоко над землей. В обеих конструкциях быстротоков необходимо обеспечить значительное заглубление фильтрационных вод путем устройства глубоких вертикальных элементов при входе или достаточно длинного входного участка типа понура.

Подготовка под сборно-блочные сопрягающие сооружения, как и под сборно-блочные регуляторы, устраивается из 10-сантиметрового слоя втрамбованного в грунт гравия с подливкой (перед укладкой блоков) цементного раствора слоем 3 *см*, или из слоя в 6 *см* бетона марки БГТ-100, В-4, $М_{рз}$-50 и слоя подливки цементного раствора в 3 *см*, роль которого заключается в выравнивании поверхности подготовки и связи ее с блоком. Подготовку основания можно устраивать путем глубокого уплотнения грунта (в слое 0,7—1,0 *м*) тяжелыми трамбовками с 3-сантиметровой подливкой цементного раствора.

На рисунке 6—37 показан сборно-блочный быстроток и на рисунке 6—38 его детали. Быстроток запроектирован с уклоном дна 0,33; борта лотка устроены из Г-образных блоков, дно из бетона, укладываемого на месте по армосетке при ширине лотка не больше 2 *м*. Расход такого быстротока составляет 5,7 $м^3/сек$, при больших расходах ширина входа быстротока увеличивается, на дне укладываются блок-плиты и омоноличиваются с бортами.

На рисунках 6—39 и 6—40 показаны схема и конструкции сборно-блочного консольного перепада с размещением лотка быстротока над спланированным откосом по сборным опорам из ящиков-блоков и самой консоли — на железобетонных сваях. Лоток быстротока собирается из корытообразных железобетонных блоков, подобных блокам-насадкам (рис. 6—41), но без устройства в них вырезов для свай и без поперечных перегородок.

В целях предупреждения утечек в стыке начального участка лотка с правой вертикальной сборной стенкой (рис. 6—40) понурной части полезно делать оклейку битумным матом по горячей битумной окраске и дальше вести заполнение понура суглинком. Шпунт в середине понура не следует

[1] В типовых проектах Гипроводхоза быв. Министерства совхозов РСФСР.

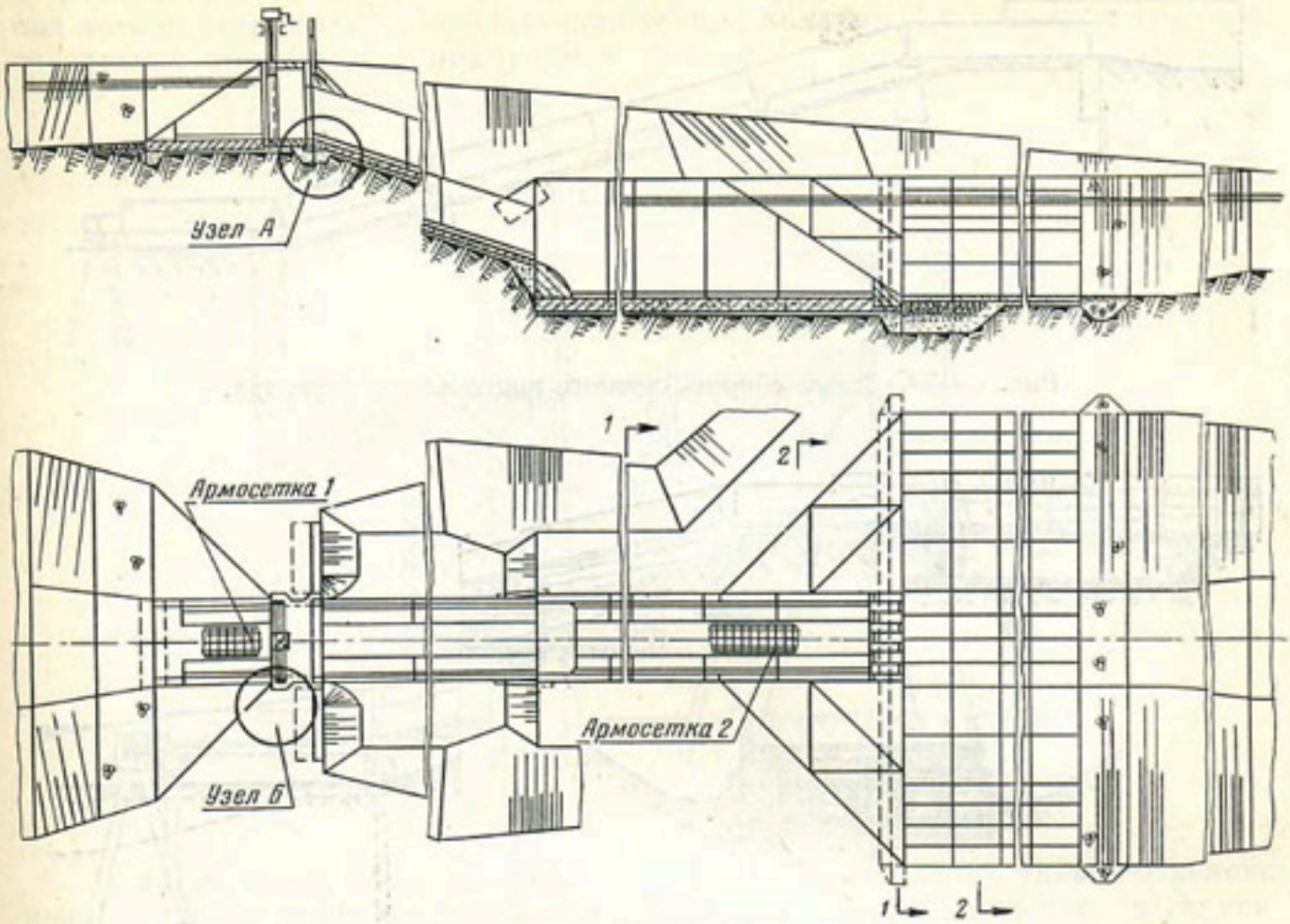


Рис. 6—37. Сборно-блочный быстроток (продольный разрез и план).

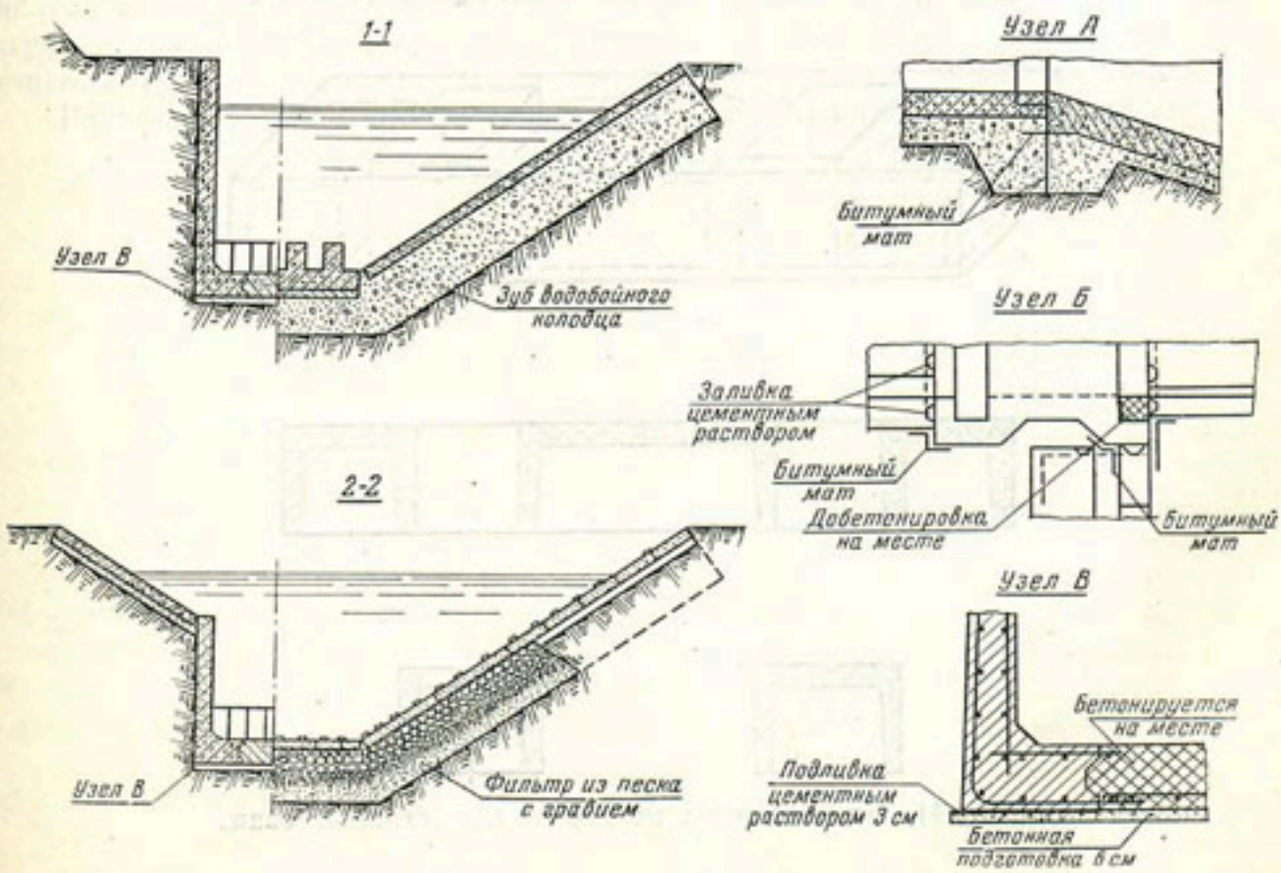


Рис. 6—38. Детали сборно-блочного быстротока (к рис. 6—37).

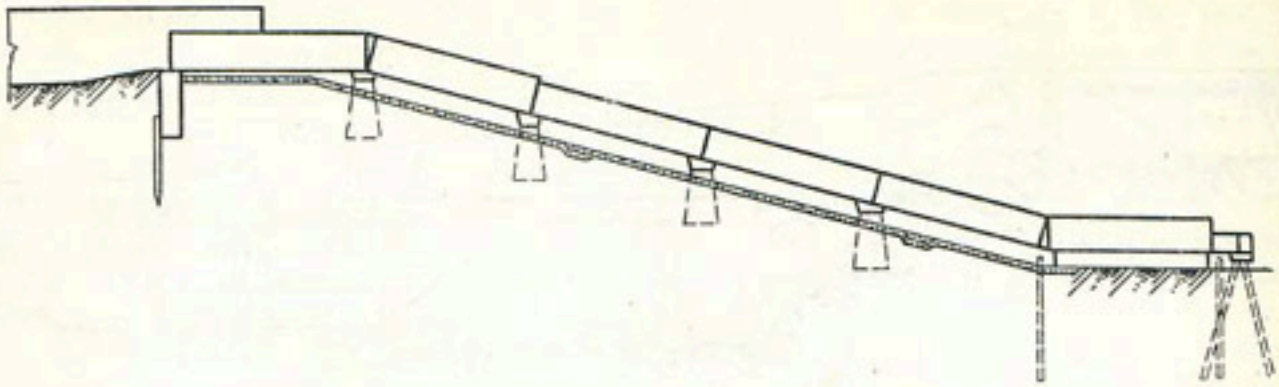


Рис. 6—39. Схема сборно-блочного консольного перепада.

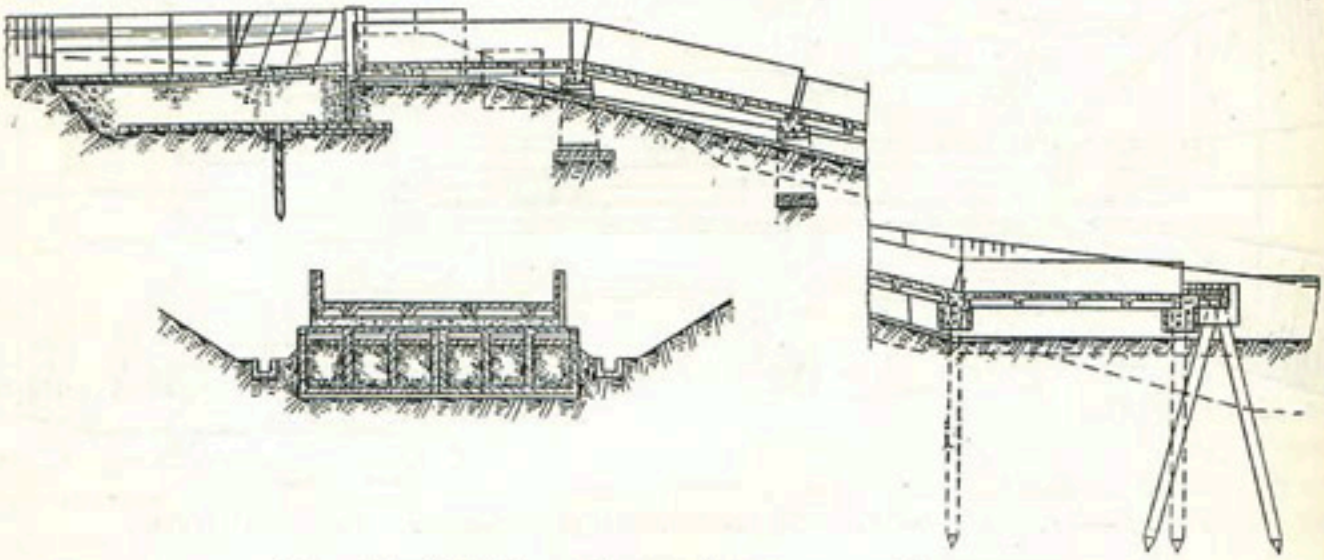


Рис. 6—40. Сборно-блочный консольный перепад.

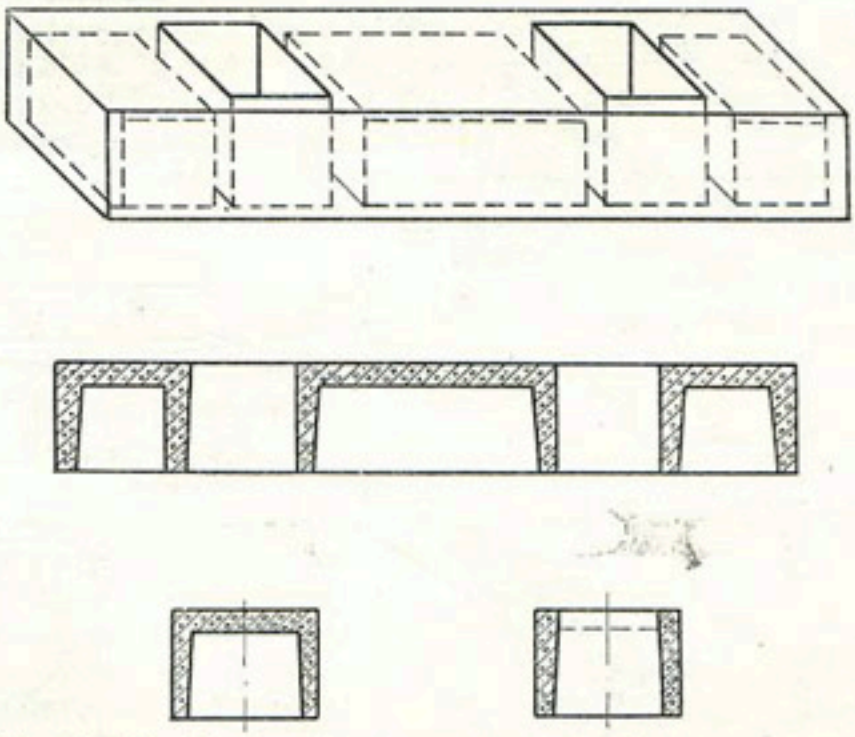


Рис. 6—41. Блок-насадка на две железобетонные сваи.

считать обязательным. Спланированный откос под лотком покрывается 10-сантиметровым слоем гравия с устройством вдоль бортов кюветов; под лотком устраивают наклонно-поперечные канавки, заполненные гравием, отводящим попавшую в них воду в кюветы.

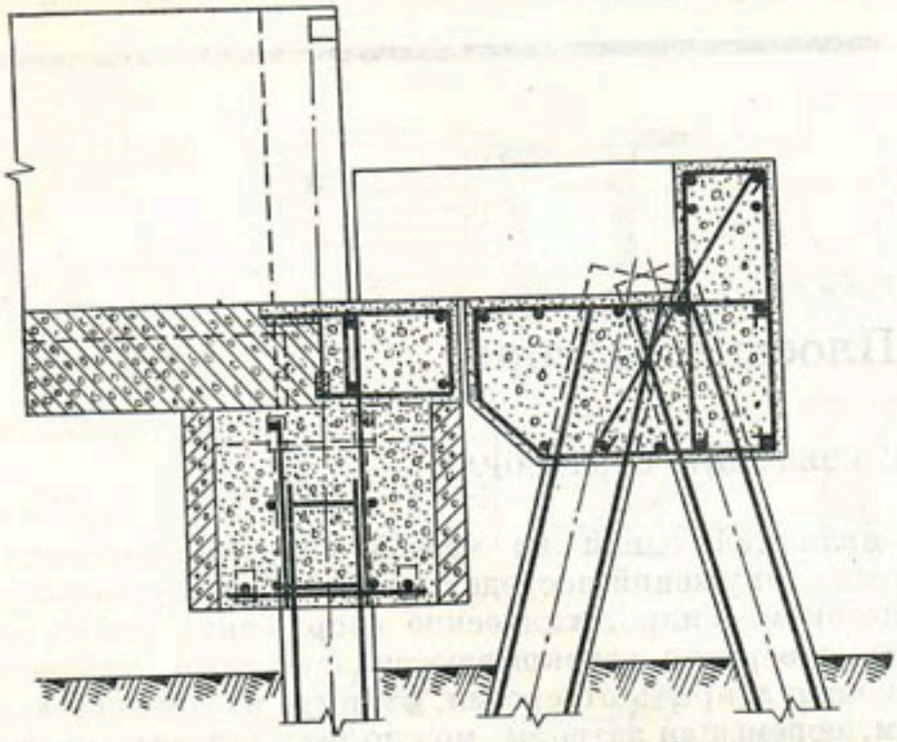


Рис. 6—42. Вариант железобетонной консоли.

В лотке через 30 *м* устраивают температурные швы; также отделяют швом от лотка консоль; дну лотка придают уклон 0,25 и менее, в зависимости от качества грунта на откосе.

В конце консоли устраивают вертикальную стенку (деревянную или железобетонную), играющую роль своеобразного трамплина, уменьшающего глубину размыва за консолью. Вследствие больших сдвигающих усилий консоль (рис. 6—42) ставят на опору из козловых железобетонных свай.

Расчетные расходы сборных консолей приняты до 30 $м^3/сек$.

ЧАСТЬ ТРЕТЬЯ

Затворы гидротехнических сооружений

Глава 7

Плоские затворы

§ 7—1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЗАТВОРАХ

Затворы являются одной из частей гидротехнических сооружений; в комплексе этих сооружений посредством затворов осуществляется управление водным потоком. Гидротехнические сооружения имеют отверстия для пропуска воды, отверстия перекрываются затворами, перемещая (передвигая) которые можно закрыть отверстия, открыть их полностью или частично. Таким образом, перемещая затворы, можно регулировать уровни воды перед ними (и за ними), управлять расходами, пропускаемыми через отверстия сооружений, производить смыв наносов через донные отверстия, удалять лед, шугу, плавник через верхние отверстия, пропускать суда, плоты, древесину, рыбу.

Размеры прямоугольных отверстий гидротехнических сооружений, перекрываемых затворами, стандартизированы (СН 149-60). Различают отверстия *поверхностные*, т. е. ограниченные с трех сторон (порогом и двумя боковыми гранями), и *глубинные* (погруженные, донные), ограниченные с четырех сторон, при расположении верхней грани отверстия ниже нормального подпорного уровня воды.

Затворы, перекрывающие как поверхностные, так и донные отверстия, весьма разнообразны по конструкции, поэтому единой классификации их еще нет. Имеются предложения классифицировать затворы по их форме (плоские, цилиндрические и т. п.), по роду движения (с поступательным или вращательным, перекатываемые и др.), по передаче давлений от затвора на быки и на флютбет, по сложности конструкции (простые, сложные, разборчатые), по материалам. Не приводя здесь подробной классификации затворов, рассмотрим лишь некоторые, наиболее распространенные конструкции их[1].

В затворах различают подвижные и неподвижные части. Собственно затвор состоит из жесткого каркаса (остова, несущей конструкции) и поддерживаемой им водонепроницаемой обшивки. В опущенном на флютбет положении (при закрытом отверстии) затвор разделяет верхний и нижний бьефы, воспринимает на себя гидростатическое давление и передает его на сооружение. Некоторые типы затворов водосливных отверстий показаны на рисунке 7—1, а затворы глубинных отверстий — на рисунке 7—2.

Сегментные, секторные и некоторые другие типы затворов перемещаются между быками (или устоями), вращаясь вокруг горизонтальных осей; для удобства перемещения между затвором и поверхностью быка оставляют

[1] А. Р. Березинский. Верхнее строение плотин. М., Стройиздат, 1949; Е. И. Зальквидсон, Е. Е. Нефедов, А. Р. Березинский. Плоские стальные затворы гидротехнических сооружений. Гос. издат. по строительству и архитектуре, М.—Л., 1951.

небольшую щель (зазор); во избежание утечки воды через эту щель затвор снабжают уплотняющими устройствами, имеющими различные оформления.

Для перемещения плоских затворов их оборудуют транспортными частями (полозы, колеса, тележки, гусеничные ролики), которые перемещаются по неподвижным путям (рельсам), устанавливаемым в нишах (пазах)

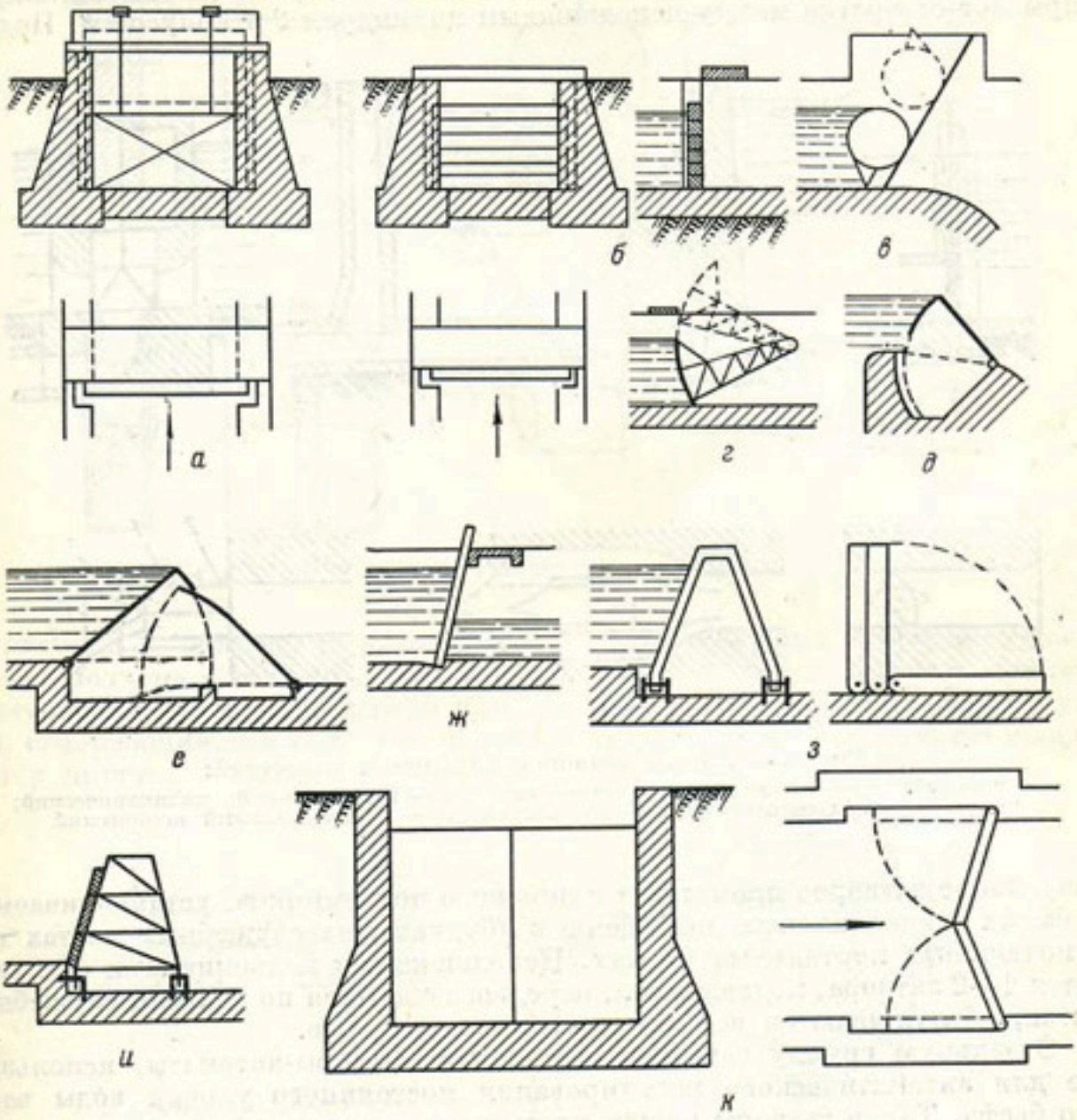


Рис. 7—1. Типы затворов водосливных отверстий:

а — плоский; *б* — шандоры; *в* — вальцовый; *г* — сегментный; *д* — секторный; *е* — крышевидный; *ж* — спицевый; *з* — рамный; *и* — поворотно-ферменный; *к* — ворота (в судоходных шлюзах).

быков или устоев и называемым о п о р н ы м и ч а с т я м и; на них опирается затвор и через них давление воды, воспринимаемое затвором, передается на быки и устои. Опорные части называются также з а к л а д н ы м и, так как они закладываются в тело быка или устоя при его возведении.

Затворы вальцовые (горизонтальные, цилиндрические) перемещаются перекатыванием их по наклонным массивным зубчатым рейкам, устанавливаемым в крупных нишах устоев или быков. Затворы, остов которых состоит из вертикальных рам или ферм, при открытии пролета укладываются на флютбет поворотом вокруг горизонтальных осей, параллельных оси потока. Ворота в судоходных шлюзах открывают пролет поворотом вокруг вертикальных осей.

Применяют следующие типы затворов глубинных отверстий: плоские, задвижки, сегментные и др. (рис. 7—2). В вертикальных цилиндрических

затворах нижний стальной цилиндр поднимается по вертикали и входит в расположенный над ним цилиндр, заделанный в кладку и тем самым открывает донное отверстие. Дроссельный затвор поворотом вокруг горизонтальной (или вертикальной) оси открывает отверстие. Игольчатый затвор перемещением по горизонтали закрывает выходное отверстие. Горизонтальный конический затвор (рис. 7—2, *ж*) горизонтальным перемещением цилиндра *1* закрывает отверстие между неподвижным цилиндром *2* и конусом *3*. Подъем

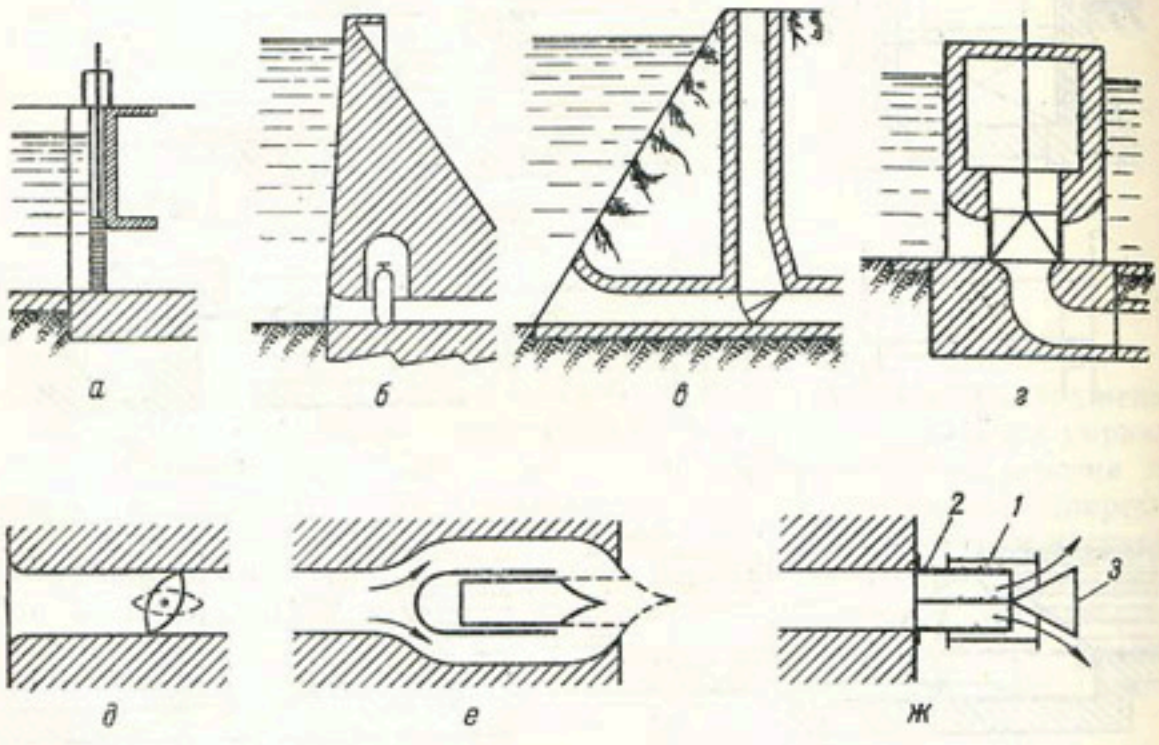


Рис. 7—2. Типы затворов глубинных отверстий:
а — плоский; *б* — задвижка; *в* — сегментный; *г* — вертикальный цилиндрический; *д* — дисковый (дроссельный); *е* — игольчатый; *ж* — горизонтальный конический.

и опускание затворов производят с помощью подъемников, устанавливаемых на быках в специальных помещениях (будках), на служебных мостах или на подвижных портальных кранах. Неподвижными подъемниками обслуживается 1—2 затвора, подвижными, передвигающимися по рельсам служебных мостов, обслуживаются все или несколько затворов.

Отдельную группу затворов составляют затворы-автоматы, используемые для автоматического регулирования постоянного уровня воды верхнего бьефа. Такие затворы нашли применение в гидротехнических сооружениях на оросительных каналах (например, затвор-автомат М. Ф. Финке). Принцип их действия основан на уравновешивании моментов сил, вызывающих движение затвора, и сил, сопротивляющихся этому движению[1].

Для своевременного осмотра и ремонта работающих затворов отверстия гидротехнических сооружений снабжаются ремонтными затворами, выполняющими также роль аварийных в случае неполадок в работе основных затворов. Мелкие гидротехнические сооружения на мелиоративных системах, не работающие в зимний период, не обязательно снабжать обоими видами затворов; часто ограничиваются одними основными затворами.

Выполнение проектов затворов обычно осуществляется специализированными проектными организациями.

---

[1] И. Б. Хамадов. Гидродинамические силы, действующие на затвор-автомат конструкции М. Ф. Финке, и его пропускная способность. «Известия АН УзССР», серия технич. наук, № 3, 1962.

§ 7—2. ШАНДОРЫ, СПИЦЫ, ПЛОСКИЕ ЗАДВИЖНЫЕ ЗАТВОРЫ

Шандоры. Шандорами называются доски, брусья или балки более сложного очертания, укладываемые в пазах горизонтально одна на другую в виде стенки, закрывающей отверстие гидротехнического сооружения.

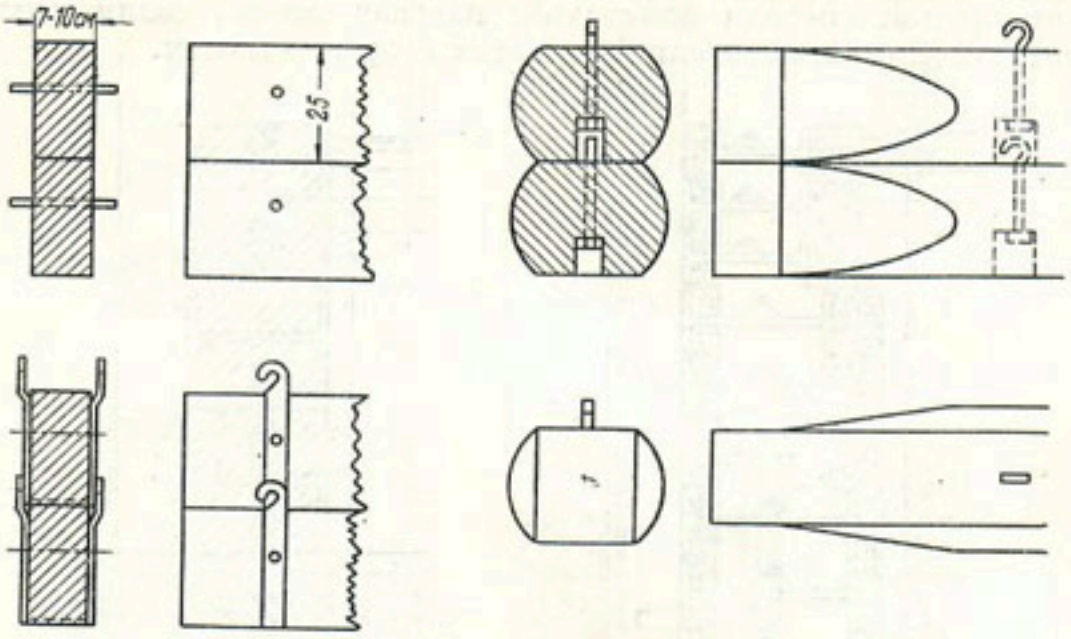


Рис. 7—3. Деревянные шандоры.

На рисунке 7—3 показаны дощатые и брусчатые шандоры и приспособления для их подъема с помощью багров (двурогих для левых дощатых шандор). Выступающие из шандор штыри или крюки зачастую обволакиваются мусором, содержащимся в воде, что препятствует хорошему прилеганию шандор друг к другу.

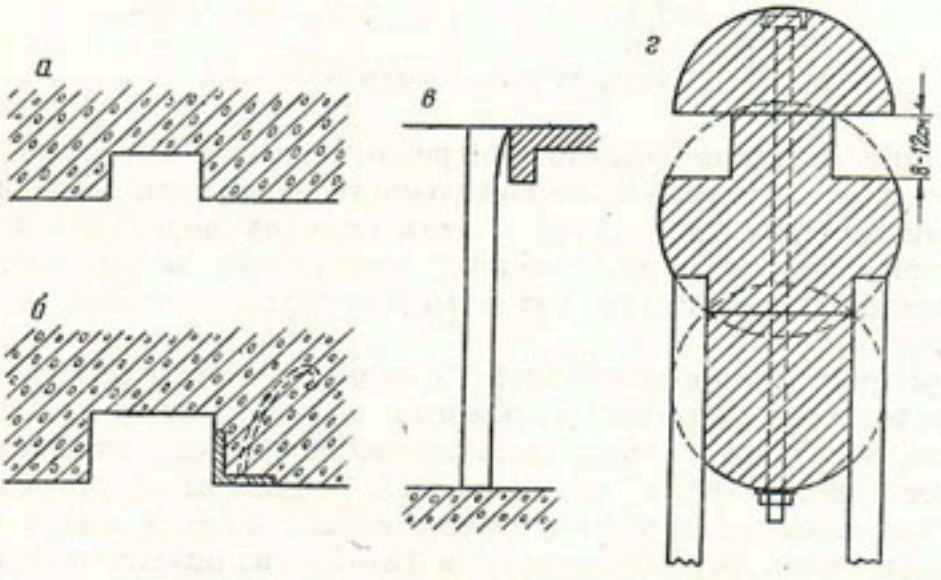


Рис. 7—4. Пазы для деревянных шандор:
а и *б* — в бетонной стенке; *в* — вид сбоку; *г* — в деревянной стойке.

Пазы для деревянных шандор показаны на рисунке 7—4. При небольших по ширине и высоте пролетах паз в бетонной стенке (рис. 7—4, *а*) тщательно выравнивается и железнится; при больших пролетах выравнивание паза достигается обделкой его прокатным уголком (рис. 7—4, *б*), жестко соединяемым с бетоном арматурными концами, приваренными к уголку. Сверху паз для удобства вкладывания в него шандор уширяется.

Шандоры рассчитывают как свободно лежащие балки, загруженные гидростатическим давлением воды, уровень которой считается совпадающим

с верхом шандорной стенки; шандоры поверяются еще на напряжение от смятия поперек волокон у внешнего края паза. Паз должен быть достаточно просторным для свободного размещения в нем шандор; его торцовая стенка должна отстоять от конца шандора на 2—3 *см*.

Паз в деревянной стойке (рис. 7—4, *г*) образуется выемкой в ней четверти, прикрытой спереди пластиной; пазовая стойка сзади усиливается вспомогательной стойкой, обшитой с обеих сторон досками.

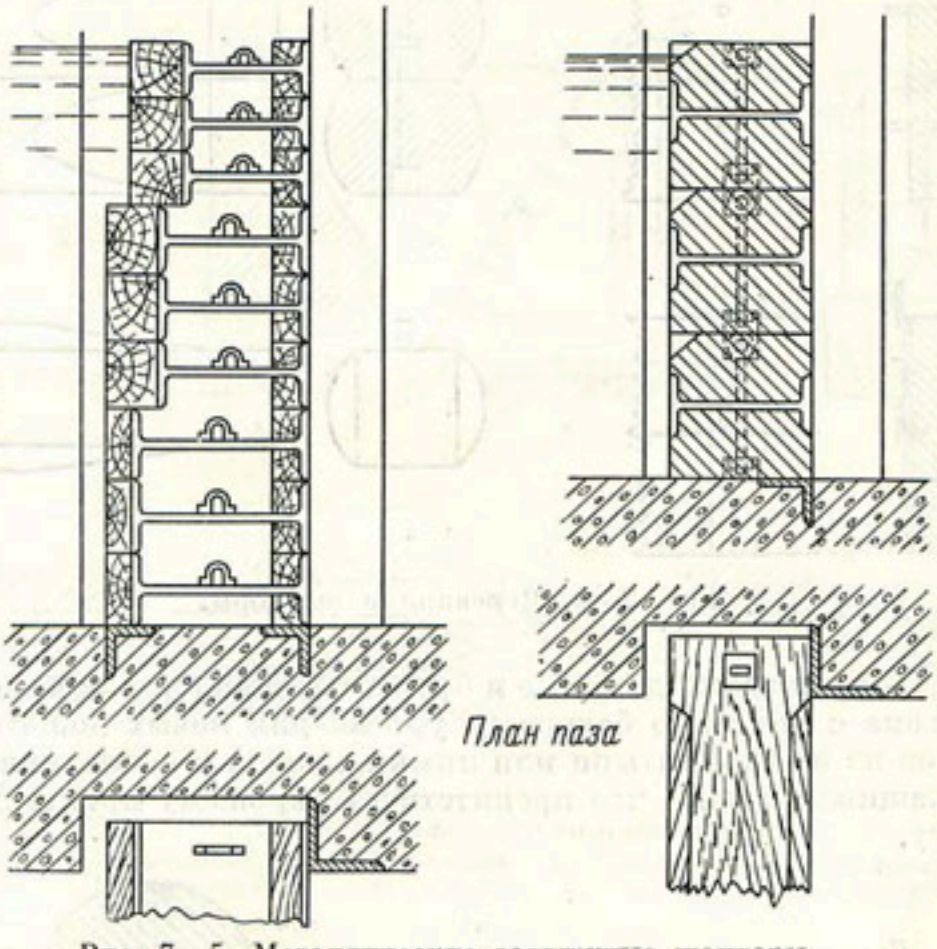


Рис. 7—5. Металлические задвижные шандоры.

Деревянные шандоры обычно употребляются для перекрытия пролетов до 3 *м* ширины и 3 *м* глубины (от поверхности воды); для больших пролетов и глубин они применяются редко; в этих случаях переходят к металлическим шандорам двутаврового сечения, уплотнение между которыми и в пазу достигается деревянными брусками, прибалчиваемыми к двутаврам (рис. 7—5).

Для перекрытия широких (более 10 *м*) и глубоких пролетов задвижные шандоры, вследствие больших подъемных и опускных усилий, не применяют; вместо них употребляют металлические фермы, снабженные двумя парами колес (рис. 7—6), с металлической обшивкой со стороны верхнего бьефа и деревянным уплотнением между собой. Уплотнение в пазу достигается металлической трубой диаметром 12—15 *см*, опускаемой до флютбета после установки всех шандор.

Для отверстий плотины Борисоглебской ГЭС пролетами по 12 *м* и напором в 7 *м* применены арочные ремонтные заграждения с радиусом в 7 *м*. Шандоры, высотой по 500 *мм* каждая, выполнены из металлического коробчатого сечения с деревянными уплотнениями[1]. Металлические шандоры тяжелы и дороги; для маневрирования ими нужны сильные подъемники. На внутрисистемных гидротехнических сооружениях, работающих на выравненном режиме стока, колесные металлические шандоры можно заменить

[1] Ю. Д. Проценко, А. Г. Василевский. Механическое оборудование гидротехнических сооружений каскада ГЭС на реке Паз (Паатсо-йоки). «Гидротехническое строительство» № 10, 1964.

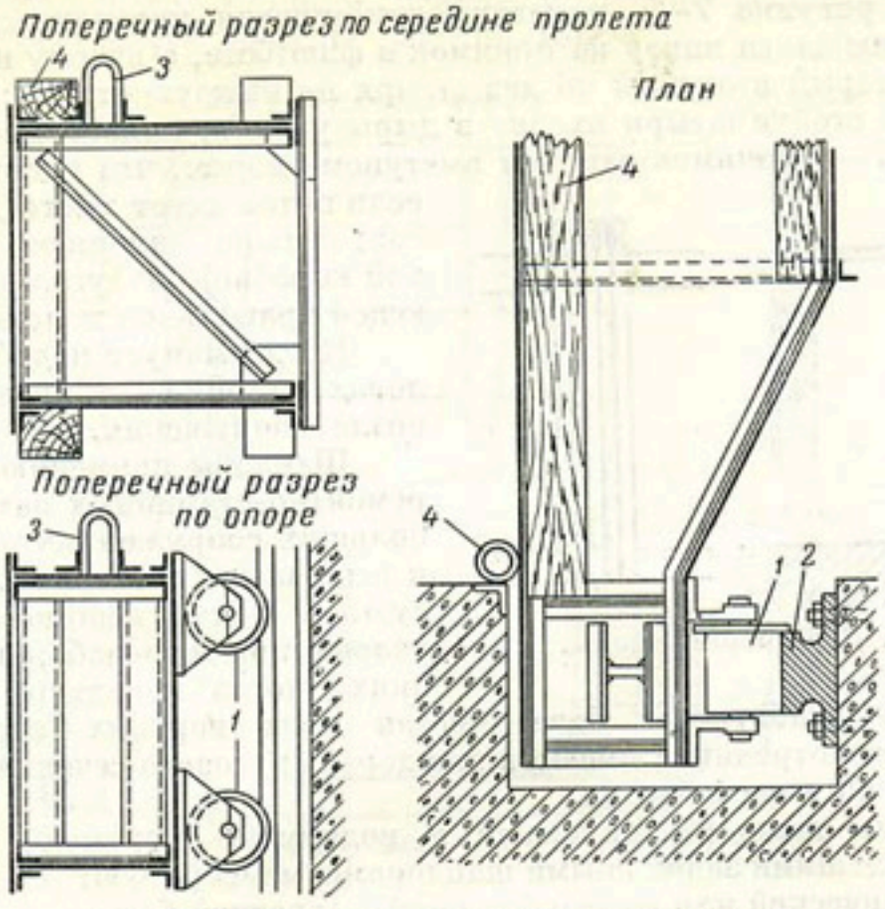
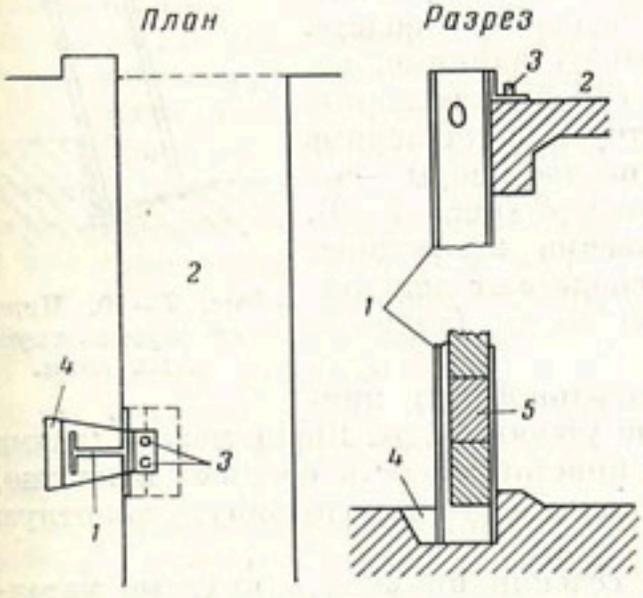


Рис. 7—6. Металлические колесные шандоры:
1 — колесо; *2* — рельс; *3*—подъемная проушина; *4* —уплотнение.



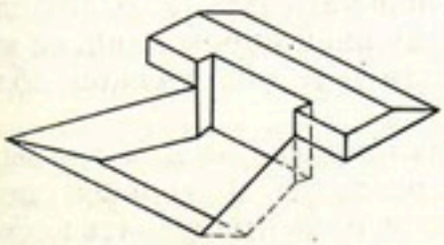


Рис. 7—7. Деревянные шандоры со съемными стойками:
1 — съемная стойка; *2* — мостик; *3* — штыри; *4* — приямок; *5* — шандоры.

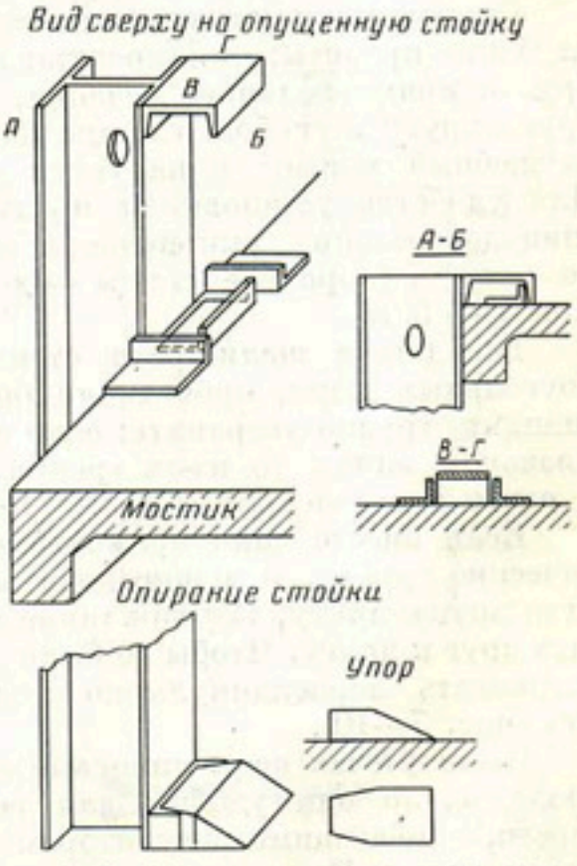


Рис. 7—8. Съемные стойки для деревянных шандор.

дощатыми задвижными, если на пролете поставить для них дополнительные стойки. На рисунке 7—7 показана двутавровая металлическая съемная стойка, опирающаяся внизу на приямок в флютбете, а вверху на служебный мостик, в который втоплены по два штыря на каждую стойку; в правильно поставленной стойке штыри входят в дыры уголка, приваренного к стойке. На рисунке 7—8 приямок заменен выступом-упором, что удобнее в случае, если поток несет много донных наносов; штыри заменяют более прочной коробкой из уголков, фиксирующей правильное положение стойки.

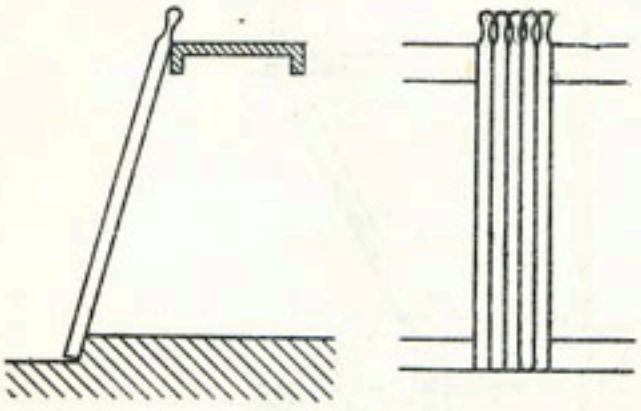


Рис. 7—9. Деревянные спицы.

Когда минует надобность в шандорах, стойки убирают на склад возле сооружения.

Шандоры применяют в качестве ремонтно-аварийных затворов; в небольших сооружениях они являются и основными затворами; они используются и как вспомогательные затворы при водозаборных сооружениях, когда переливом через шандорную стенку забирается более чистая вода верхних слоев потока.

Кроме рассмотренных, имеются шандоры кругового сечения и шандоры, выполненные из железобетона.

Небольшие шандоры опускают и поднимают вручную, колесные — лебедками. Большими задвижными шандорами маневрируют с помощью тяжелой (металлической или железобетонной) захватной балки на колесах, которая своим весом опускает шандору, а при подъеме, захватывая за крючья шандору, поднимается вместе с ней лебедкой [1]. Опускание и подъем шандор лучше производить при закрытом (основным затвором) пролете.

Спицы. Спицами возможно перекрывать длинные, неглубокие пролеты; они представляют собой деревянные брусья прямоугольного сечения, вплотную поставленные друг к другу и свободно опирающиеся на две опоры — на служебный мостик и на уступ в флютбете (рис. 7—9). Для удобства установки и предупреждения всплывания спиц до создания ими подпора их располагают наклонно — от $^1/_4$ (короткие спицы — до 2 *м*) до $^1/_8$ (длинные спицы — 5 *м*).

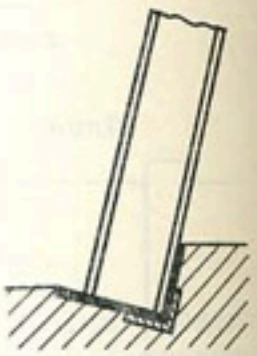


Рис. 7—10. Нижняя опора трубчатых спиц.

Вследствие щелистости стенки, собранной из прямоугольных спиц, происходят большие утечки воды. Щели между такими спицами трудно устранить: если спица приставляется к соседней неплотно, с зазором внизу, то из-за трения эту спицу нельзя пододвинуть вплотную к ранее поставленной.

Если вместо спиц прямоугольного сечения применить круглые металлические трубы, то можно добиться большей плотности примыкания таких спиц друг к другу, так как такие спицы можно перекатывать, т. е. пододвигать друг к другу. Чтобы не было утечек в месте нижней опоры спиц, ее надо устраивать перпендикулярно к спицам и укреплять металлической обделкой (рис. 7—10).

Из-за утечек воды спицевые заграждения малопригодны для закрытия пролетов, но они удобны для регулирования расходов и уровней перед перегораживающими регуляторами, особенно когда надо пропускать небольшие расходы. Пропуск таких расходов из-под затвора почти всегда требует устройства водобойного колодца, и все же не исключена возможность

---

[1] А. Р. Березинский. Затворы гидротехнических сооружений СССР (альбом). Стройиздат, М., 1937.

появления за водобойным колодцем сбойного течения; выпуская же воду через узкие щели между спицами, получаем хорошее успокоение в нижнем бьефе и без водобойного колодца (рис. 4—13).

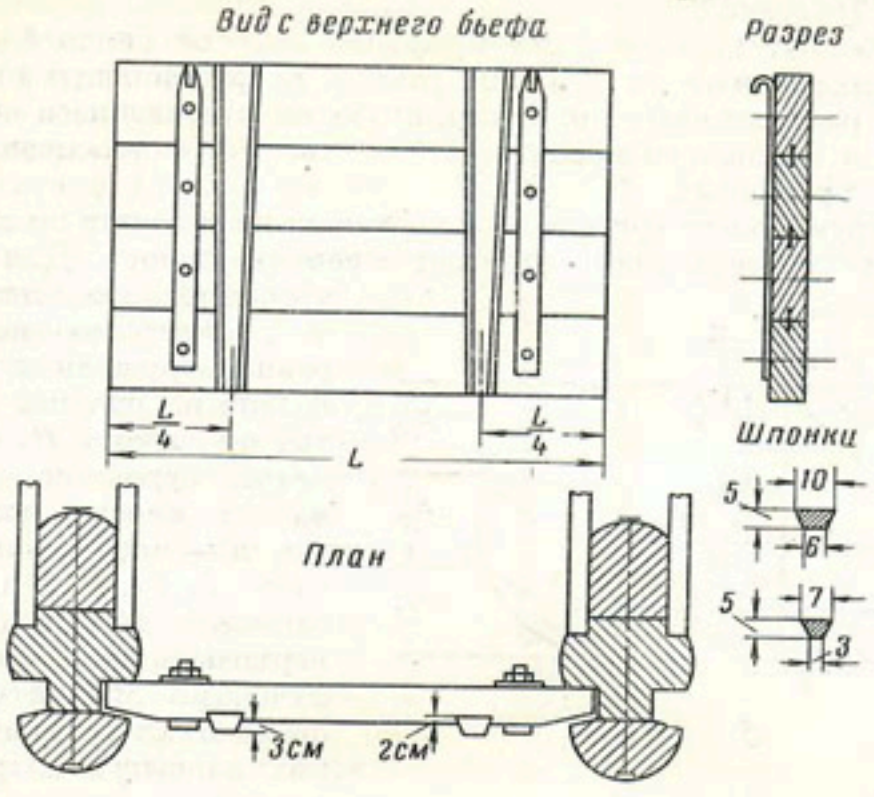


Рис. 7—11. Деревянный плоский затвор.

Плоские затворы. Деревянные плоские затворы делают из досок (обычно толщиной 6—8 *см*), соединяемых с помощью внутренних реек (рис. 7—11) или вчетверть (при соединении вчетверть возможны заметные утечки через стыки досок). Доски сплачивают шпонками, располагаемыми с напорной стороны. Для подъема затворы снабжают парными крючьями из полосового железа (8 × 50 *мм*).

Размеры таких затворов небольшие: ширина 1—1,5 *м*, высота 1,25—1,7 *м*; напор допускают до 3,5 *м*. Концы затворов оковывают полосовым железом или прокатными уголками.

Доски затвора рассчитывают как свободно опертые балки, с учетом ослабления их шпонками. Затворы осмаливают или обрабатывают антисептическими составами.

Простейшие металлические плоские затворы (рис. 7—12) состоят из уголковой рамы, соединенной с листовой обшивкой толщиной 4—5 *мм*; размеры их примерно те же, что и деревянных затворов.

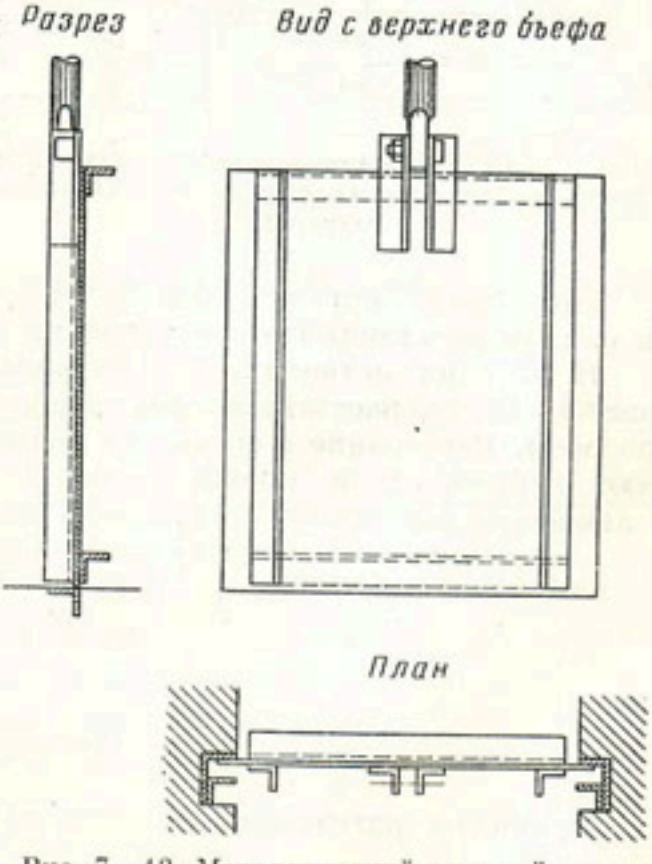


Рис. 7—12. Металлический плоский затвор.

Для перекрытия больших пролетов плоскими металлическими затворами описанная конструкция неприемлема: одна рама не обладает достаточной жесткостью, обшивка получается чрезмерно толстой (из расчета

ее на давление у низа затвора) и недогруженной в верхней части его. Для больших пролетов каркас затвора составляется из двух опорных стоек, верхней и нижней балок, образующих раму затвора, и из нескольких балок внутри рамы (ригелей).

Ригели делают из прокатных профилей высотой около $^1/_6$—$^1/_{10}$ длины пролета и расставляют из условия равной нагруженности их давлением воды. Ригели рассчитывают как балки, свободно опирающиеся на две опоры; прогиб ригеля не должен превышать $^1/_{750}$ пролета для основных затворов и $^1/_{500}$ — для временных.

Равнонагруженность ригелей давлением воды находят по закону рычага, считая, что уровень воды совпадает с верхом затвора. Для поверхностного плоского затвора построение, определяющее положение равнонагруженных ригелей, показано на рисунке 7—13, *а*. На высоте затвора H, как на диаметре, строят полуокружность, на нее сносят давления H/n, где n — число ригелей, и из точек *1*, *2* . . . и т. д. диаметр засекают дугами с центром в верхней точке A диаметра. Полученные ординаты h_1, h_2 . . . определяют границы равновеликих площадей нагрузок на ригеля:

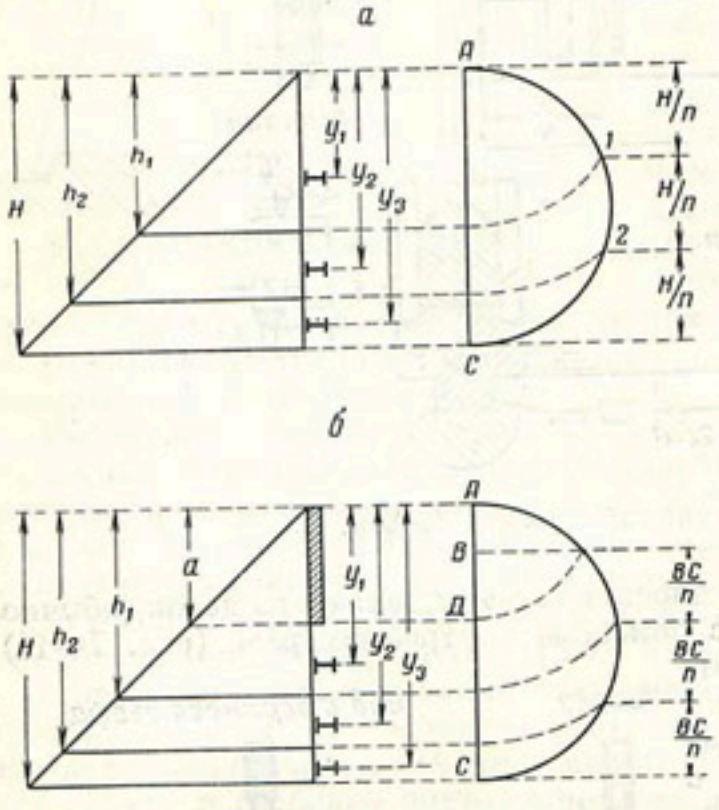


Рис. 7—13. Размещение равнонагруженных ригелей для поверхностного и глубинного затворов.

$$h_k = H\sqrt{\frac{k}{n}}, \qquad (7—1)$$

где k — порядковый номер ригеля, считая сверху.

Расстояние оси ригеля от верха затвора найдется из уравнения:

$$y_k = \frac{2}{3}\frac{H}{\sqrt{n}}[k^{3/2} - (k-1)^{3/2}]. \qquad (7—2)$$

При двух ригелях они будут равнонагружены, если их поместить на равном расстоянии от равнодействующей давления.

В плоских затворах, погруженных под уровень воды на величину a (рис. 7—13, *б*), расстановка равнонагруженных ригелей производится таким способом. Расстояние a сносят на диаметр AC (точка $Д$); радиусом $АД$ засекают окружность и находят точку B; расстояние BC делят на n частей; дальнейшее построение аналогично предыдущему.

Положение равновеликих площадей и ригелей можно найти из формулы[1]:

$$h_k = H\sqrt{\frac{k+\beta}{n+\beta}}, \qquad (7—3)$$

где

$$\beta = \frac{na^2}{H^2 - a^2}. \qquad (7—4)$$

Ординаты ригелей определяются:

$$y_k = \frac{2}{3}\frac{H}{\sqrt{n+\beta}}[(k+\beta)^{3/2} - (k-1+\beta)^{3/2}]. \qquad (7—5)$$

[1] П. М. Бобин. О размещении ригелей. «Известия ВНИИГ», т. V, Л., 1932.

Изложенные приемы размещения равнонагруженных ригелей не являются точными: во-первых, потому, что закон рычага здесь применяется условно, без учета конструкций затвора, передающих давление от воды на ригели; во-вторых, затворы всегда окаймляются сверху ригелем, нужным для присоединения подъемной тяги, для восприятия случайных ударов от плавника и т. п.; в-третьих, нижний ригель ставится на такой высоте от дна, которая необходима для устройства донного уплотнения (15—25 *см* для небольших затворов и больше — для крупных); наконец, в-четвертых, не учитывается равенство толщины обшивки. Следует заметить, что ригели не рекомендуется ставить ближе 50 *см* друг от друга, иначе монтаж затвора будет затруднен.

На рисунке 7—14 показан плоский ригельный затвор, состоящий из пяти ригелей коробчатого сечения и двух стоек такого же сечения. У ригелей в стыке со стойками обрезаются вертикальные полочки, они заподлицо входят в стойки и привариваются к ним; к каркасу затвора с напорной стороны прикрепляется металлическая обшивка. Донное уплотнение устраивается из деревянного бруса со скошенными краями (во избежание вакуума под ним при выпуске воды из-под затвора); в пазу задний скос у бруса не делается (иначе в пазу будет щель).

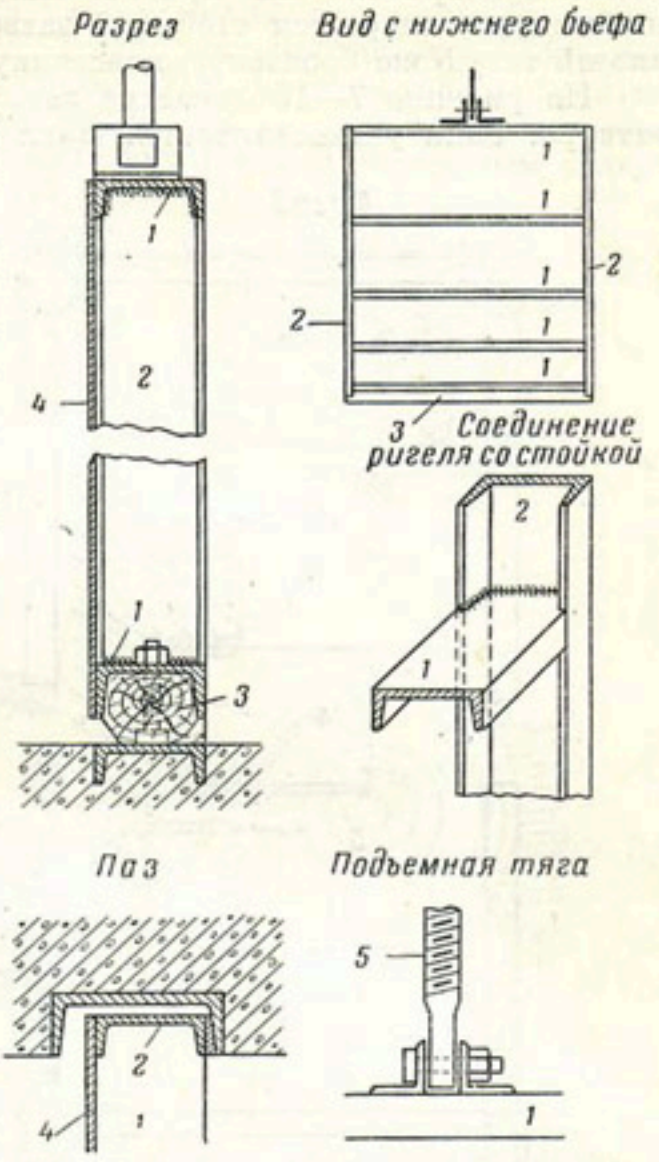


Рис. 7—14. Плоский ригельный затвор:
1 — ригели; *2* — стойки; *3* — донное уплотнение; *4* — обшивка; *5* — подъемный винт.

Поверхностные задвижные затворы требуют большого подъемного усилия P, равного силе тяжести затвора G плюс сила трения T в пазах.

$$P = G + 0{,}5\,BH^2 f, \qquad (7—6)$$

где B и H — ширина и высота затвора;

f — коэффициент трения, величины которого выбираются по таблице 7—1.

Таблица 7—1

Материал полоза или уплотнения	Материал закладных частей	
	сталь обыкновенная	сталь нержавеющая
Сталь обыкновенная	0,5	
Бронза	0,4	0,2
Древесина	0,65	0,5
Древесно-слоистый пластик	0,4	0,1
Резина	0,65	0,5

Задвижные затворы требуют значительного усилия и для опускания, так как большей частью $T > G$, поэтому они снабжаются жесткой подъемной тягой, проверяемой на продольный изгиб.

Пазовую стойку делают коробчатого сечения, но большего номера, чем стойки затвора; из-за косины полочек коробчатого профиля к пазовой стойке приваривают (или приклепывают) клиновидную стальную пластинку, на которую опирается стойка *2* затвора (рис. 7—14), или привинчивают впотай такую же бронзовую пластинку.

На рисунке 7—15 показана закладная пазовая рама для задвижного затвора. Рама устанавливается (закладывается) в собранном виде до бето-

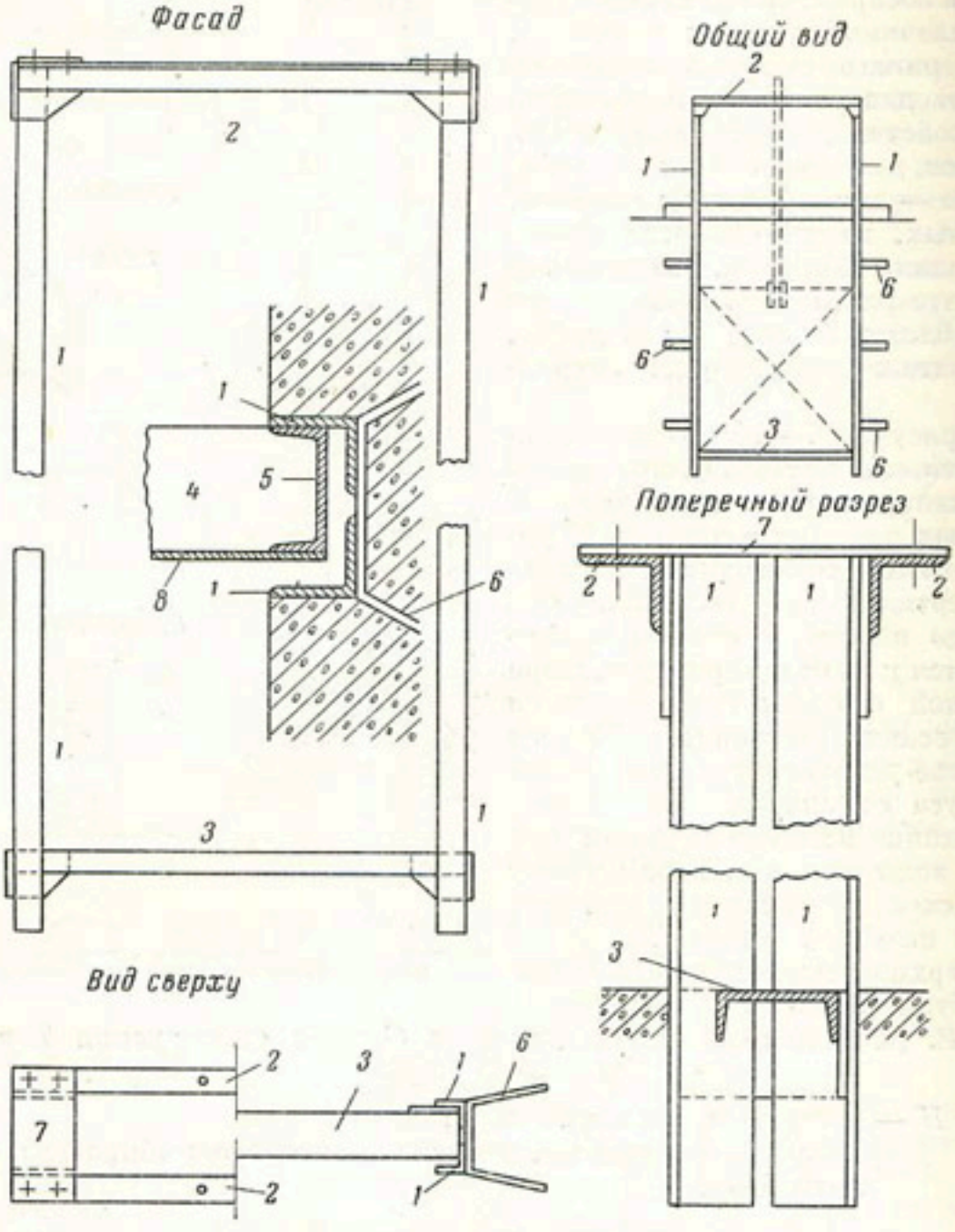


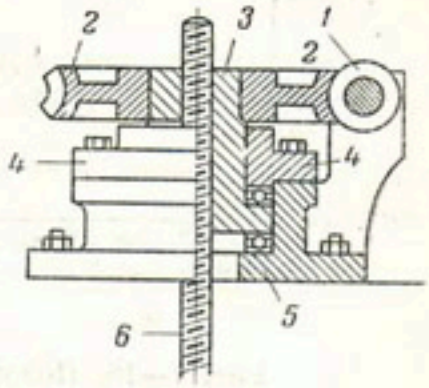
Рис. 7—15. Закладная пазовая рама:
1 — стойки рамы; *2* — ригели под подъемник; *3* — опорный ригель; *4* — ригель затвора; *5* — стойки затвора; *6* — анкеры; *7* — планка; *8* — обшивка.

нировки и потом, после выверки правильности ее положения и закрепления ее, бетонируется в кладку быков или устоев. Раму конструируют сварной или клепаной, из коробчатых профилей (рис. 7—14) или из уголков (рис. 7—15). Планками-анкерами раму заделывают в бетон; сверху рамы ставят на болтах соединительные планки, снятие которых позволяет вынуть затвор из пазов. Анкеры нужны для восприятия части усилия, стремящегося вырвать стойки рамы (при принудительной посадке затвора).

Установку закладных частей и обетонировку их в случае крупных затворов ведут большей частью отдельно от кладки основных частей сооружения,

оставляя в быках и устоях соответствующие штрабы, удобные для монтажа закладных частей и кладки штрабного бетона после возведения быков, устоев.

Задвижные затворы снабжаются подъемниками, большей частью винтовыми, реже реечными. На рисунке 7—16 показан винтовой подъемник, у которого вырезана (для показа) четверть. Подъемник состоит из бронзовой гайки (рис. 7—17), приводимой во вращательное движение надеваемым на нее ключом (рис. 7—16) или соединенным с ней червячным колесом, червяком и рукояткой (рис. 7—17); последняя может быть заменена штурвалом (рис. 4—8). Для того чтобы гайка при ее вращении не перемещалась вдоль винта, а



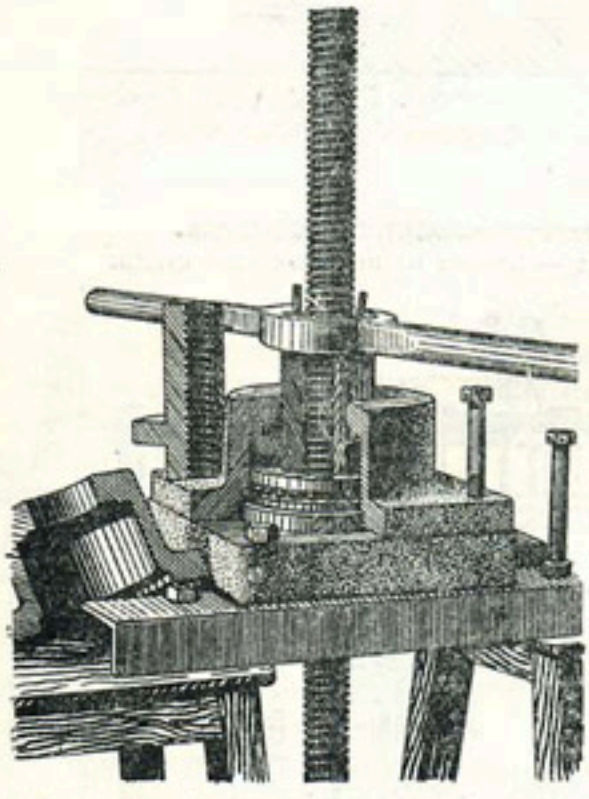


Рис. 7—16. Винтовой подъемник.

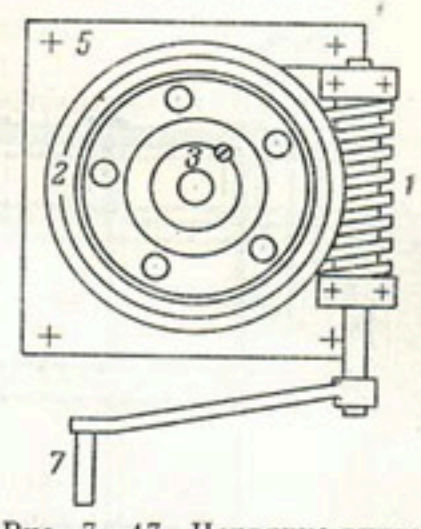


Рис. 7—17. Червячно-винтовой подъемник:

1 — червяк; *2* — червячное колесо; *3* — гайка на шариках; *4* — удерживающая крышка; *5* —основа подъемника; *6* —подъемный винт; *7* — рукоятка.

оставалась в одной и той же плоскости, сверху ее наглухо (на болтах) прикрывают удерживающей крышкой; тогда вращение гайки заставит передвигаться вверх (или вниз) винт и шарнирно соединенный с ним затвор.

Червячно-винтовые подъемники могут развивать подъемное усилие в несколько тонн, винтовые — меньше.

Несмотря на возможность конструировать подъемники с большими подъемными усилиями, задвижные затворы не делают большими: они редко бывают больше 5—6 $м^2$, из-за чрезвычайной медлительности подъема (или опускания) их.

Введение в практику полозов из древесно-слоистого пластика значительно расширяет область применения скользящих затворов, так как коэффициент трения скольжения пластика снижается более чем в 5 раз по сравнению с коэффициентом трения между обычным деревянным брусом и сталью. Древесно-слоистые пластики (ДСП) представляют собой плиты, образованные из березовых шпонов толщиной 0,55 *мм*, пропитанные фенольно или крезольноформальдегидными смолами и склеенные в процессе термической обработки под давлением 200 $кгс/см^2$. При этом объемный вес ДСП-Б увеличивается до 1,3 $т/м^3$; допускаемое удельное давление в полозах ДСП-Б, обжатых сжимающими усилиями с напряжением в 200 $кгс/см^2$, принимается 400 $кгс/см^2$ (4000 $н/см^2$); расчет полоза и ДСП-Б на смятие ведут по наиболее загруженной полосе.

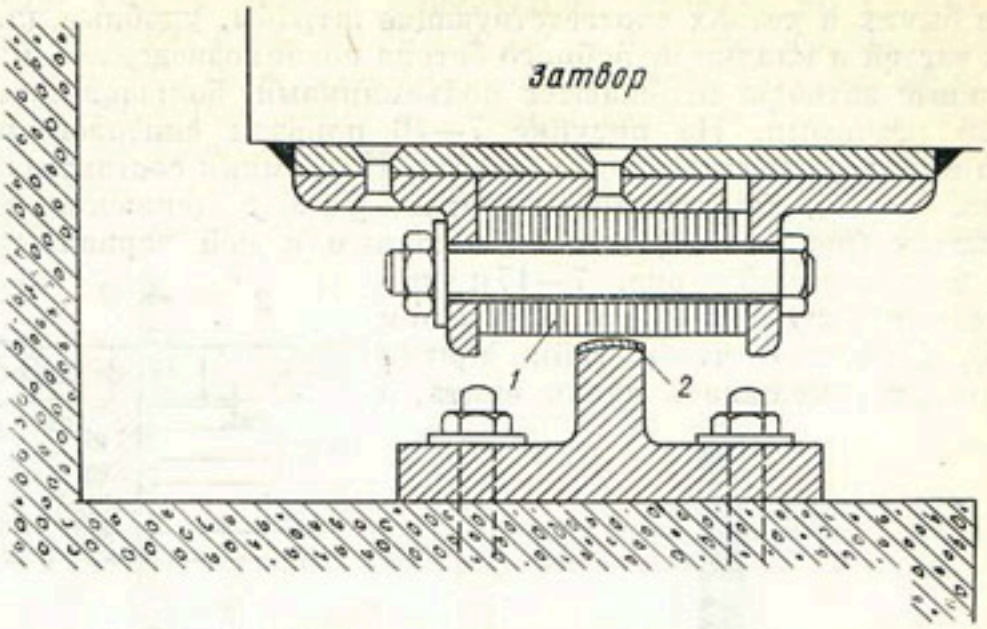


Рис. 7—18. Полоз из древесно-слоистого пластика.
1 — древесно-слоистый пластик; *2* — полоса из нержавеющей стали.

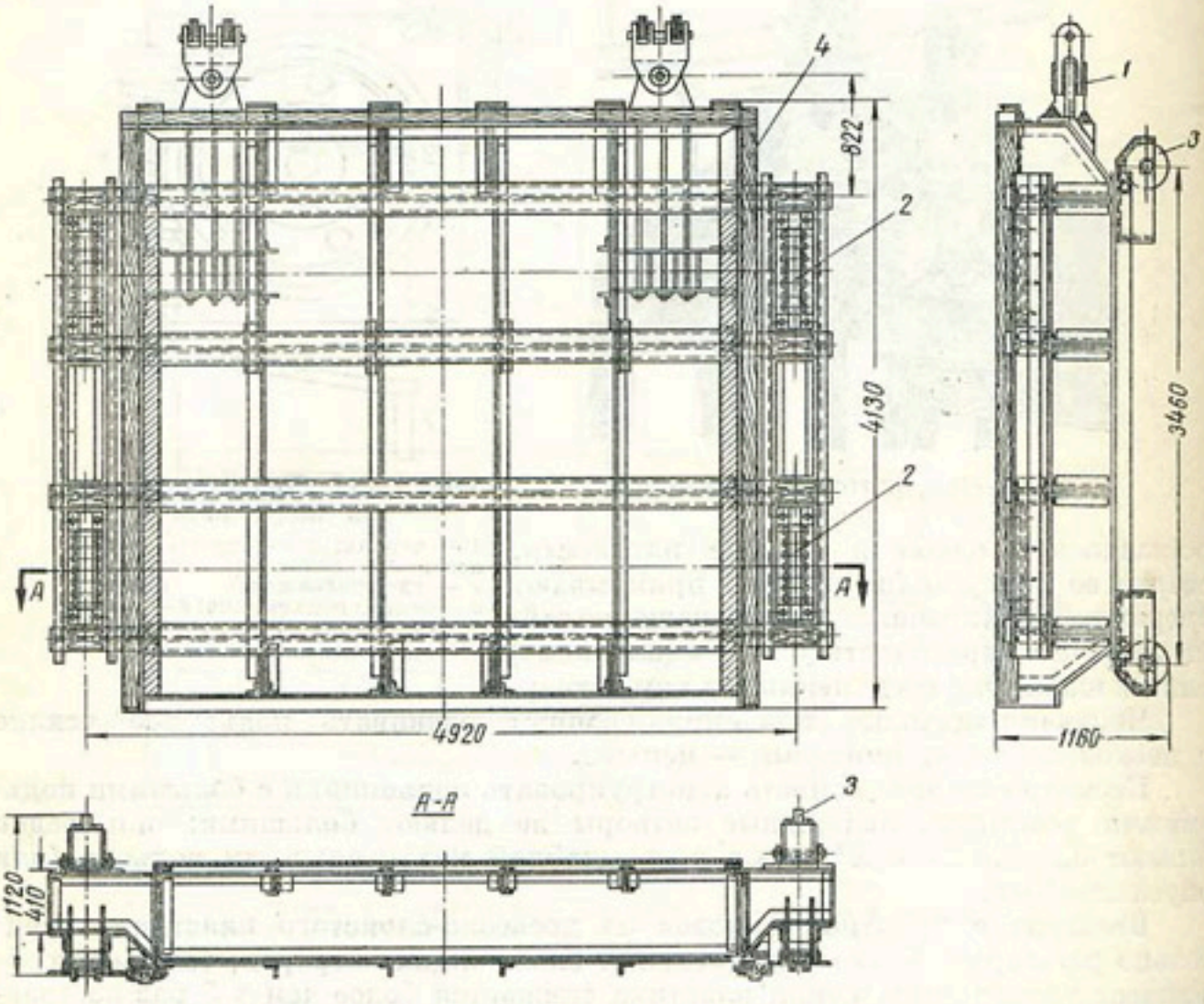


Рис. 7—19. Плоский затвор с опорами скольжения.
1 — подъемная тяга; *2* — полоз; *3* — обратное колесо; *4* — уплотнение.

Конструкция полоза с древесно-слоистым пластиком, установленным непосредственно на затворе [1], показана на рисунке 7—18. Радиус головки

[1] А. И. Отрешко, А. М. Ивянский, К. В. Шмурнов. Инженерные конструкции в гидромелиоративном строительстве. Сельхозгиз, М., 1955; А. И. Отрешко. Применение древесно-слоистых пластиков в опорах плоских затворов. «Гидротехническое строительство» № 1, 1956.

рельса принимается 10—20 *см*, ширина рельса (ширина полосы из нержавеющей стали) 2,5—4,0 *см* при интенсивности опорного давления на 1 пог. *м* длины рельса 1000—2000 *кг*.

Конструкция затвора с опорами скольжения из ДСП-Б, установленного у глубинного отверстия, показана[1] на рисунке 7—19.

§ 7—3. КОЛЕСНЫЕ ЗАТВОРЫ

Постановкой плоских затворов на колеса можно значительно уменьшить подъемное усилие и тем расширить область применения плоских затворов.

В величине подъемного усилия P колесных затворов составляющая от трения уменьшается в несколько раз вследствие замены трения скольжения трением качения:

$$P = G + 0{,}5\,BH^2\frac{f_r + f_1}{R} + T, \qquad (7—7)$$

где G — сила тяжести затвора;

r и R — радиусы оси колеса и самого колеса в *см*;

f_1 — плечо трения качения (0,05—0,10 *см*);

T — сила трения в боковых уплотнениях;

f — коэффициент трения скольжения, выбираемый по таблице 7—1.

Сила трения в двусторонних боковых уплотнениях T вычисляется по формуле:

$$T = aH^2f, \qquad (7—8)$$

где a — ширина пластинки (рис. 7—22) бокового уплотнения, равная 0,15—0,20 *м*.

Коэффициенты трения в подшипниках со стальной осью принимаются равными 0,3 для подшипника из бронзы и 0,2 для подшипника из баббита или древесно-слоистого пластика.

Для предварительного определения собственного веса затворов предложено несколько эмпирических формул, но согласного ответа по ним не получается, что объясняется как различием объема исходного материала, различием «возраста» этого материала, примитивностью расчетных формул, не учитывающих ряда важных факторов (местоположение затвора — поверхностный, заглубленный, характер ходовых частей, пролет и высота затвора).

А. П. Цветков собрал и обработал данные реальной проектировки 150 плоских затворов и предложил свою формулу[2] для определения силы тяжести затворов; в дальнейшем эта формула, вследствие нарушения по ней плавности изменения весов затворов, была уточнена П. П. Лаупманом. Мы считаем целесообразным привести вместо этих формул подсчитанные по А. П. Цветкову весá затворов, сгладив нарушения плавности изменения весов в области небольших затворов (табл. 7—2).

В таблице приведены данные о силе тяжести (в *кгс*/*м*^{2}) одиночных плоских сварных затворов со сплошными ригелями при напорах до 25 *м*, рассчитанных при допускаемых напряжениях 1400 *кгс*/*см*^{2} (14 *кн*).

При определении веса затворов А. П. Цветков рекомендует вводить следующие поправочные коэффициенты: 1) при расчете затворов как пространственной конструкции — 0,85; 2) при проектировании затворов из одинаковых секций, из которых расчетной является только нижняя,—1,15;

---

[1] Под ред. Н. А. Ржаницына. Эксплуатация гидротехнических сооружений. Речиздат, М., 1956.

[2] А. П. Цветков. Формула для предварительного определения веса плоских затворов. «Гидротехническое строительство» № 1, 1952.

Таблица 7–2

$H_ц l^2$ (в $м^3$)	Поверхностные затворы		Глубинные затворы	
	скользящие	колесные	скользящие	колесные
2	200	250	300	400
30	210	260	305	405
100	225	270	310	410
150	230	275	315	415
200	250	290	320	425
250	265	305	340	455
300	290	335	370	485
400	320	375	410	545
600	390	455	485	640
800	450	515	535	710
1000	500	580	590	780
1500	615	695	700	920
2000	665	760	765	985

Примечание. Здесь $H_ц$ — расчетный напор над центром отверстия в *м*, l — ширина отверстия в *м*.

3) для клепаной конструкции — 1,15; 4) для допускаемых напряжений, отличных от 1400 *кгс/см*^{2}, величина поправочного коэффициента равна $\sqrt{\frac{1400}{[\sigma]}}$.

Предложенные рядом авторов формулы для определения веса затворов имеют ограниченное и временное значение; с развитием существующих конструкций затворов, с предложением новых конструкций, с совершенствованием методов и техники расчетов, с введением новых материалов и иных

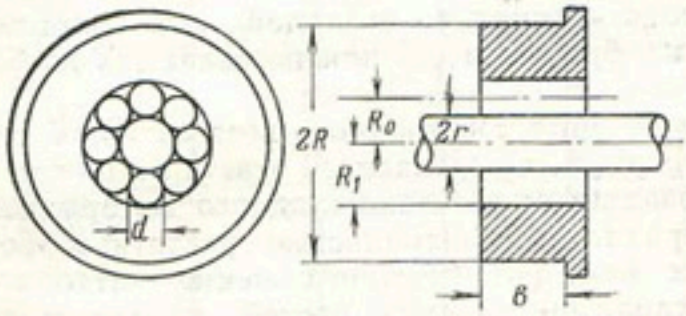


Рис. 7—20. Роликовое колесо.

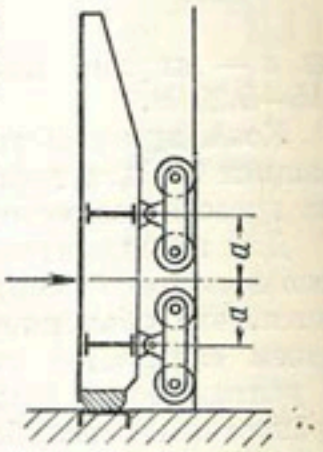


Рис. 7—21. Размещение колесной тележки.

допускаемых напряжений веса затворов будут сильно изменяться, что потребует замены имеющихся рекомендаций по учету их веса на новые.

Уменьшение подъемного усилия для колесных затворов облегчает подъемник, устраняет медлительность подъема и позволяет перекрывать колесными затворами большие пролеты.

При устройстве роликовых колес (рис. 7—20) сила трения еще уменьшается в 5—6 раз и общее подъемное усилие будет:

$$P = G + 0{,}5\,BH^2 \frac{f_1}{R}\left(\frac{R_1}{d} + 1\right) + T, \qquad (7—9)$$

где d — диаметр роликов;

R_1 — радиус внутреннего обода колеса.

Колеса ставят так, чтобы они были равнонагружены; если общее давление воды на затвор равно $0{,}5\,BH^2$, то при n колесах давление на одно колесо будет:

$$Q = \frac{0{,}5\,BH^2}{n}. \qquad (7—10)$$

По давлению Q находят размеры обычного колеса:

$$2R = \frac{Q}{b\,[\sigma_р]} \qquad (7—11)$$

или размеры роликового колеса:

$$2R_0 = \frac{Q}{b\,[\sigma_р]}, \qquad (7—12)$$

где b — ширина обода колеса в *см* (8—15 *см*);
Q — нагрузка на колесо в *кг*;
$[\sigma_р]$ — допускаемое напряжение в *кг/см²* [55—75 *кгс/см²* (550—750 *н/см²*) в зависимости от марки стали];
R — радиус колеса (10—50 *см*);
R_0 — радиус средней окружности роликового подшипника в *см*.

Не рекомендуется ставить более четырех колес из-за неопределенности нагрузки на каждое колесо; например, для затвора с четырьмя равнонагру-

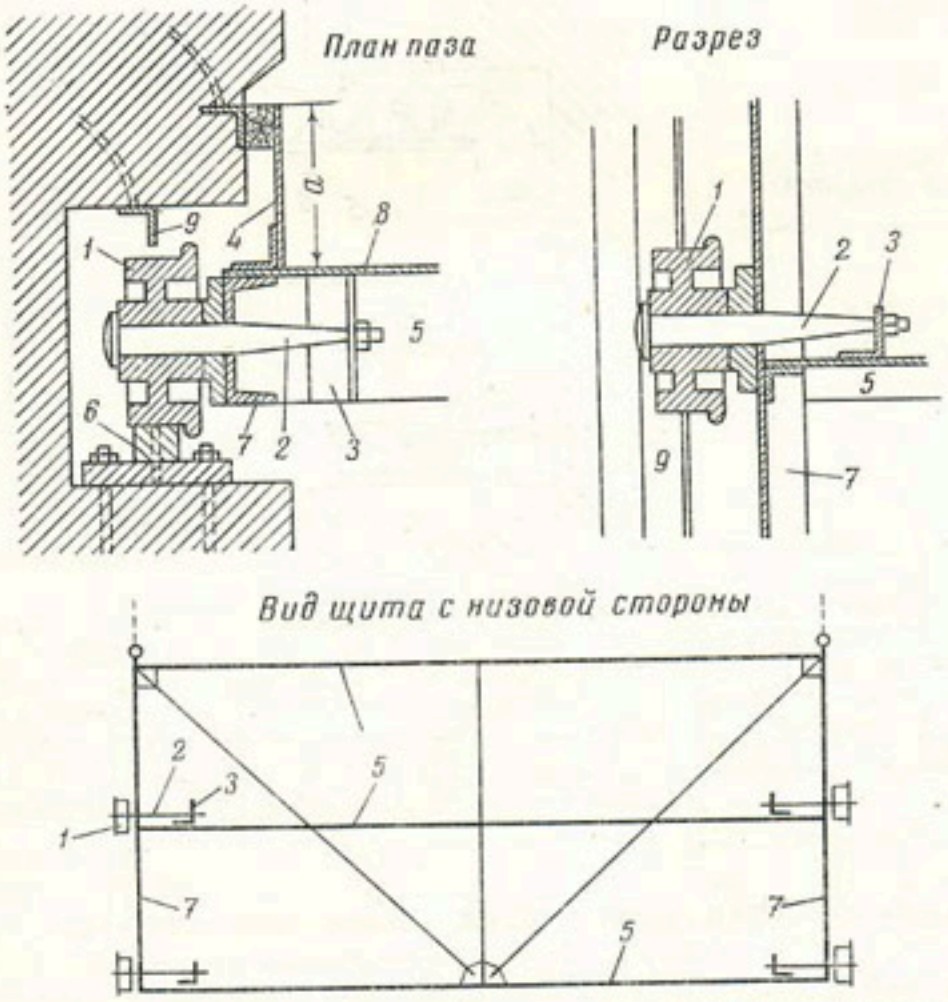


Рис. 7—22. Плоский колесный затвор с консольными осями колес:

1 — колесо; *2* — ось; *3* — опорный уголок; *4* — уплотнение; *5* — ригель; *6* — рельс; *7* — стойка каркаса затвора; *8* — обшивка; *9* — направляющий уголок.

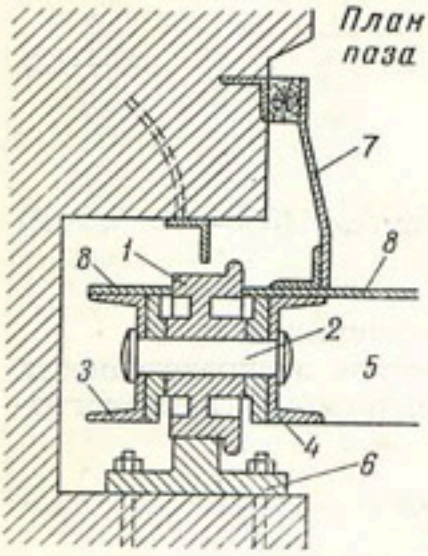
женными ригелями постановка восьми колес по концам ригелей не гарантирует нагрузки на каждое колесо $^1/_8$ от общего давления воды даже при повышенной точности в монтаже колес и укладке рельсов.

Если при четырех колесах диаметры их получаются (в крупных затворах) чрезмерно большими, то можно увеличить число колес введением тележек (рис. 7—21), поставленных на одинаковом расстоянии a от

равнодействующей давления воды; тогда по закону рычага на каждое колесо придется $^1/_8$ от общего давления воды; монтаж в этом случае может быть обычный, а не повышенной точности. Первая конструкция прикрепления колес к плоскому затвору показана на рисунке 7—22.

Колеса поставлены на консольных осях, укрепленных на двух равнонагруженных ригелях. Уплотнение выполнено из стальной полосы (2—5 *мм* толщины) с деревянным бруском на конце. Затворами подобной конструкции перекрывают небольшие пролеты 5—6 *м*.

Вторая конструкция прикрепления колес к плоскому затвору показана на рисунке 7—23. Параллельно основным стойкам затвора между равнонагруженными ригелями вставляют дополнительные (короткие) стойки, чем образуются две точки опоры оси колеса, без консоли, как было в первой конструкции. В обшивке против колес



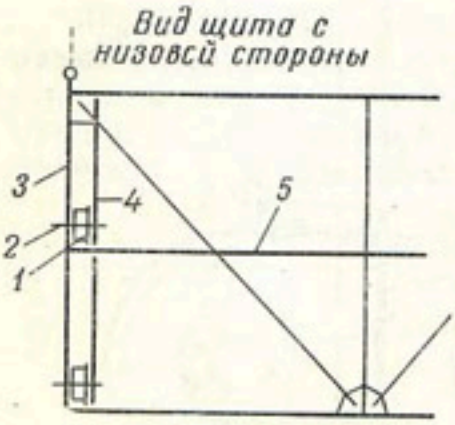


Рис. 7—23. Плоский колесный затвор с внутренними осями колес:

1 — колесо; *2* — ось; *3* и *4* — основная и дополнительная стойки; *5* — ригель; *6* — рельс; *7* — уплотнение; *8* — обшивка.

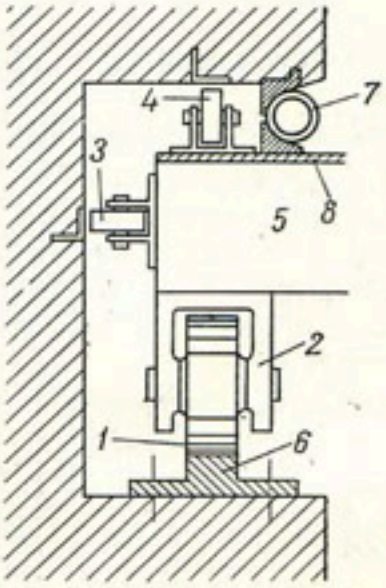


Рис. 7—24. Плоский колесный затвор с наружными колесными подшипниками:

1 — колесо; *2* — подшипник; *3* и *4* — обратное и ограничительное колеса; *5* — ригель; *6* — рельс; *7* — уплотнение; *8* — обшивка.

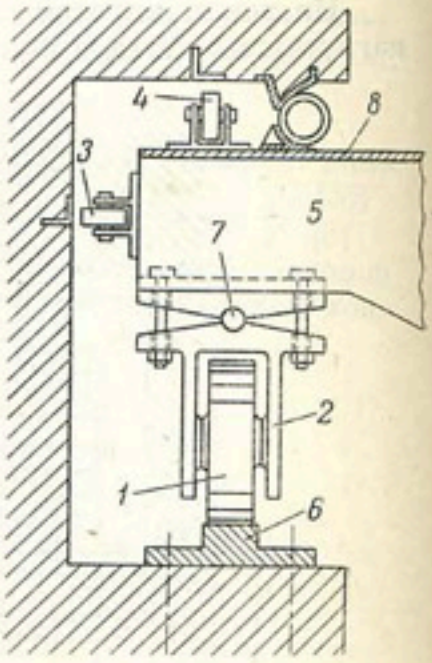


Рис. 7—25. Шарнирное соединение подшипника с затвором:

1 — колесо; *2* — подшипник; *3* и *4* — обратное и ограничительное колеса; *5* — ригель; *6* — рельс; *7* — шарнир; *8*—обшивка.

делают вырезы; вторая конструкция более жесткая, чем первая, и проще в монтаже; размеры затворов — те же.

Третья конструкция прикрепления колес к плоскому затвору показана на рисунке 7—24. Здесь требуется более широкий паз; монтаж прост и заключается в постановке отлитых подшипников и колес. При гладких, без реборд, колесах требуется постановка в пазу ограничительных (обратных) роликов; ставят также направляющие ролики. Уплотнение в виде металлической трубы (диаметром 10—20 *см*) свободно подвешено к затвору. Область применения этих затворов та же, что и двух первых.

При перекрытии пролетов в 10 *м* и более вследствие прогиба ригелей колеса во всех трех рассмотренных конструкциях наклоняются в сторону пролета и быстро срабатываются. Для сохранения постоянства центрировки давления на колеса и устранения их перекоса третью конструкцию изменяют, соединяя подшипниковую отливку с затвором шарнирно (рис. 7—25),

что позволяет ему поворачиваться вокруг вертикальной оси. Отливка соединяется с затвором болтами, допускающими ее повороты.

При пролетах затвора, равных 10—20 *м*, ригели устраивают в виде решетчатых ферм; обычно ставятся два главных ригеля — две решетчатые фермы (рис. 7—26), которые с помощью стоек поддерживают вспомогательные ригели из прокатных профилей. Высота ферм около $^1/_8$—$^1/_{10}$ от длины пролета; фермы снабжаются связями. Система стоек и ригелей образует каркас затвора, состоящий из ячеек прямоугольной формы; при стальной листовой обшивке затвора желательно соотношению ширины к длине ячеек придавать значение не меньше 1 : 2, тогда обшивка работает как опертая по контуру, что ведет к уменьшению ее толщины, которую находят по формуле:

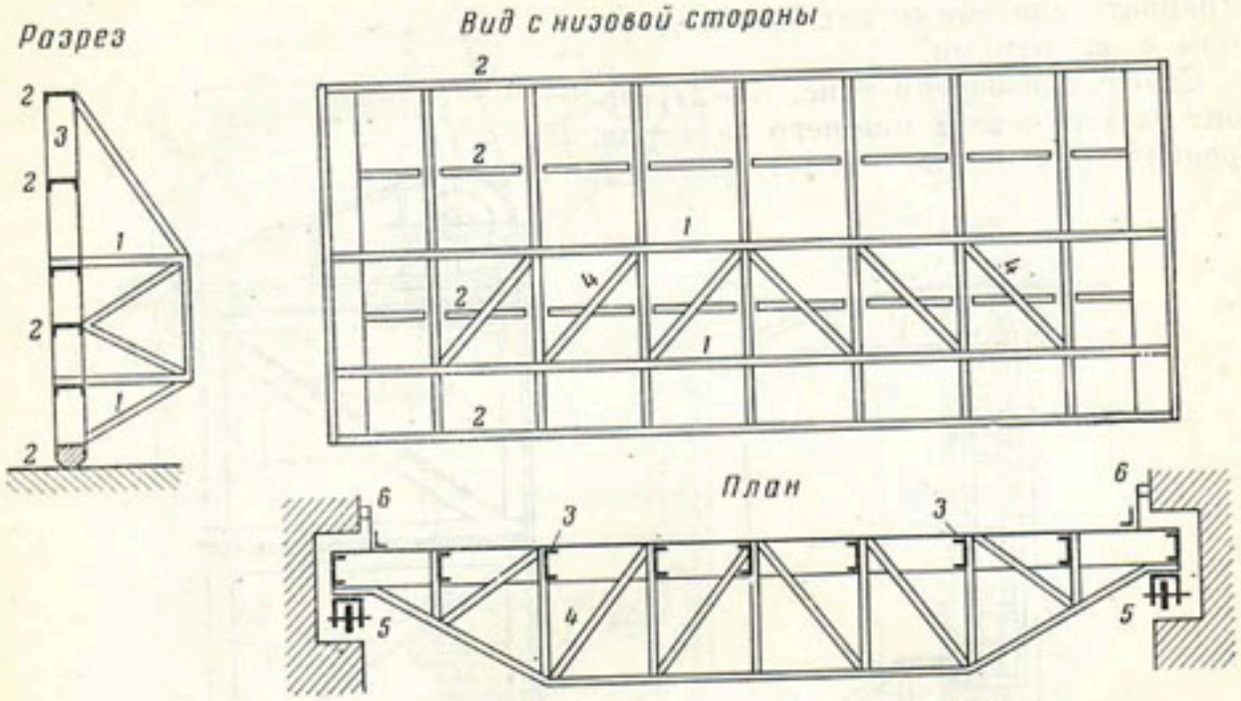


Рис. 7—26. Каркас ригельно-стоечного плоского затвора:
1 — главные ригели; *2* — вспомогательные ригели; *3* — стойки; *4* — связи; *5* — колеса; *6* — боковое уплотнение.

$$\delta = a\sqrt{\frac{\varphi p}{2(1+n^2)[\sigma]}}, \qquad (7—13)$$

где δ — расчетная толщина обшивки в *см*;
a и b — длины короткой и длинной сторон ячеек в *см*; $n = a : b$;
p — удельное давление воды в центре ячейки в *кгс/см*^{2} (*н/см*^{2});
$[\sigma]$ — допускаемое напряжение на изгиб листовой стали в *кгс/см*^{2} (*н/см*^{2});
φ — коэффициент, зависящий от вида заделки обшивки по контуру; при свободном опирании плиты $\varphi = 1{,}13$; при закреплении обшивки по двум сторонам $\varphi = 1{,}00$; при обшивке, закрепленной по всему контуру, $\varphi = 0{,}75$.

К расчетной величине δ прибавляют 1 *мм* на ржавление с округлением до ближайшей толщины по ГОСТ; минимальная толщина стальной обшивки 6 *мм*. Обшивка покрывается антикоррозийным составом или масляной краской.

Возможно применение деревянной обшивки из горизонтальных досок (или брусьев), прикрепляемых к деревянным стойкам, которые прибалчиваются к ригелям или стойкам каркаса затвора (в зависимости от его конструкции). Деревянную обшивку конопатят и осмаливают.

Сдвоенные затворы. Через пролеты гидротехнических сооружений нередко сбрасываются лед, шуга, плавник. Рассмотренные плоские затворы мало пригодны для этой цели: их приходится поднимать полностью. Полностью открытые пролеты вызывают не всегда допустимое понижение уровня

верхнего бьефа, большие расходы воды, могущие вызвать глубокие размывы русла за сооружением, усиленное подтягивание льда к открытым отверстиям, что может повести если не к образованию зажоров, то к торошению льда и ухудшению условий пропуска его через отверстия.

Для создания лучших условий пропуска льда через пролеты полезно устраивать сдвоенные затворы или затворы с клапанами.

Сдвоенный затвор (рис. 7—27) состоит из верхнего и нижнего затворов, передвигающихся по общим рельсам.

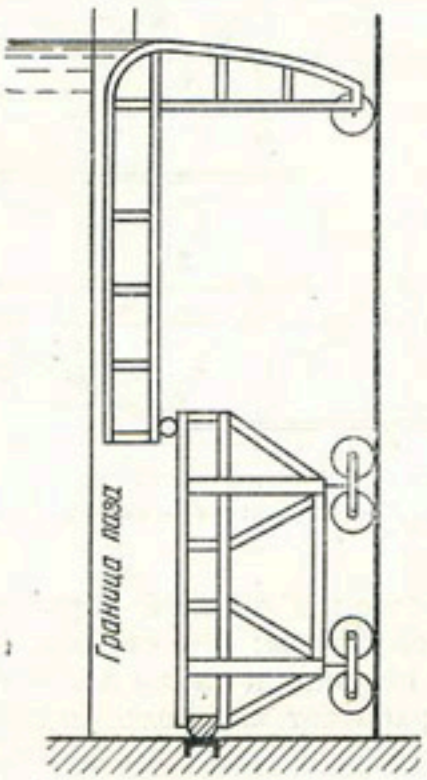


Рис. 7—27. Схема сдвоенного затвора.

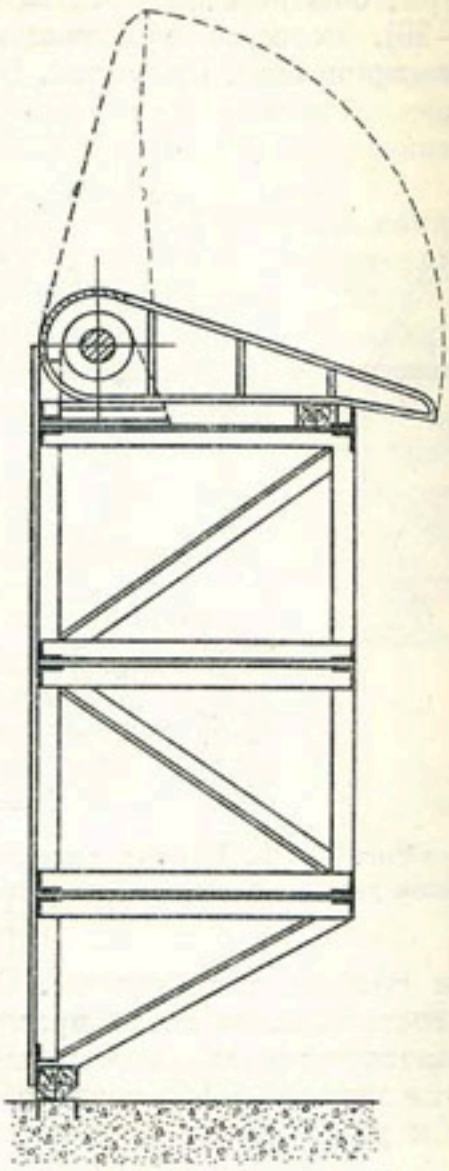


Рис. 7—28. Клапанный затвор.

Верхний затвор имеет сверху водосливное безвакуумное очертание и опирается вверху на два колеса, а внизу через ролик на нижний затвор.

Верхний затвор можно опускать ниже уровня верхнего бьефа и сбрасывать над ним лед, шугу, мусор.

Нижний затвор можно поднимать вверх в пазуху верхнего затвора и пропускать воду из-под затвора.

Можно поднять и оба затвора, сложенные вместе, открывая весь пролет; при этом не потребуется высоких быков (или стоек) для подвески к ним поднятых сдвоенных (сложенных) затворов.

Клапанные затворы состоят из основного плоского затвора и шарнирно присоединенного к нему длинного, но невысокого затвора, могущего вращаться вокруг горизонтальной оси (шарнира). На рисунке 7—28 показана схема клапанного затвора, клапан которого снабжен хоботом, предупреждающим обмерзание затвора в случае хотя бы и небольших утечек через стык клапана с затвором. Этот стык, как и стык сдвоенных затворов, является их слабым местом. Для усиления жесткости клапана в него вваривают стальную трубу.

Клапанные затворы полностью поднимаются при опущенном клапане, что несколько уменьшает высоту быков.

Высота воды H в верхнем бьефе над опущенным клапаном должна быть не меньше двух толщин сбрасываемого льда.

Донные плоские затворы (глубинные) по конструкции не отличаются от поверхностных плоских затворов; в них имеется еще дополнительное уплотнение по верхней кромке затвора.

Глубинные затворы испытывают большие давления со стороны воды, поэтому даже при постановке затворов на тележки, когда ставится четыре

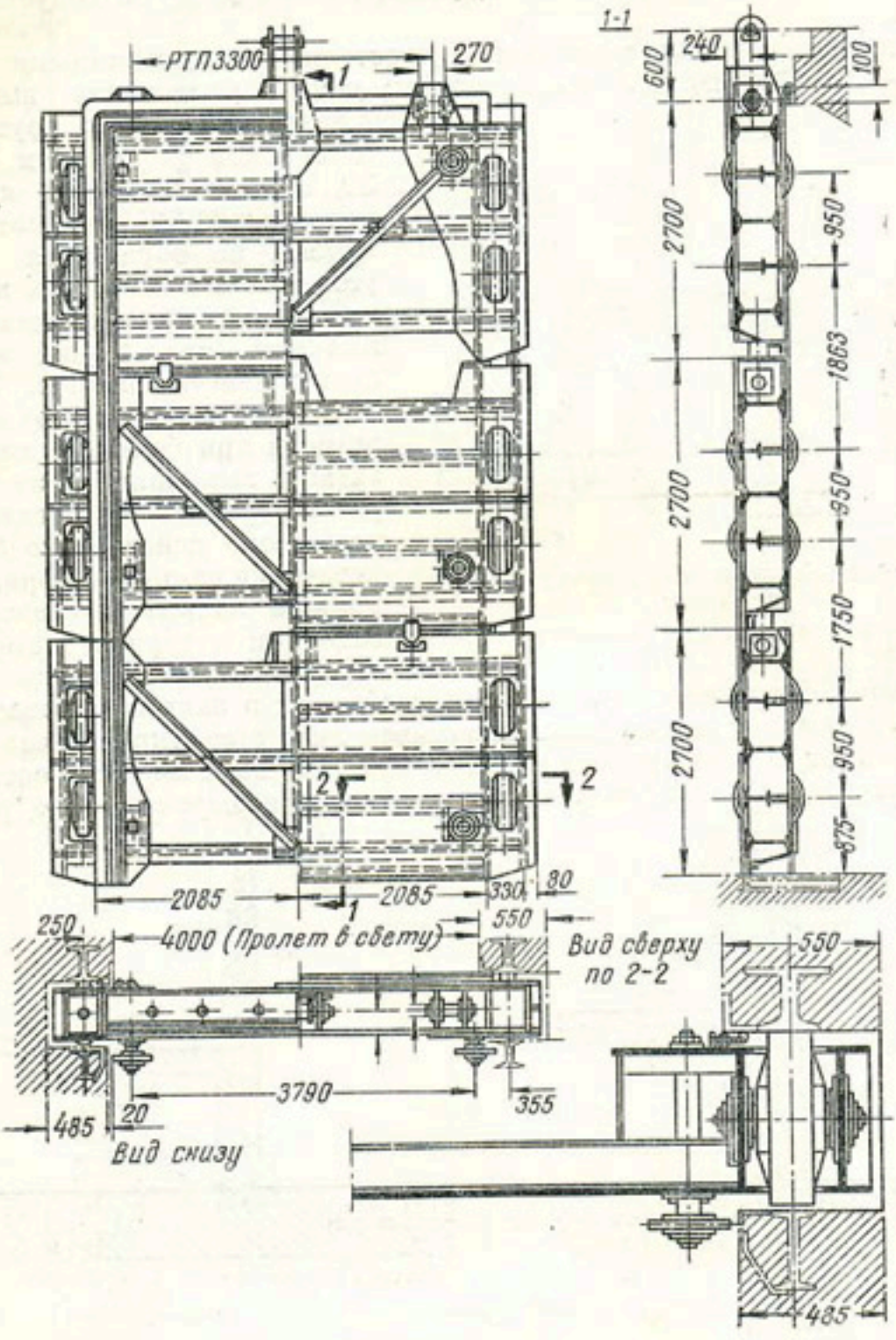


Рис. 7—29. Плоский секционный затвор.

пары колес, диаметры колес получаются большими, паз широким и вся конструкция становится сложной (рис. 7—21). Особенно она усложняется, когда ставят на тележки плоские глубинные затворы, перекрывающие относительно узкие, но высокие пролеты; в таких случаях целесообразнее устраивать секционные затворы, состоящие из одинаковых или различных отдельных секций. Каждая такая секция представляет собой небольшой плоский затвор на четырех колесах (расчет которого прост и точен), связанный шарнирно с соседними секциями (рис. 7—29).

Одинаковые секции конструируются и рассчитываются как нижняя, наиболее загруженная; при этом конструкции повторяются, чем упрощается доставка частей и монтаж затвора, но зато расходуется несколько больше металла.

При различных, но равнонагруженных секциях их размеры различны, различны конструкции, сложнее монтаж, но при этом расходуется меньше металла.

Уплотнения между секциями осуществляются деревянными брусьями (рис. 7—30, *б*), резиной или металлом; донное уплотнение выполняется в виде деревянного бруса плавно обтекаемой формы или (рис. 7—30, *а*) со скошенным краем под углом $\alpha \geqslant 30°$, при котором под брусом не образуется вакуума; уплотнение может быть выполнено также стальными пластинами, отливками (рис. 7—31) или резиновой пластиной (рис. 7—32, *б*).

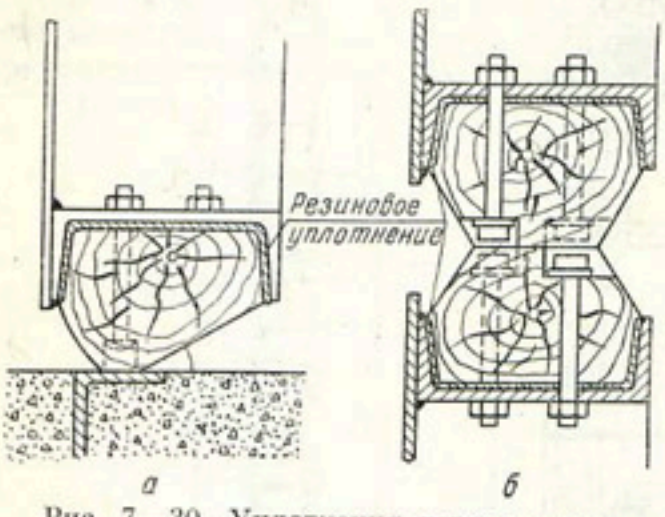


Рис. 7—30. Уплотнения деревянными брусьями:
а — донное; *б* — межсекционное.

Уплотнение по верхней кромке затвора при больших напорах на затвор выполняется из фасонной резины (рис. 7—33) таким образом, чтобы оно действовало бы и при истечении из-под затвора, т. е. оно должно закрывать зазор между затвором и торцовой стенкой отверстия. При пропуске воды из-под затвора, казалось бы, нет необходимости в закрытии зазора между затвором и стенкой; однако опыт показывает, что при открытом зазоре через него протекает хотя и немного воды, но это истечение может повести к вибрации затвора. Поверхность, по которой трется перемещаемое резиновое

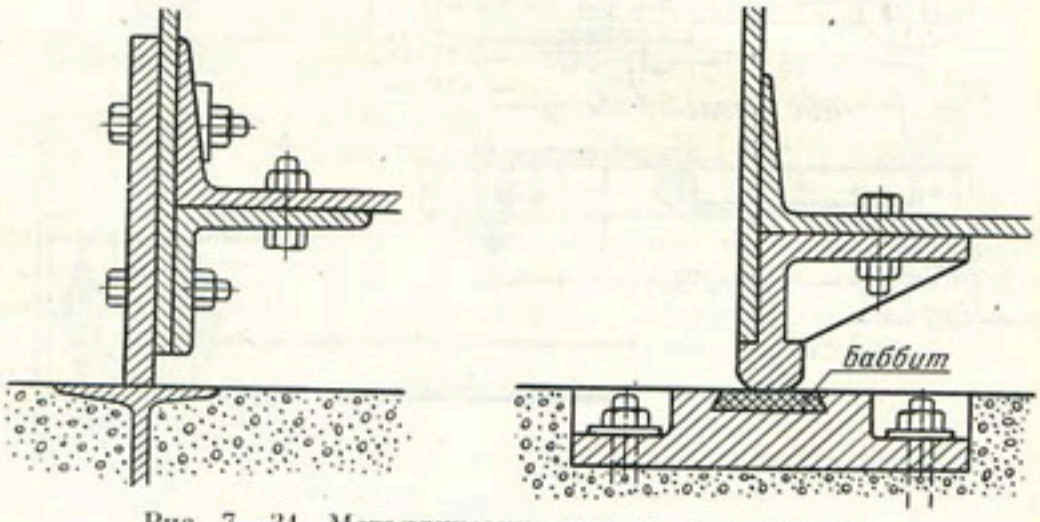


Рис. 7—31. Металлические донные уплотнения.

уплотнение, должна быть покрыта листовой сталью. На рисунке 7—33 показаны два вида уплотнения по верхней кромке донного затвора для положения затвора спереди отверстия и сзади отверстия; по существу они не отличаются друг от друга; таким же устраивается и боковое уплотнение, для чего в ленте фасонной резины по углам устраиваются вырезы; тогда резина без складок и морщин может быть повернута с горизонтального положения в вертикальное (см. рис. 7—32, *а* и 7—33, *б*).

Донные затворы при напорах 14 *м* и более нередко вибрируют, что вызывается пульсацией потока и образованием и срывом вакуума под донным уплотнением. Для предотвращения вакуума предусматривается подвод

воздуха за затвором. Для устранения вибрации затвора его утяжеляют, делая цельнолитым (каркас с обшивкой составляет одно целое), устраняют консольные части, возможно шире расставляют колеса (ближе к низу затвора); донное уплотнение делают плавно обтекаемым.

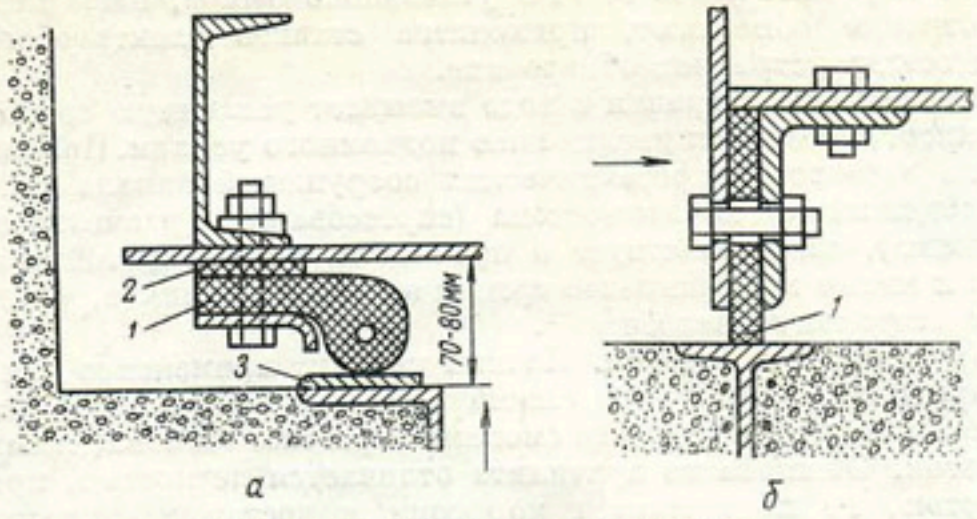


Рис. 7—32. Резиновые уплотнения:
а — бортовое; *б* — донное; *1* — жесткая резина; *2* — резиновое уплотнение; *3* — нержавеющая сталь.

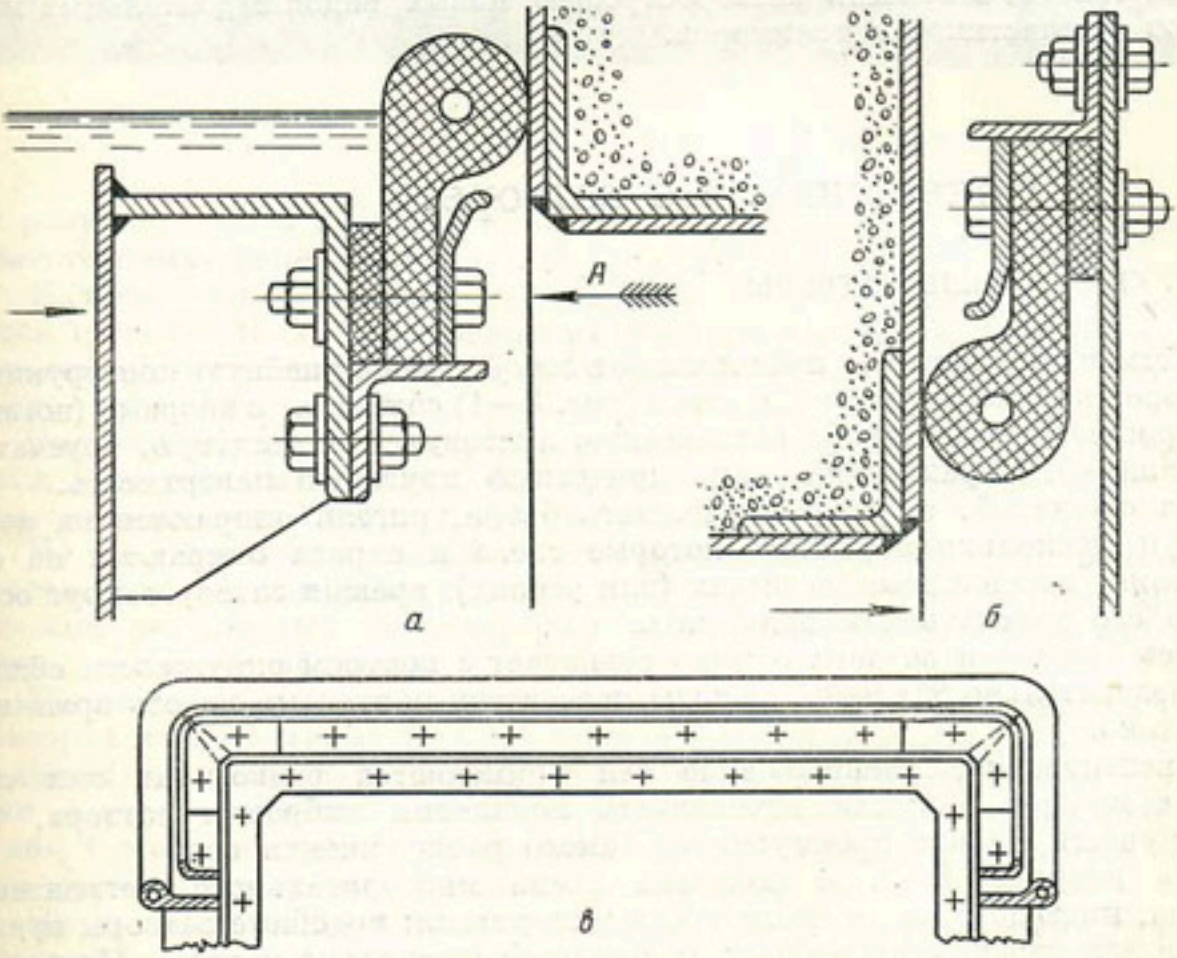


Рис. 7—33. Уплотнение глубинного затвора:
а — у затвора перед отверстием; *б* — у затвора за отверстием; *в* — вид по стрелке *А*.

Область применения плоских затворов обширна, ими перекрывают пролеты до 45 *м*, высотой до 18 *м* и общей площадью отверстий 320 $м^2$. Их конструкция несложна, освоена в производстве, проста в летней эксплуатации. К недостаткам их надо отнести: большое подъемное усилие, особенно в начале подъема, высокие быки, позволяющие поднять затвор так высоко, чтобы низ его возвышался над уровнем верхнего бьефа плотины

на 1,0—1,5 *м* — в случае затопленного истечения и на 0,7—1,0 *м* — в случае свободного истечения. В сооружениях на мелиоративных системах эти запасы в высоте поднятия затвора снижаются до 0,15—0,50 *м*, в зависимости от размера затвора и условий его работы.

Наличие глубоких пазов ведет к утолщению быков; пазы при утечках через уплотнения обмерзают, приходится ставить электрообогрев, что, однако, не всегда устраняет обмерзание.

Содержание песка и гравия в воде вызывает усиленную сработку колес и подшипников, что ведет к увеличению подъемного усилия. Положительный опыт работы затворов гидротехнических сооружений канала им. Москвы, имеющих подшипники из лигностона (спрессованные размельченные древесные волокна), свидетельствует о прочности, большой стойкости против обмерзания и малом коэффициенте трения этих подшипников, что дает основание к их широкому внедрению [1].

На сооружениях канала им. Москвы находит применение для обшивки затворов арктилит — новый советский материал (пластикат), состоящий из спрессованного и пропитанного смолами березового шпона, ткани и металлических сеток. Обшивка из арктилита отличается легкостью, прочностью, водостойкостью, не подвергается коррозии и достаточно просто обрабатывается [2].

Постановления партии и правительства о развитии химической промышленности открывают широкие возможности внедрения в гидротехнику и, в частности, в область затворостроения новых видов строительных материалов — пластиков и полимеров.

Глава 8

Криволинейные затворы

§ 8—1. СЕГМЕНТНЫЕ ЗАТВОРЫ

Сегментные затворы представляют собой криволинейную конструкцию, в которой каркас из ригелей и стоек (рис. 8—1) совместно с опорами (ногами) поддерживают обшивку (металлическую листовую или дощатую, брусчатую деревянную), образующую цилиндрическую круговую поверхность.

За обшивкой, со стороны нижнего бьефа, ригели опираются на ноги, образуя несколько порталов, которые слева и справа опираются на оси вращения, укрепленные на быках (или устоях); вращая затвор вокруг осей, можно его опускать или поднимать.

Ось вращения затвора обычно совпадает с центром окружности обшивки, следовательно давление от воды передается порталами на ось вращения радиально.

Внецентренное расположение оси применяется редко, так как при этом возникает бóльшая вероятность появления вибрации затвора, что может свести на нет преимущество такого расположения оси.

На рисунке 8—2, *а* показана схема многоригельного сегментного затвора, имеющего по две ноги у каждого ригеля; подобные затворы применяются для перекрытия небольших пролетов (несколько метров). На рисунке 8—2, *в* показан портальный затвор с двумя ногами из плоских ферм; он применим для перекрытия средних пролетов площадью около 50 *м*².

---

[1] Е. И. Залкиндсон, Е. Е. Нефедов, А. Р. Березинский. Плоские стальные затворы гидротехнических сооружений. Издательство по строительству и архитектуре. М.—Л., 1951.

[2] И. И. Кузнецов и А. А. Ярустовский. Новый строительный материал для гидротехнического строительства. «Гидротехника и мелиорация» № 6, 1952; С. Н. Налимов. Эксплуатация плоских затворов в зимних условиях. «Гидротехническое строительство» № 3, 1955.

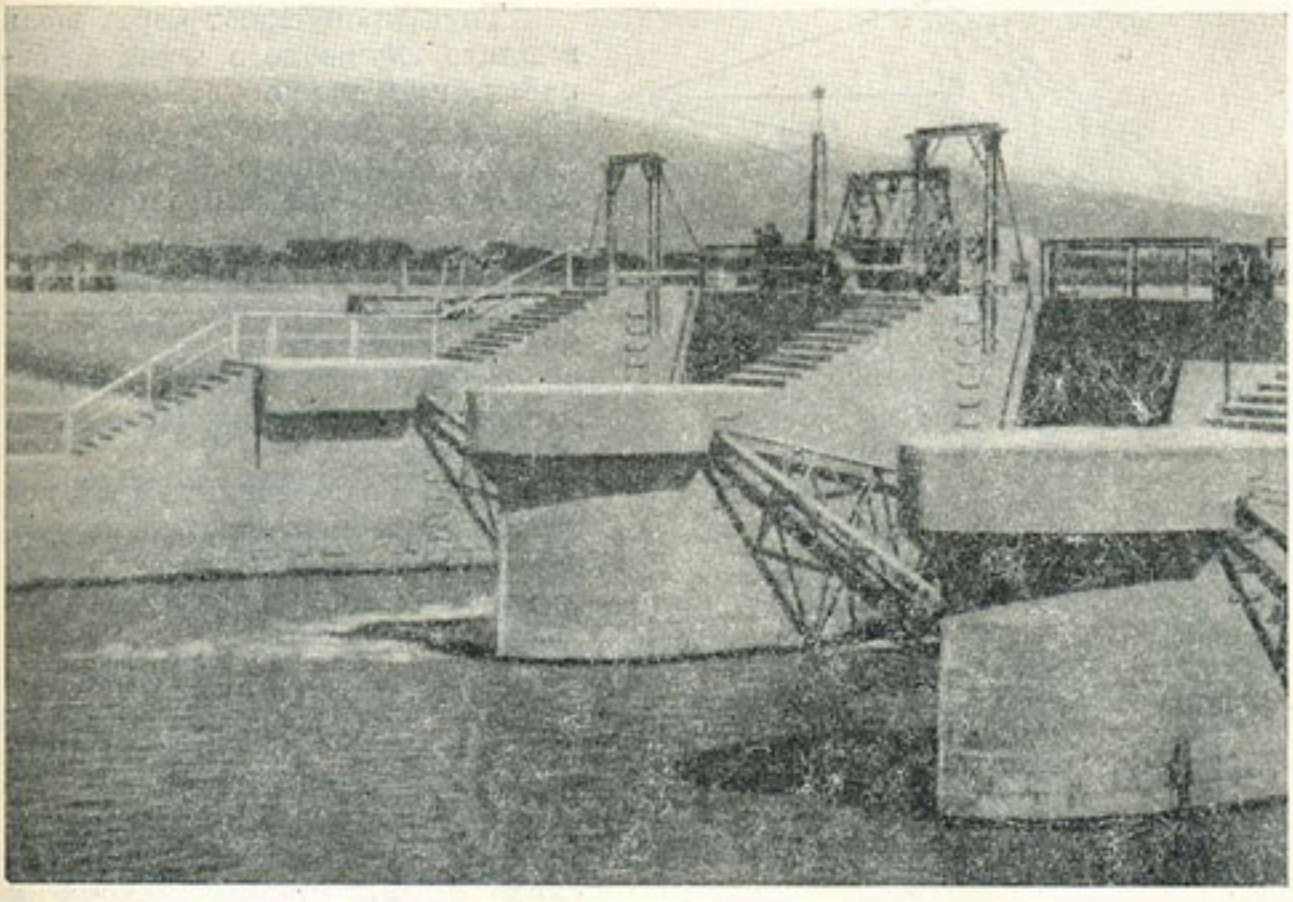


Рис. 8—1. Опоры сегментных затворов.

На рисунке 8—2, *б* изображен портальный затвор с двумя ногами из пространственных ферм, применимый для перекрытия больших пролетов.

Наличие ног (порталов) у сегментных затворов вызывает удлинение быков (рис. 8—3) без увеличения их высоты; так как сегментные затворы преимущественно беспазовые, то быки для них можно сделать более тонкими, чем при плоских затворах.

Ригели сегментных затворов расставляют по принципу равнонагруженности; в широких отверстиях обычно ставят два ригеля-фермы, образующие с ногами цельную П-образную конструкцию — портал.

На рисунке 8—3 показан вид сверху на левую половину сегментного затвора (правая половина затвора не показана); утолщенными линиями показаны два главных ригеля-фермы; часть подкосов, чтобы не осложнять чертеж, также не показана.

На рисунке 8—4, *а* показана конструкция каркаса сегментного затвора, в которой пояса главных ригелей-ферм и вспомогательные ригели (верхний и нижний) цельные, неразрезные; между ними ставят стойки и между стойками — остальные вспомогательные ригели; очевидно последние будут разрезаны у стоек, а стойки — у главных ригелей. Обшивка опирается по контуру клеток, образуемых ригелями и стойками.

Иная конструкция каркаса (рис. 8—4, *б*) образуется двумя главными ригелями-фермами, перед которыми ставят цельные стойки, а между ними — разрезные вспомогательные ригели. Обшивка прикрепляется так же, как в первой конструкции. Вторая конструкция проще, но несколько тяжелее первой.

Главные ригели размещают на равном расстоянии от равнодействующей давления воды.

Общий вид сегментного затвора, служебного моста и подъемника показан на рисунке 8—5. Подъемные тяги (цепи или тросы) прикрепляются спереди затвора к предпоследнему (снизу) узлу фермы, если зимние условия работы не тяжелы, что бывает в южных районах СССР.

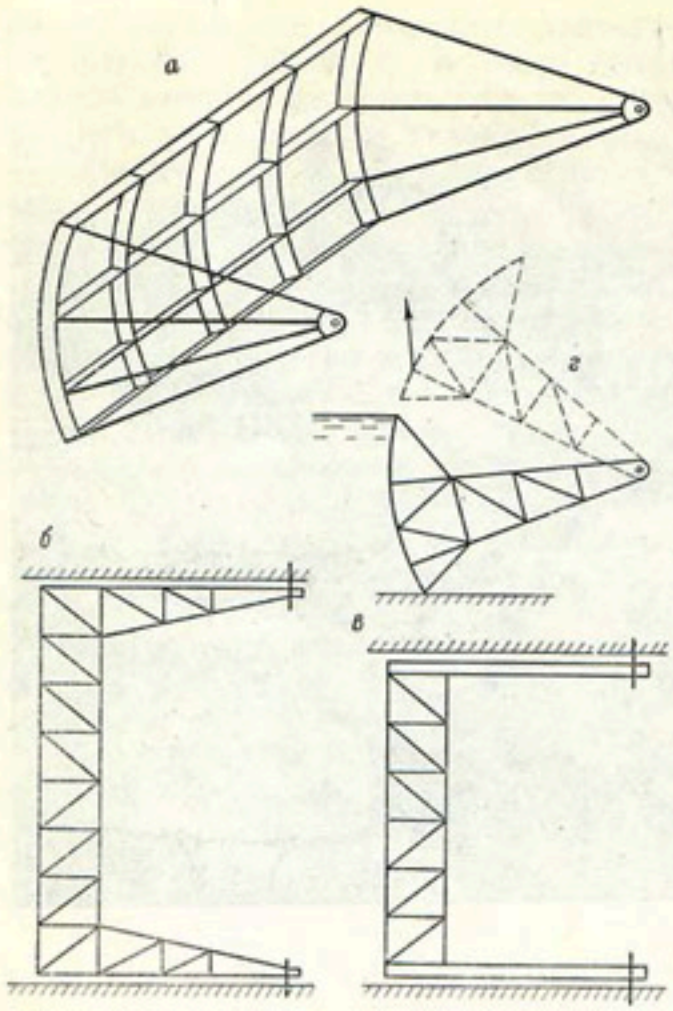


Рис. 8—2. Сегментные затворы:
а — многоригельный; *б* и *в* — портальные; *г* — поперечный разрез затвора.

Тяги пропускают через щель в плите служебного моста на барабан, или, как показано на рисунке 8—6 (положение I), они могут непосредственно поступать на барабан подъемника путем сдвижки его на край служебного моста. Это положение неудобно для работы на подъемнике, его можно заменить передачей подъемных тяг на барабан через ролики, укрепленные на краю служебного моста (положение II).

Вместо громоздких барабанов можно применять желобковые зубчатые колеса, но тогда вместо троса следует ставить калиброванную цепь.

В сооружениях на оросительных системах большое распространение получили легкие сегментные затворы системы инж. Э. Э. Пеплова (рис. 8—7). Наклонные ноги этих затворов, состоящие из плоских ферм, присоединяются к прокатным ригелям на расстоянии $^1/_5$ их длины, считая от концов; вследствие этого абсолютные значения моментов, изгибающих ригели, уменьшаются примерно в 5,8 раза по сравнению с моментами для свободного опертого по концам ригеля (рис. 8—8). Затвор многоригельный, без ферм, стойки пришиваются к обшивке снаружи (рис. 4—19).

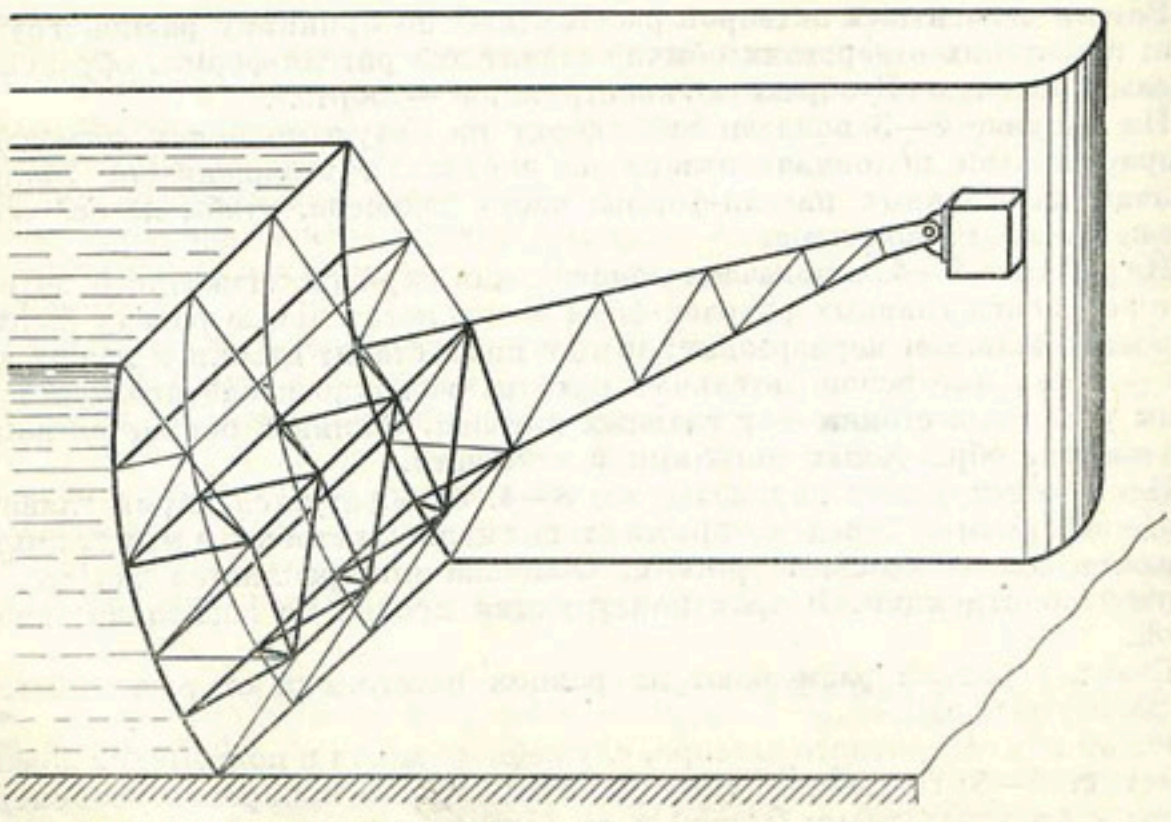


Рис. 8—3. Вид с нижнего бефа на левую половину сегментного затвора

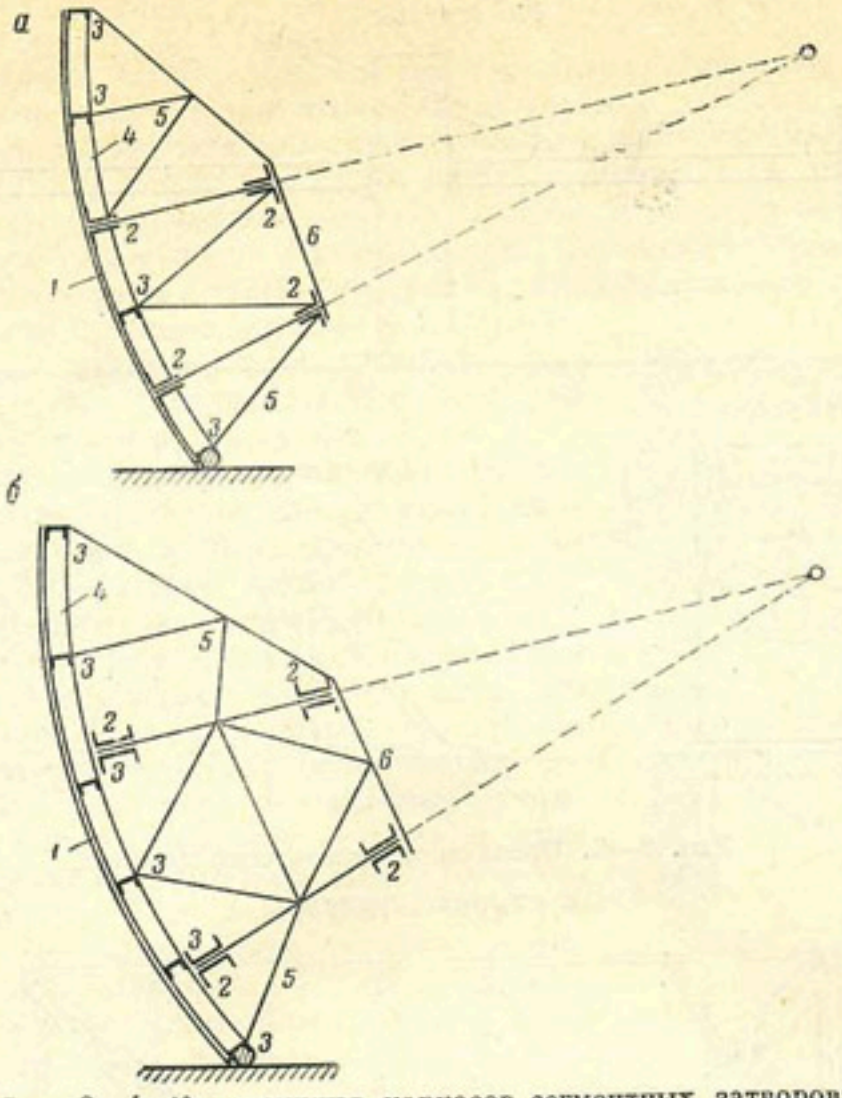


Рис. 8—4. Конструкция каркасов сегментных затворов:
1 — обшивка; *2* — два главных ригеля-фермы; *3* — вспомогательные ригели; *4* — стойки; *5* — подкосы; *6* — связи.

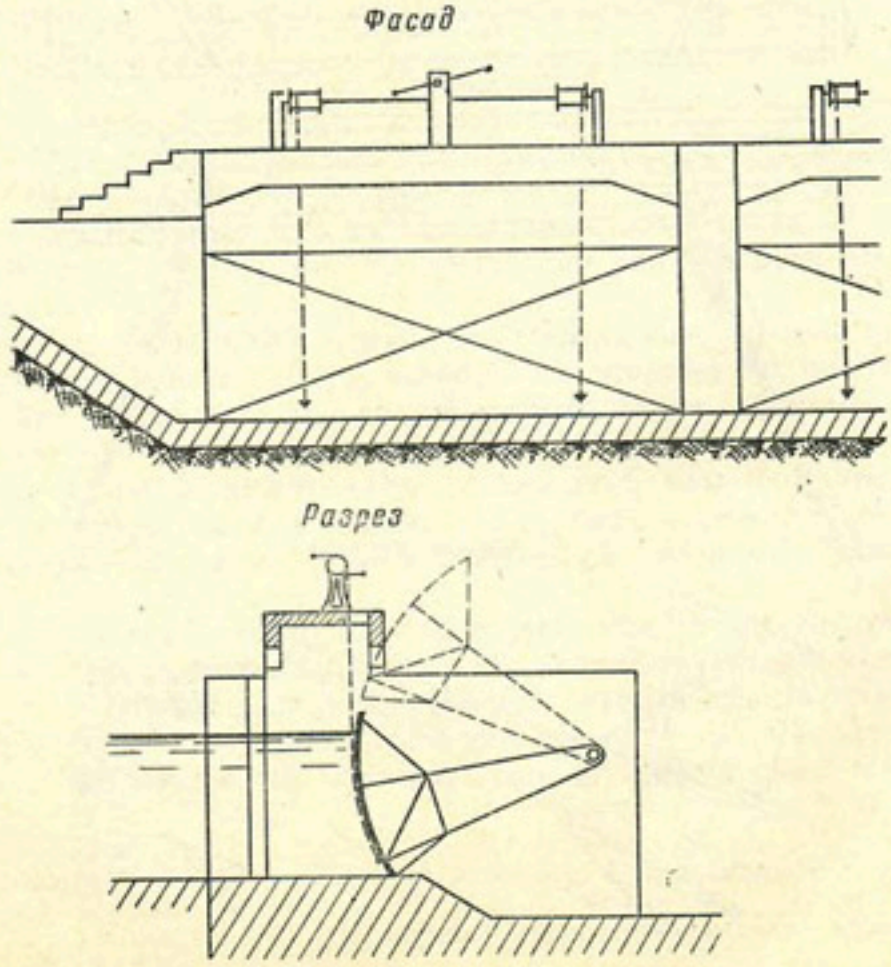


Рис. 8—5. Фасад и продольный разрез сегментного затвора.

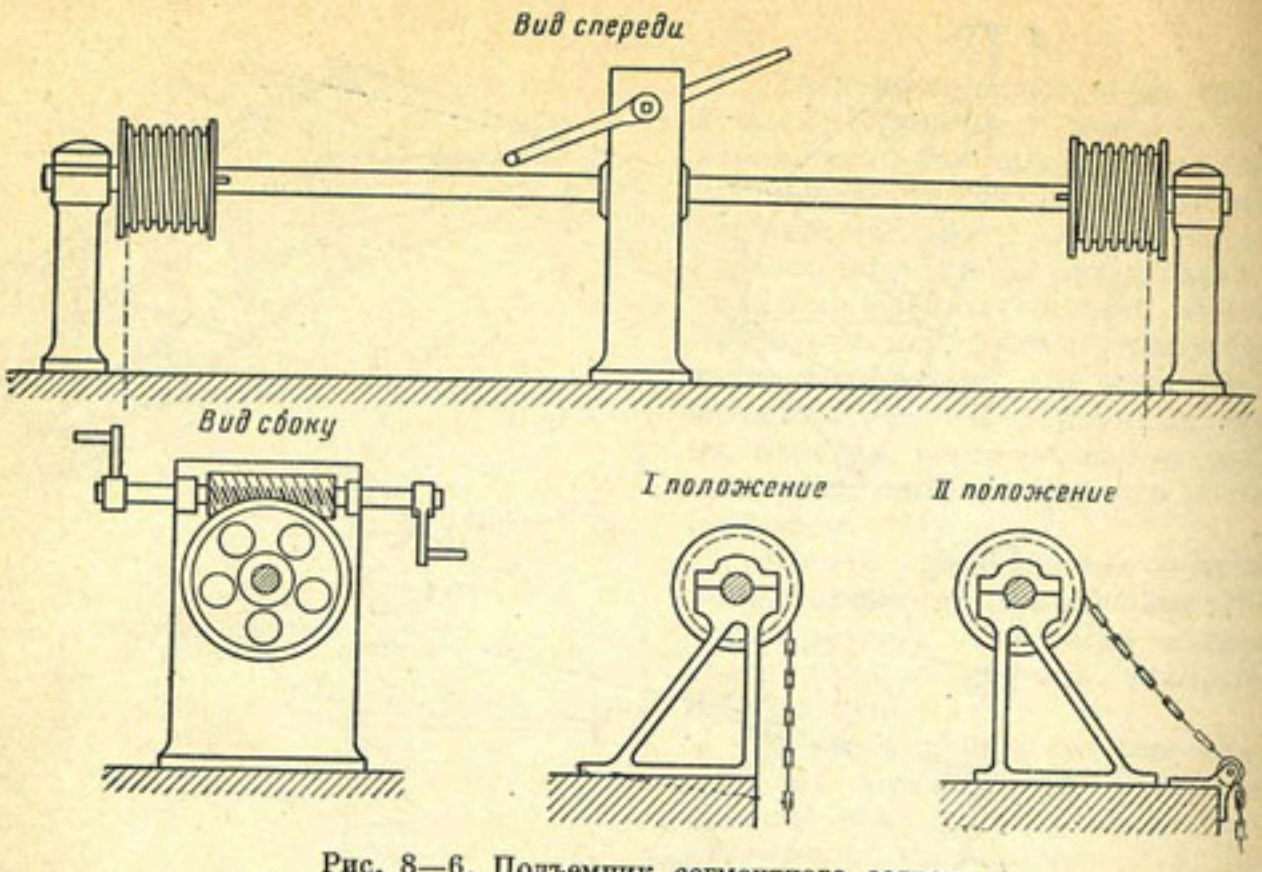


Рис. 8—6. Подъемник сегментного затвора.

Вид с низовой стороны

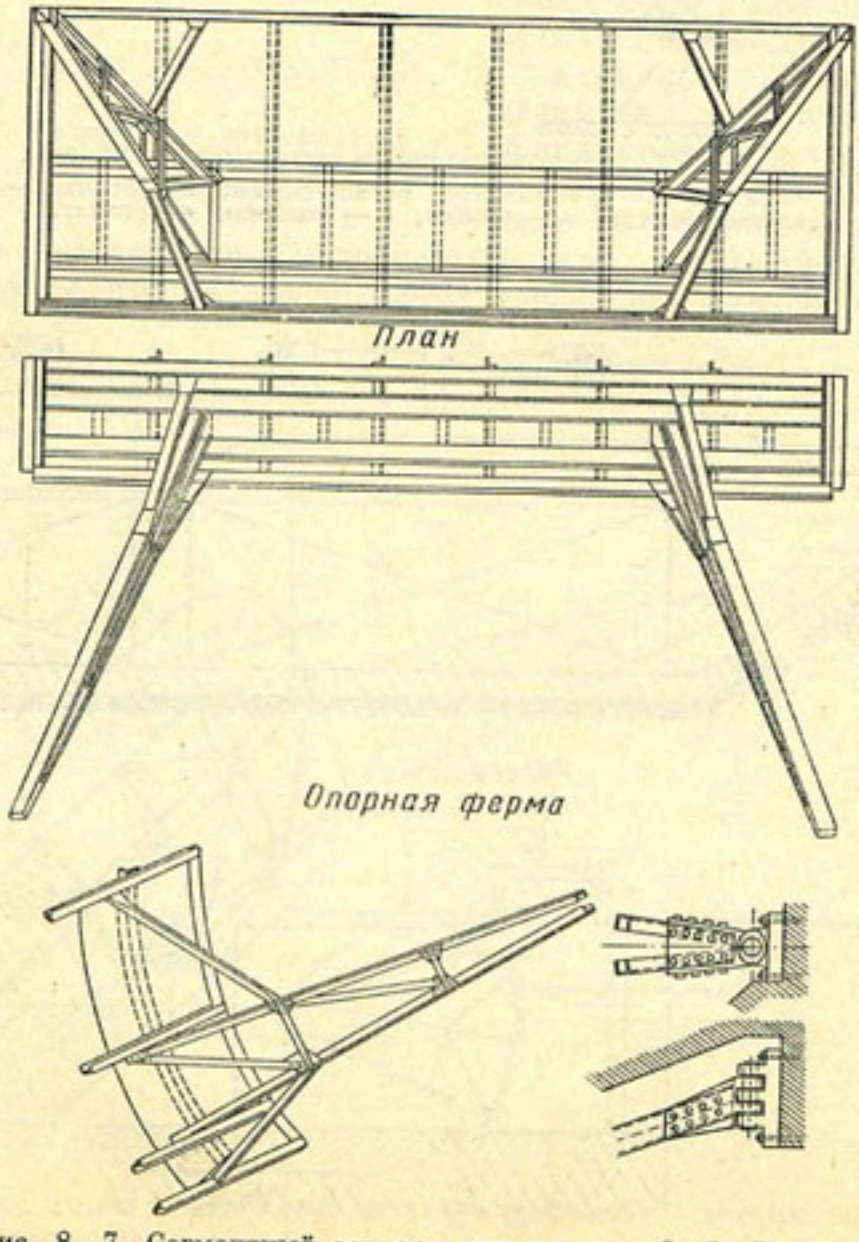


Рис. 8—7. Сегментный затвор системы инж. Э. Э. Пеплова.

Затворами системы Э. Э. Пеплова перекрываются пролеты площадью до 50 $м^2$, при длине их до 14 $м$ и высоте до 3,5—4,0 $м$.

Опорные шарниры затворов представляют собой простую вилку у прямых ног (рис. 8—9) или гребенчатую вилку в затворах системы Э. Э. Пеплова (рис. 8—7). Для удобства монтажа, смазки и осмотра опору помещают на поверхности быка или на небольшом железобетонном балкончике (рис. 8—9). Балкончики с левой и правой стороны быка имеют общие сильные прокатные профили (швеллер на рис. 8—9), воспринимающие давления от ног; эти профили связаны арматурой с передней частью быка, чем вовлекают в работу всю массу быка.

На рисунке 8—10 показана пространственная металлическая решетка из прокатных профилей, заделываемая в бык, для восприятия усилий от ног сегментного затвора.

Вследствие распора, появляющегося в опорах от порталов загруженного давлением воды сегментного затвора (рис. 8—8, *в*), ноги его стремятся повернуться; некоторый поворот ног допускают шаровые шарниры опор, чем исключаются перекосы затвора и местные перенапряжения. Схема шарового шарнира приведена на рисунке 8—11; в верхнюю и нижнюю половинки втулки *1* и *2* вставлен шаровой вкладыш *3*; в собранном виде втулка с шаровым вкладышем вставлена в стальную отливку *4* и закреплена в ней стопорным винтом *5*.

На рисунке 8—12 показаны конструкции поверхностного сегментного затвора, перекрывающего отверстие размером 10,0 × 3,5 $м$, несколько отличные от конструкций затвора (рис. 8—7) редкой постановкой мощных стоек с низовой стороны обшивки [1].

Инженером Е. И. Залкиндсон [2] предложен шарнирный сегментный затвор, показанный на рисунке 8—13, в котором распор от порталов на опоры не передается. Вследствие шарнирности в плоскости порталов для такого затвора требуются высокие быки, между которыми размещается в поднятом состоянии затвор.

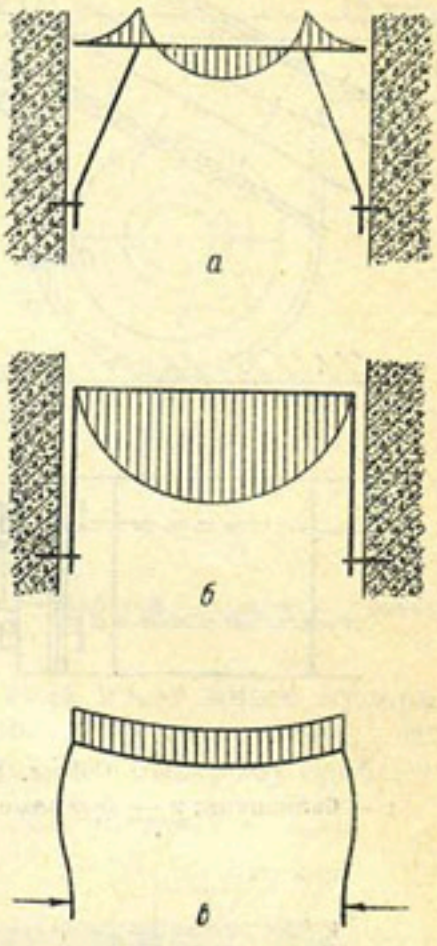


Рис. 8—8. Рамы сегментных затворов:
а — двухконсольная; *б* — портальная; *в* — деформация рамы.

Сегментные затворы можно снабжать клапанами, пролет которых принимается меньше пролета самого затвора на ширину (в плане) порталов, с тем чтобы лед, шуга, мусор, сбрасываемые через клапаны, не падали на ноги затвора.

Донные и боковые уплотнения сегментных затворов такие же, как и у плоских затворов: металлические пластинки, обрамленные деревянным бруском (рис. 7—22) или профилированной резиной, или резиновые (рис. 8—14).

Подъемное усилие сегментных затворов зависит от собственного веса затвора, сил трения и места прикрепления подъемной тяги к затвору. Собственный вес сегментных затворов примерно равен весу плоских скользящих затворов и предварительно может быть найден по таблице 7—2; сила трения в уплотнениях определяется по формуле (7—8); момент сил трения в

---

[1] Гипроводхоз МСХ СССР. Каталог затворов и подъемников гидротехнических сооружений. Вып. второй. М., 1957.

[2] Е. И. Залкиндсон. Шарнирный сегментный затвор. «Гидротехническое строительство» № 12, 1946.

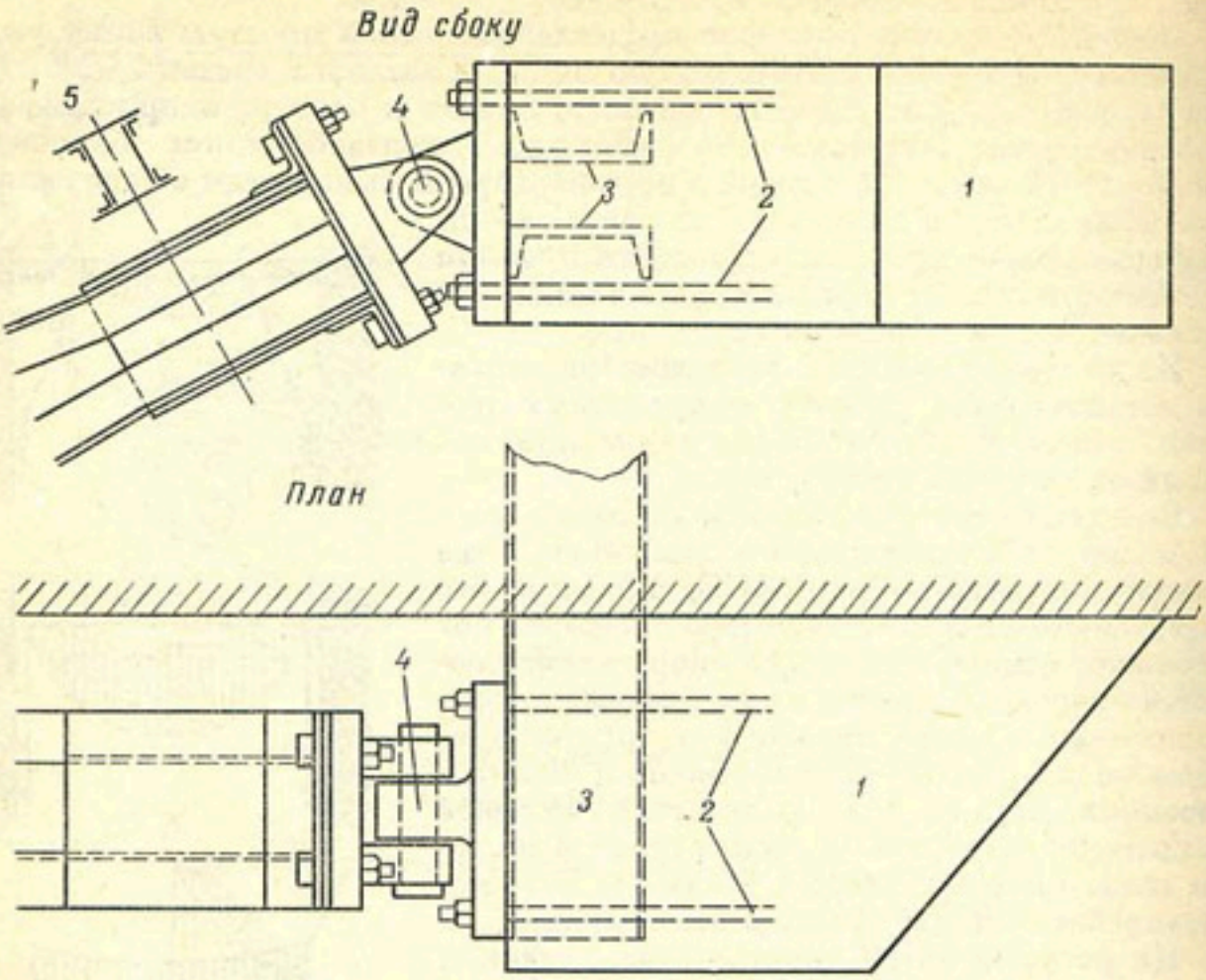


Рис. 8—9. Опора сегментного затвора:
1 — балкончик; *2* — анкерные болты; *3* — опорные швеллеры; *4* — ось шарнира; *5* — поперечное сечение.

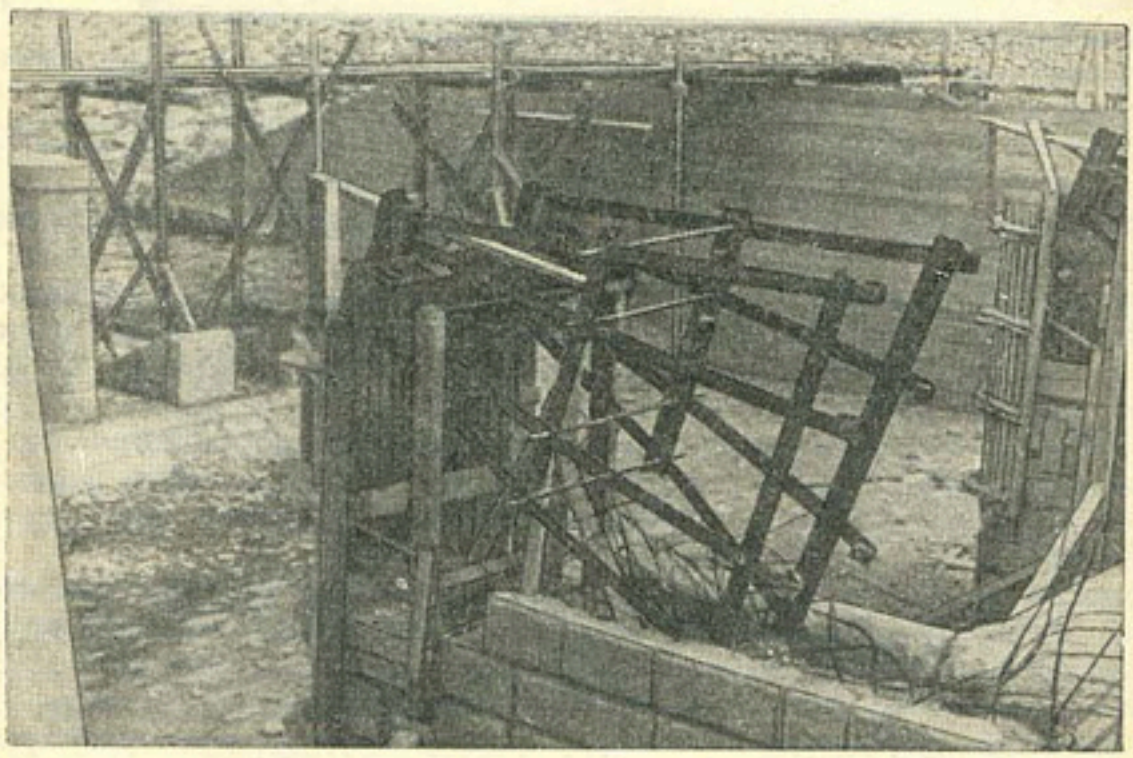


Рис. 8—10. Металлическая решетка в быке для восприятия усилий сегментного затвора.

подшипнике из-за малости плеча невелик, и им в расчете подъемного усилия нередко пренебрегают.

Подъем затвора производится с помощью гибких тяг (пластинчатые цепи, калиброванные цепи, тросы), прикрепляемых снаружи затвора к низо-

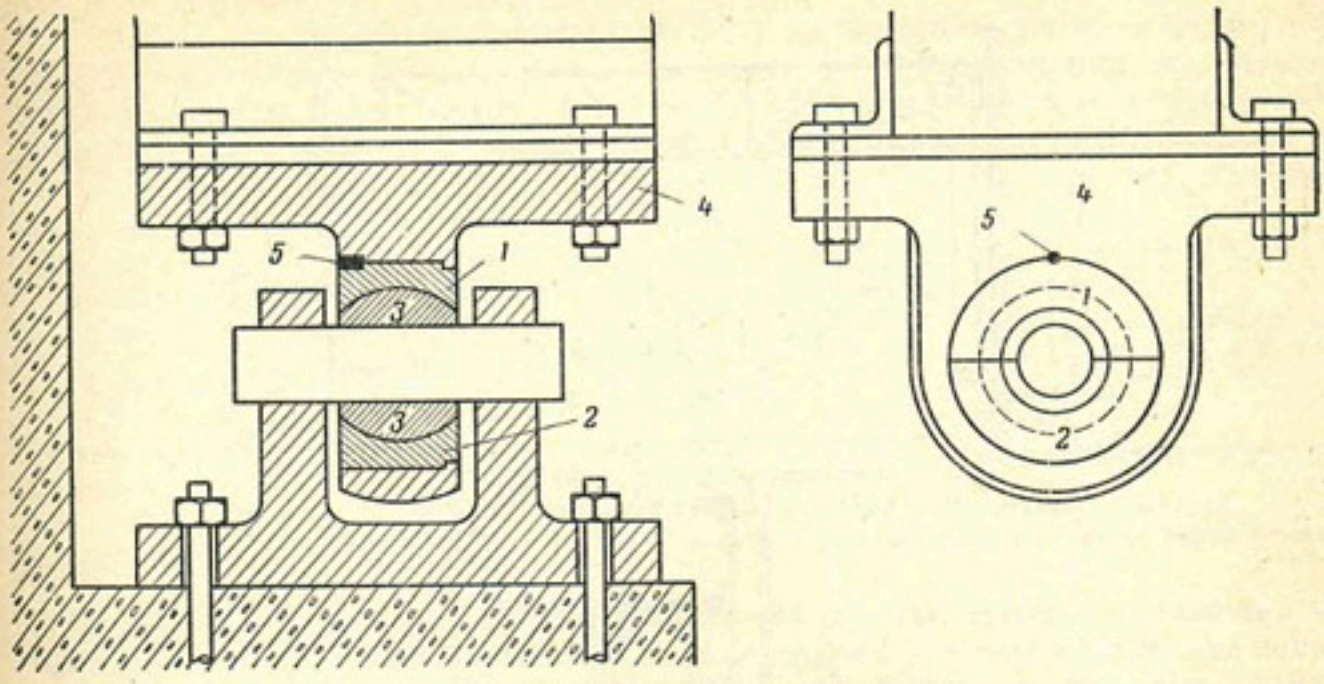


Рис. 8—11. Шаровой шарнир опоры:
1 — верхняя половина втулки; *2* — нижняя половина втулки; *3* — шаровой вкладыш; *4* — стальная отливка; *5* — стопорный винт.

вому узлу стыка ноги с фермой (ригелем); если вода несет много мусора, то он частично захватывается тягами и переносится на подъемник, что сильно осложняет работу последнего и способствует его быстрому срабаты-

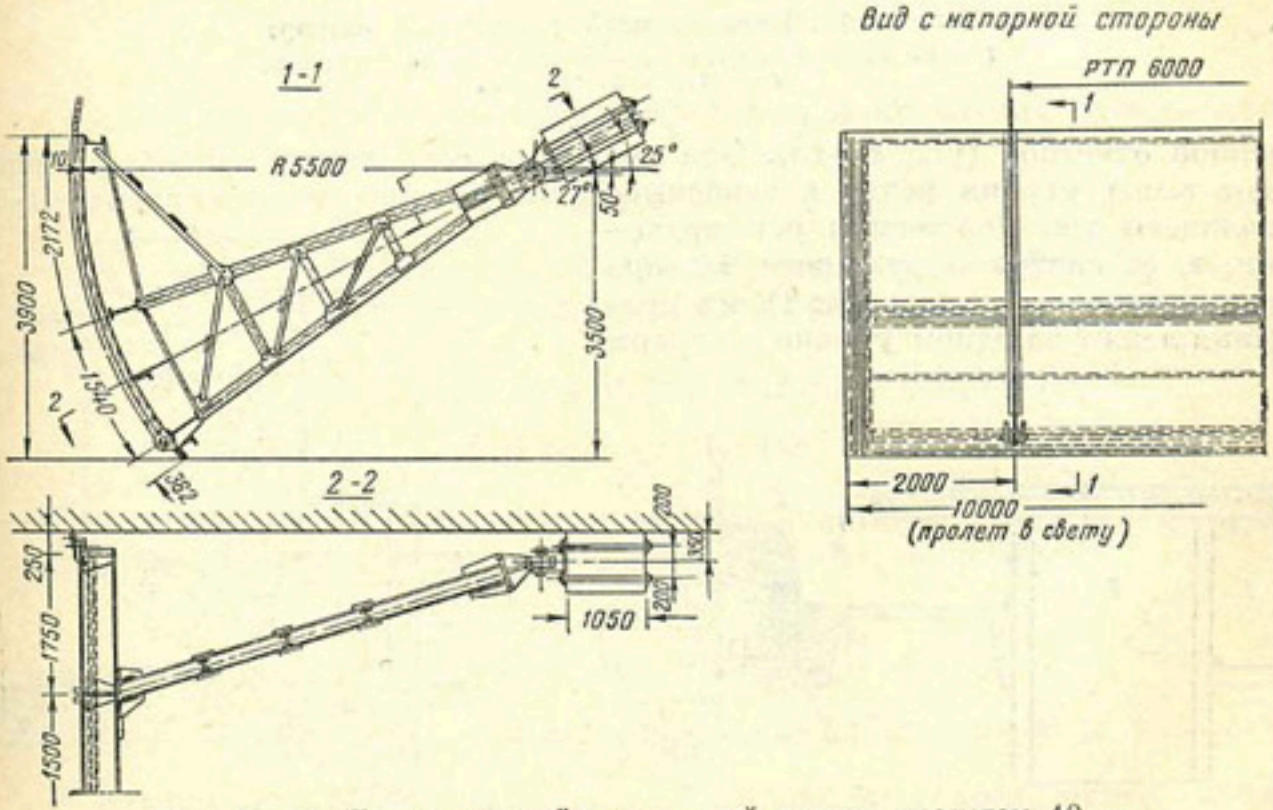


Рис. 8—12. Поверхностный сегментный затвор пролетом 10 *м*.

ванию; в таких случаях в быках устраивают пазы и в них, под защитой уплотнений, помещают подъемные цепи или тросы.

В местностях с тяжелыми зимними условиями, при перекрытии широких и глубоких поверхностных отверстий, а также при перекрытии глубинных пролетов, подъемные тяги сегментных затворов (калиброванные цепи)

располагают за обшивкой, где они защищены от льда, шуги, наносов, доступны осмотру и ремонту, большей частью без подъема затвора.

Подъемники в этих случаях требуются мощные, тяжелые; их располагают не на служебных мостиках, а в будках, устраиваемых на быках с повы-

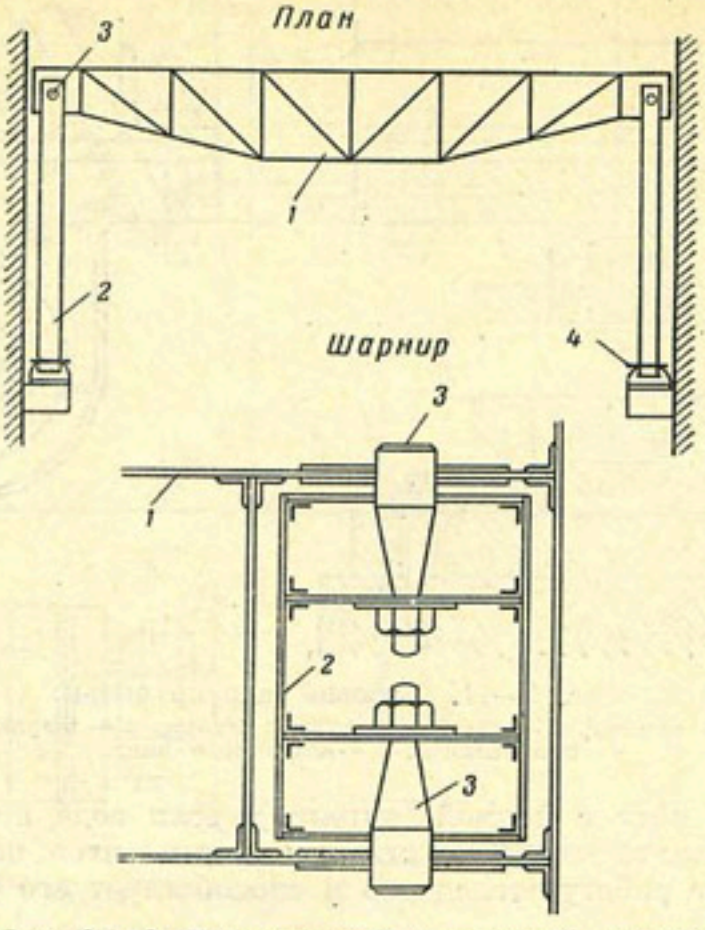


Рис. 8—13. Безраспорный сегментный затвор:
1 — ригель; *2* — нога; *3* — вертикальный шарнир; *4* — шаровой шарнир.

шенной отметкой (рис. 8—15). Оси вращения сегментного затвора располагают выше уровня воды; в зависимости от уровней воды нижнего бьефа различают три положения оси вращения, т. е. центра окружности затвора относительно верха затвора: 1) ось вращения лежит на одном уровне с верхом

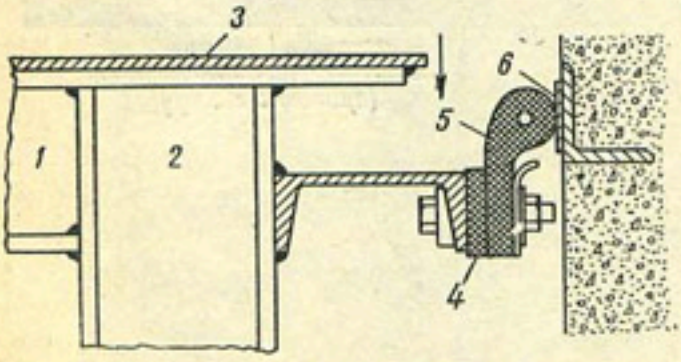


Рис. 8—14. Боковое уплотнение сегментного затвора:
— ригель; *2* — нога; *3* — обшивка; *4* — резиновая пластинка; *5* — профилированная резина; *6* — пластинка из нержавеющей стали.

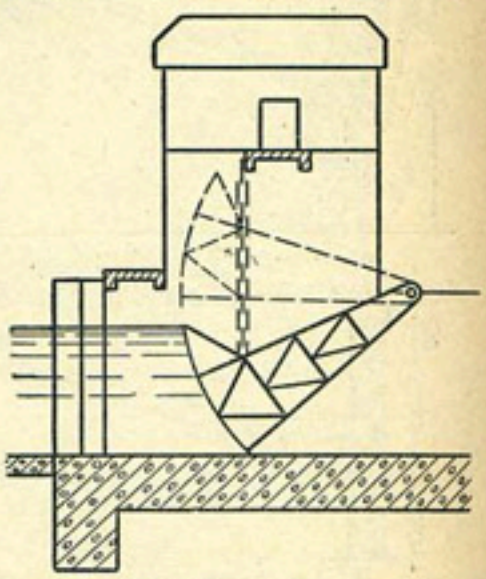


Рис. 8—15. Схема прикрепления подъемной тяги к сегментному затвору.

затвора (рис. 8—16, *а*); 2) ось вращения лежит выше верха затвора (рис. 8—16, *б*); 3) ось вращения лежит ниже верха затвора. Первое положе-

ние соответствует регуляторам на каналах; второе — плотинам с затопленным истечением воды через них при сильном ледоходе; третье — перепадам, плотинам со свободным истечением через их гребень.

Для первых двух случаев радиус обшивки выбирается от 1,2 H до 2,0 H, в третьем $R = (2{,}0 \div 2{,}5)\,H$.

Как известно, при положении затвора на флютбете на него будут действовать две составляющие давления воды — горизонтальная A_1, равная на 1 *пог. м* ширины затвора $0{,}5\gamma_0 H^2 = 0{,}5H^2$, считая $\gamma_0 = 1\ т/м^3$ ($10\ кн/м^3$), и вертикальная вверх A_2, равная площади заштрихованного криволинейного

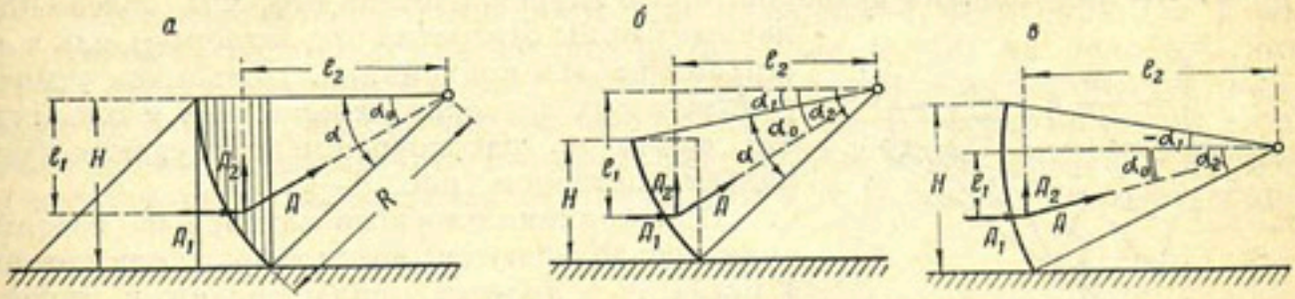


Рис. 8—16. Расчетные схемы давлений воды на сегментные затворы:
а — ось вращения на уровне верха затвора; *б* — выше верха затвора; *в* — ниже верха затвора.

треугольника, т. е. полусегмента (рис. 8—16, *а*), для первого положения оси вращения; соответственно находят A_2 для других положений оси вращения.

Равнодействующую давления воды A на 1 *пог. м* обшивки найдем как гипотенузу треугольника с катетами A_1 и A_2, т. е.

$$A = \sqrt{A_1^2 + A_2^2}, \tag{8—1}$$

где

$$\frac{A_1}{R^2} = \frac{\sin^2\alpha}{2}, \tag{8—2}$$

$$\frac{A_2}{R^2} = \frac{\pi\alpha}{360} - \frac{\sin 2\alpha}{4}. \tag{8—3}$$

По найденным A_1 и A_2 можно определить направления равнодействующей, т. е. угол α_0:

$$\operatorname{tg}\alpha_0 = \frac{A_2}{A_1}. \tag{8—4}$$

Например, пусть будет дано $R = 2H$; так как $H = R\sin\alpha$, то отсюда находим $\alpha = 30°$ (0,52 *рад*); подставляя значение α в предыдущие формулы, получаем:

$$A_1 = 0{,}125\,R^2;\quad A_2 = (0{,}262 - 0{,}216)\,R^2 = 0{,}046\,R^2;$$

$$\operatorname{tg}\alpha_0 = \frac{0{,}046}{0{,}125} = 0{,}368;\quad \alpha_0 = 20°13'.$$

Для второго положения оси вращения затвора (рис. 8—16, *б*) имеем для равнодействующей то же уравнение (8—1), в котором

$$A_1 = 0{,}5\,H^2; \tag{8—5}$$

а вертикальная составляющая A_2 равна:

$$\frac{A_2}{R^2} = \frac{\pi\alpha}{360} + \sin\alpha_1\cos\alpha_2 - 0{,}25\,(\sin 2\alpha_1 + \sin 2\alpha_2). \tag{8—6}$$

Равнодействующая сил A_1 и A_2 проходит через центр давления в направлении к центру оси вращения затвора; координаты центра давления (рис. 8—16, *б*) найдутся из следующих зависимостей:

$$l_1 = R\sin\alpha_1 + \frac{2}{3}H; \tag{8—7}$$

$$l_2 = l_1\frac{A_1}{A_2}. \tag{8—8}$$

Найдя l_1 и l_2, можно определить угол α_0, который составляет направление равнодействующей с горизонтом:

$$\operatorname{tg}\alpha_0 = \frac{l_1}{l_2} = \frac{A_2}{A_1}. \qquad (8—9)$$

Для третьего положения оси вращения затвора (рис. 8—16, *в*) для определения A_2 и α_0 можно воспользоваться уравнением (8—6), заменив в нем α_1 на минус α_1.

Подъем сегментных затворов совершается в более благоприятных условиях, чем для плоских затворов, как с гидравлической стороны (более обтекаемые формы отверстий под затвором), так и со стороны работы подъемника. Подъемное усилие у сегментных затворов меньше, чем у плоских, что видно из рассмотрения следующих схем подъема затворов (рис. 8—17).

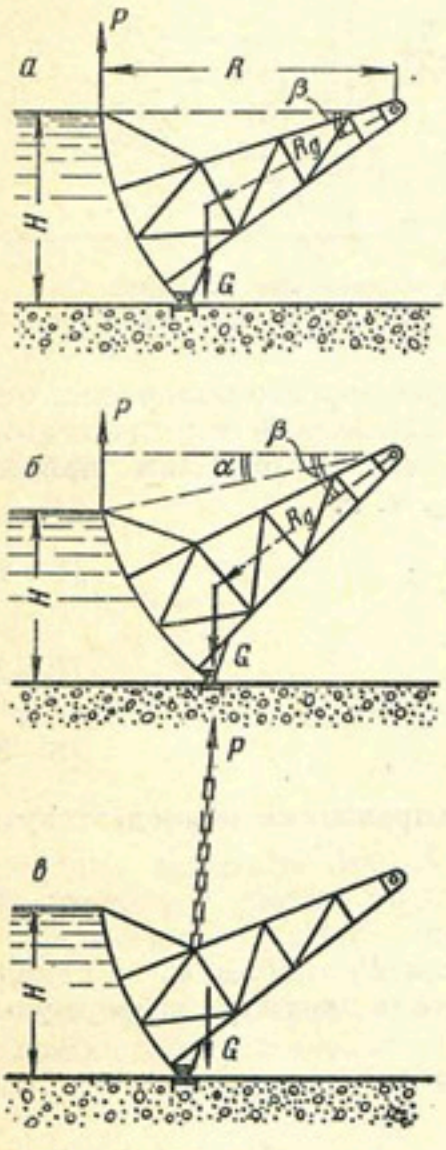


Рис. 8—17. Расчетные схемы подъемного усилия для сегментного затвора.

При подъеме плоского затвора на подъемнике преодолеваются: вес затвора, сила трения в пазах и в колесах, сила трения в уплотнениях. При подъеме же сегментного затвора преодолевается только часть собственного веса затвора, отсутствует большая составляющая сил трения в пазах, силой трения и моментом сил трения в подшипниках из-за малости его можно пренебречь (вследствие малой величины отношения радиуса оси вращения к радиусу обшивки затвора).

Для положения оси вращения на уровне верха затвора подъемное усилие сегментного затвора найдется из уравнения (рис. 8—17, *а*):

$$P = G\frac{R_g\cos\beta}{R} + T, \qquad (8—10)$$

где G — сила тяжести затвора;
R_g — его радиальное расстояние от оси;
β — угол между R_g и горизонтом;
T — сила трения в пазах.

Очевидно, что отношение $\frac{R_g\cos\beta}{R}$ меньше единицы.

Для положения оси вращения выше верха затвора (рис. 8—17, *б*) для подъемного усилия будем иметь уравнение:

$$P = G\frac{R_g\cos\beta}{R\cos\alpha} + T \qquad (8—11)$$

с теми же, качественно, соотношениями. В случае прикрепления подъемной тяги за обшивкой (рис. 8—17, *в*) соотношения между P и G также сохраняются.

Сегментными затворами перекрываются отверстия площадью до 200 $м^2$, пролетом до 36 *м*, высотой до 10 *м*.

Имея ряд преимуществ перед плоскими затворами (меньший вес, бóльшая скорость подъема, меньшее подъемное усилие, лучшее обтекание при пропуске воды из-под затвора), сегментные затворы несколько сложнее по конструкции, передают давление на быки сосредоточенно в двух точках, от давления воды создается распор, передаваемый на быки, требуют длинных, хотя и невысоких быков (что может оказаться их положительным качеством в случае устройства проезжего моста).

Скорость подъема сегментных, колесных и других затворов моторными лебедками принимается от 0,2 до 0,1 *м/мин* и вдвое меньше при ручном

подъеме; скорость опускания в 5—10 раз больше скорости подъема. В зависимости от скорости подъема мощность мотора в киловаттах принимается около 0,03—0,06 от подъемного усилия, выраженного в тоннах; сила тяжести (вес) подъемника в тоннах считается около 0,30—0,25 от подъемного усилия, выраженного в тоннах.

§ 8—2. СЕКТОРНЫЕ ЗАТВОРЫ

Секторные затворы устраивают для перекрытия невысоких (до 5 *м*), но длинных пролетов (до 60 *м*); они состоят (рис. 8—18) из ряда плоских ферм *1*, устанавливаемых через 1,5—3,0 *м* друг от друга и соединенных цельными ригелями *3*, обычно коробчатого профиля; между фермами ставят вспомогательные криволинейные стойки *2*, разрезаемые между ригелями; сверху и снизу фермы схватываются обрешетинами *4* и *5*. Лицевую сторону ферм

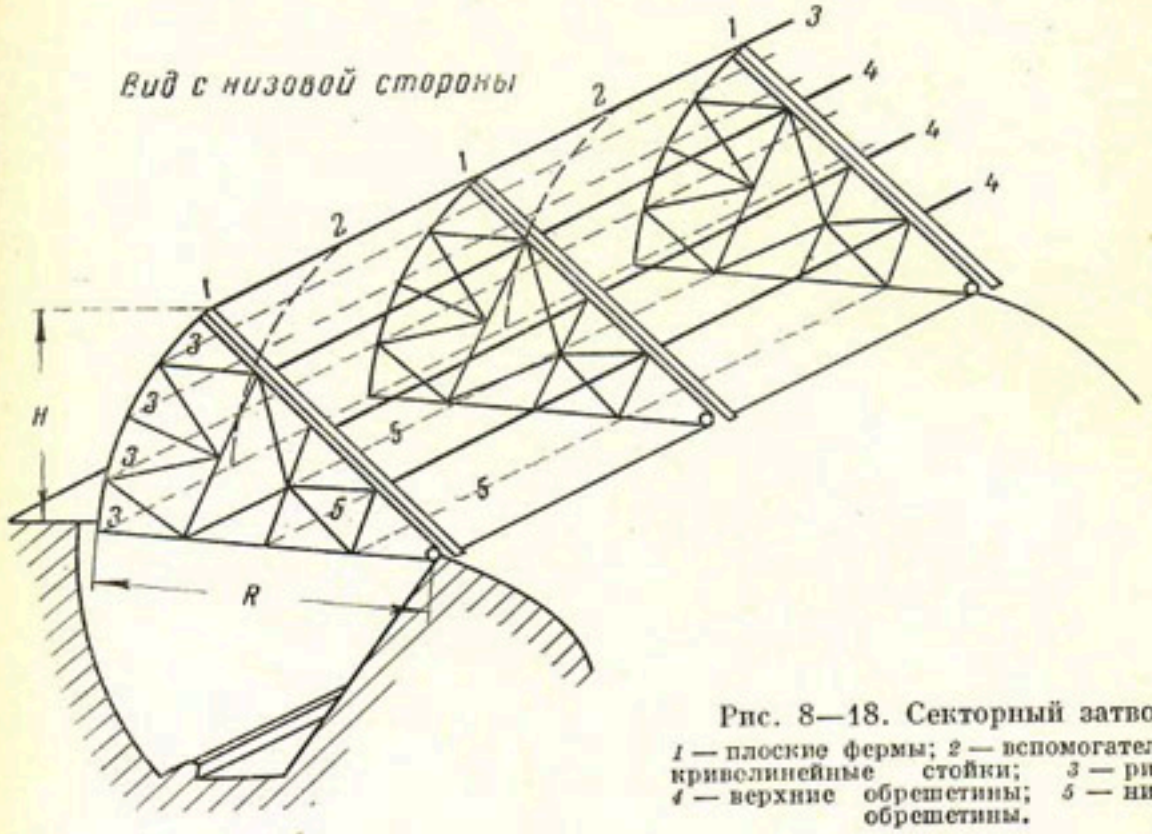


Рис. 8—18. Секторный затвор:
1 — плоские фермы; *2* — вспомогательные криволинейные стойки; *3* — ригели; *4* — верхние обрешетины; *5* — нижние обрешетины.

очерчивают по окружности $R = (1{,}4 \div 2{,}0)\,H$. По ригелям и стойкам укладывают металлическую обшивку (на заклепках или на сварке), так же как и в сегментных затворах; по верхним обрешетинам также делают металлическую обшивку, нередко защищаемую от износа деревянной дощатой облицовкой. В центре окружности ставят горизонтальную ось вращения.

В отличие от сегментных затворов, имеющих две точки опоры на быках, секторные затворы опираются во многих точках на гребень плотины, вследствие чего их ноги-фермы делают легкими и плоскими.

Под затвором в теле плотины устраивают нишу, называемую камерой давления, в которую может опускаться затвор; управление подъемом и опусканием затвора производится путем пуска воды из верхнего бьефа в камеру давления.

На рисунке 8—19 показана схема размещенных в быке водоводов, через которые осуществляется управление затвором. Если закрыть вентиль (или задвижку) *1* и открыть вентиль *2*, вода из камеры давления через отвод *3* стечет в нижний бьеф и затвор опустится в нишу; если закрыть задвижку *2* и открыть задвижку *1*, затвор давлением воды поднимется и закроет отвер-

стие; изменяя степень открытия задвижек *1* и *2*, можно придать затвору промежуточное положение.

Необходимый уровень воды в камере давления найдется из уравнения моментов для предельного равновесия перед опусканием затвора (рис. 8—20, *а*):

$$Gg = A_2a_2 + fAr, \qquad (8—12)$$

где G и g — сила тяжести затвора и плечо его относительно оси вращения затвора, проходящей через точку O;

A_2 и a_2 — давление воды на верхнюю обшивку затвора и плечо его относительно точки O;

A — давление воды на лицевую обшивку затвора;

f — коэффициент трения;

r — радиус оси шарнира.

Для промежуточного положения затвора, когда через пролет пропускается заданный расход воды, напор в камере давления найдется из уравнения (рис. 8—20, *б*):

$$Gg + A_3a_3 = A_2a_2 + fAr. \qquad (8—13)$$

Секторные затворы поплавкового типа имеют обшивку по трем граням: лицевую, верхнюю и нижнюю, они более податливы на давление воды снизу,

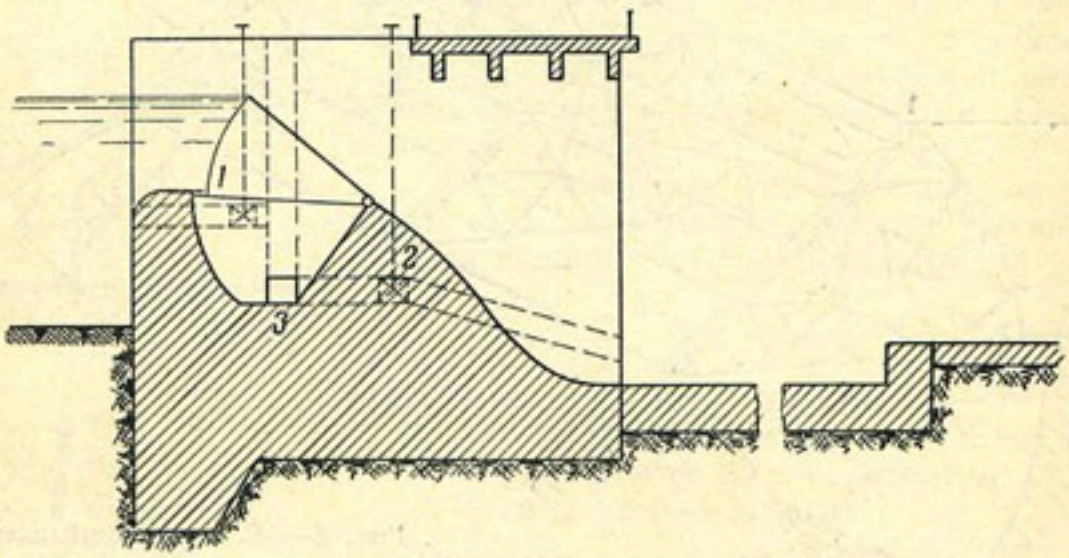


Рис. 8—19. Водоводы управления секторным затвором.

требуют меньшего напора в камере давления и поэтому могут устраиваться более тяжелыми, например из железобетона, а не только металлическими, как предыдущие.

Нужный для их подъема напор в камере давления можно найти по уравнениям (8—12) и (8—13), при этом лишь несколько изменяются эпюры давлений (рис. 8—21).

Поплавковые затворы можно устраивать с верховой осью вращения, что позволяет тогда делать их более компактными и придавать водосливной грани более обтекаемые формы, с повышенным коэффициентом расхода; такие затворы называют б а р а б а н н ы м и (рис. 8—22); высота их достигает 8,5 *м*.

Разработаны металлические и железобетонные конструкции секторных затворов с верховой осью вращения [1].

Для осмотра камеры давления затвор поднимают в крайнее верхнее положение, поворачивая держатели *2* (рис. 8—23), опирают на них затвор и спускают воду из камеры; проникнуть в камеру можно через верти-

[1] О. Л. Ю ш м а н о в. Вододействующий затвор из сборного железобетона. «Гидротехническое строительство» № 10, 1961.

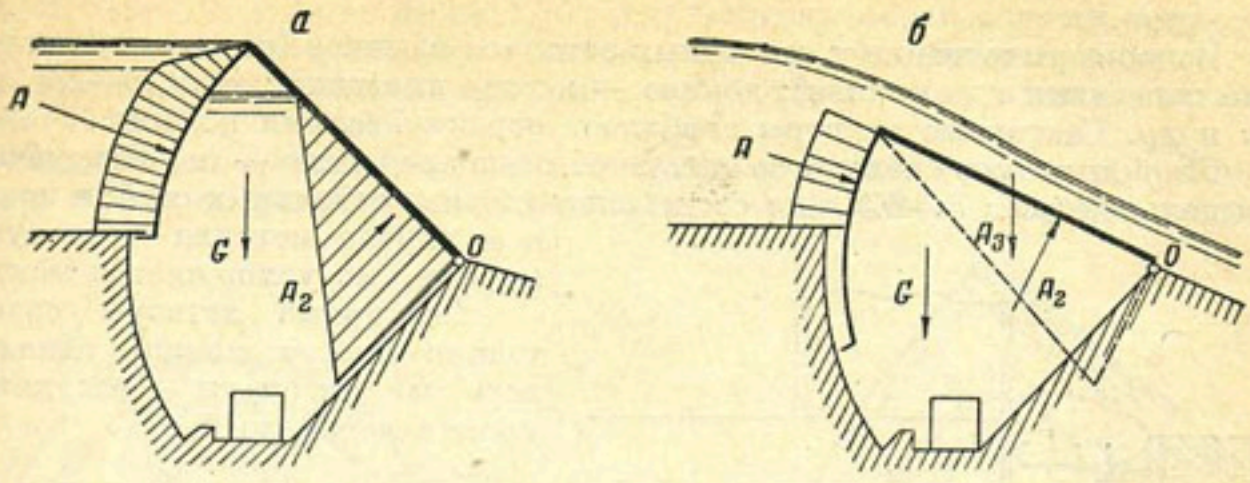


Рис. 8—20. Расчетные схемы секторного затвора.

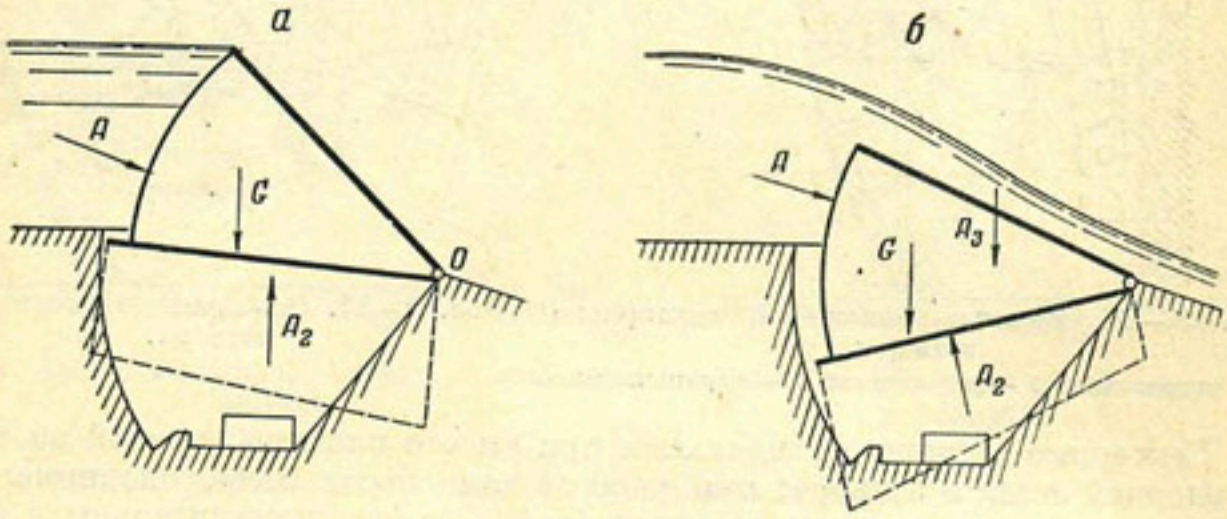


Рис. 8—21. Расчетные схемы поплавкового затвора.

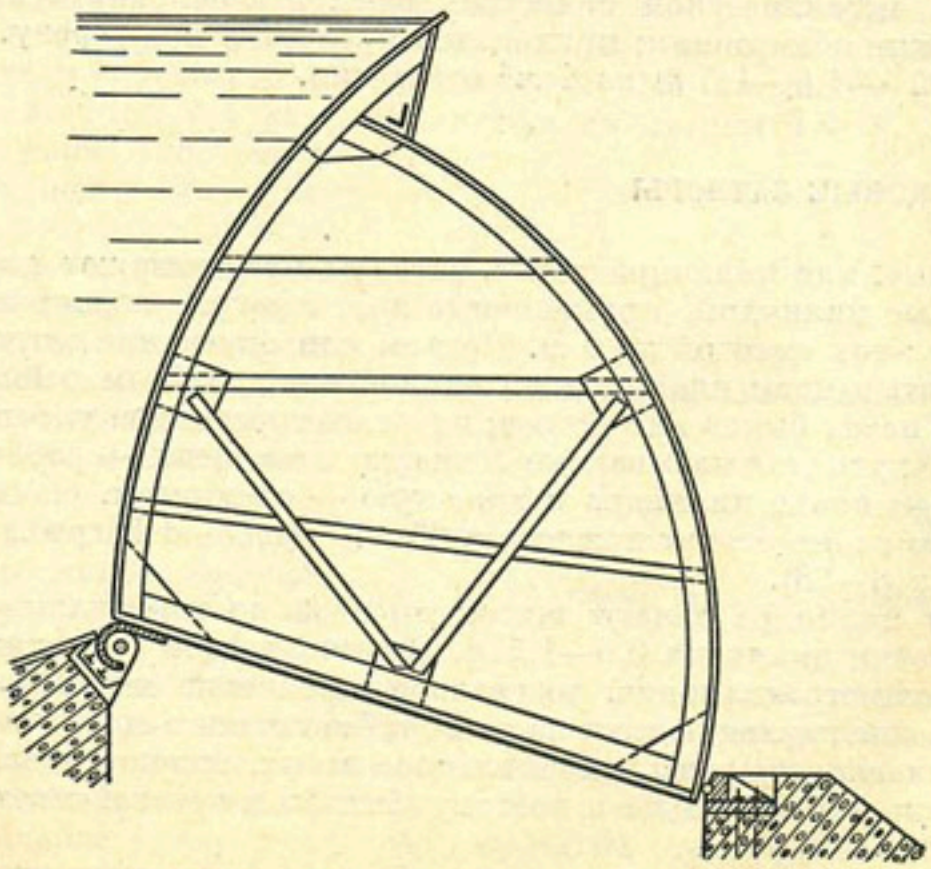


Рис. 8—22. Затвор барабанного типа.

кальный люк в быке (рис. 8—19), вследствие чего быки приходится делать широкими.

Боковое уплотнение у секторных затворов обычное (упругие металлические пластинки или резина); донное — в виде пластинок (рис. 8—23), трубок и др. Секторные затворы снабжают ограничителями подъема.

Шарнир затвора делают со сплошной осью вращения — полой трубчатой или цельной (рис. 8—24), или составляют из ряда отдельных осей; в последнем случае металла расходуется меньше, но усложняется монтаж.

Секторные затворы сравнительно просто можно использовать как автоматы — регуляторы уровня верхнего бьефа.

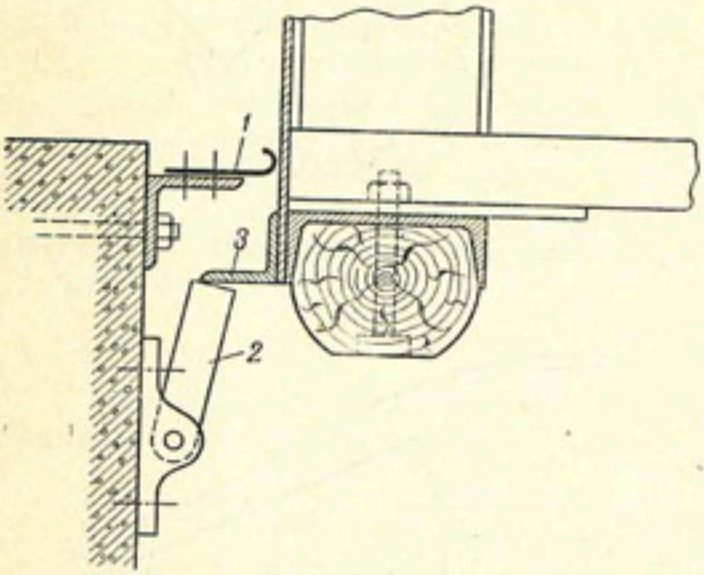


Рис. 8—23. Верхнее положение секторного затвора:
1 — уплотнение; *2* — держатель; *3* — ограничитель.

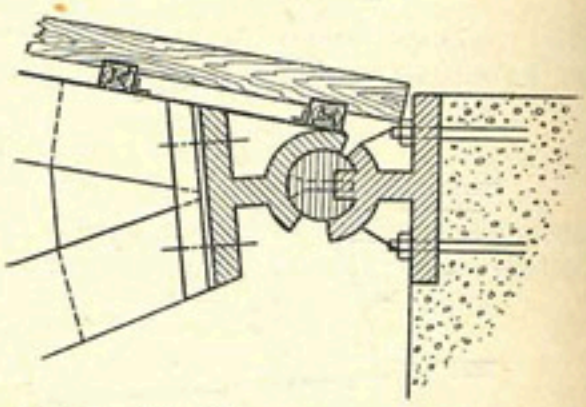


Рис. 8—24. Ось вращения секторного затвора.

Секторные затворы применяются при высоте плотины, равной не менее полуторной высоте затвора; они удобны для сброса льда, плавника; ими точно регулируется уровень верхнего бьефа, но они чувствительны к морозам, а также к наносам, которые трудно удалять из камеры давления; покрытие верхней металлической обшивки дощатой обшивкой — недостаточное средство против обмерзания; приходится прибегать к обогреву. Вес затвора значительный — 1,0—1,5 *т* на 1 *м*² отверстия.

§ 8—3. ВАЛЬЦОВЫЕ ЗАТВОРЫ

Вальцовые, или цилиндрические, затворы представляют собой горизонтальные полые цилиндры, применяемые для перекрытия широких (до 50 *м* и более) пролетов высотой до 9 *м*. Подъем или опускание затвора производится перекатыванием цилиндра по наклонным зубчатым рейкам, устанавливаемым в пазах быков или устоев; на концах цилиндра укрепляют круговые зубчатые дуги (так называемые бандажи) и две цепи — рабочую (подъемную) на одном конце цилиндра и холостую — на другом.

Зубчатые рейки ставят под углом 65—70° (1,13—1,23 *рад.*) к горизонту (рис. 8—25 и 8—28).

Снизу у цилиндра делают щиток высотой по вертикали от флютбета до нижней точки цилиндра 0,5—1,5 *м*. Нижний щиток позволяет несколько уменьшать диаметр цилиндра, но главное назначение его состоит в изменении направления давления воды на затвор; без нижнего щитка цилиндр испытывал бы давление от воды, направленное вверх, толчки от срыва вакуума при истечении из-под вальца и поэтому был бы в неустойчивом положении на рейке.

На рисунке 8—25 показан вальцовый затвор с нижним щитком; высота затвора 3,8 *м*, диаметр цилиндра 2,8 *м*. При опущенном положении служебное сообщение между берегами осуществляется через цилиндр. Металличе-

ская обшивка щитка защищена деревянным покрытием. Вдоль вальца на расстоянии 1,5—1,8 *м* друг от друга ставят поперечные диафрагмы кругового сечения (рис. 8—26) или треугольного (рис. 8—25). Диафрагмы соединяют обрешетинами коробчатого профиля, на которых укрепляют стальную обшивку.

Боковое уплотнение обычной конструкции (стальная пластинка с деревянной обделкой) устраивают более солидно, чем в плоских затворах, вслед-

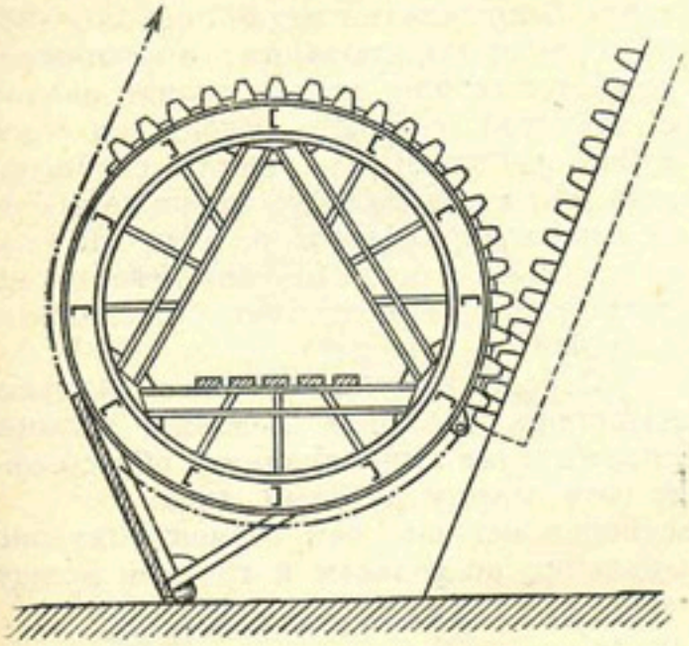


Рис. 8—25. Вальцовый затвор с нижним щитком.

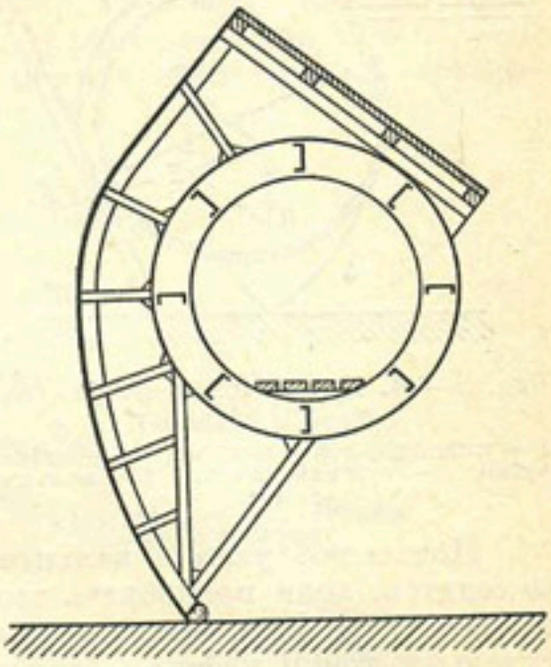


Рис. 8—26. Вальцовый затвор с козырьком.

ствие большой ширины пазов-ниш у вальцового затвора; глубина ниш достигает 2 *м*.

Диаметр цилиндра редко превосходит 4 *м*; если высота перекрываемого пролета значительна, то экономически выгоднее рассматривать цилиндр как балочную несущую конструкцию, впереди которой ставится криволинейный затвор — козырек нужной высоты. На рисунке 8—26 показан такой затвор высотой 6,4 *м*, с цилиндром диаметром 2,6 *м*, прикрытым сверху наклонной плоскостью для перелива воды. Для полного открытия отверстия, т. е. поднятия затвора на высоту 6 *м*, бандаж с диаметром 2,6 *м* недостаточен, поэтому по концам цилиндра прикрепляют бандажи, очерченные по диаметру, значительно большему (около 4 *м*), чем диаметр цилиндра.

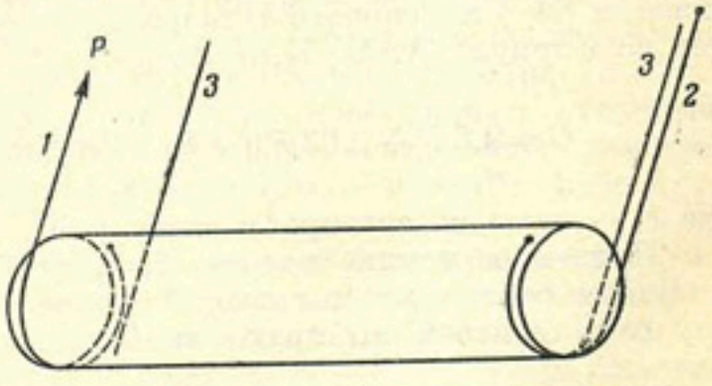


Рис. 8—27. Схема подъема вальцового затвора.

Подъем цилиндра производится с одного конца рабочей цепью, с другой стороны на цилиндр навита в обратном направлении холостая цепь, прикрепленная по концам к цилиндру и к устою. Несмотря на большой вес цилиндра, возможен срыв его с реек ветром в поднятом состоянии (особенно для высоких затворов с большой площадью, подвергающейся воздействию ветра), чему способствует и крутое положение (близкое к вертикальному) зубчатых реек; более пологое положение их значительно удорожает сооружение из-за его удлинения.

Подвеска затвора на двух цепях — рабочей *P* и холостой *2* — устраняет опасность срыва цилиндра с реек *3* ветром (рис. 8—27). В опущенном

положении цилиндрический затвор должен достаточно сильно прижиматься к флютбету, обеспечивая хорошее донное уплотнение (обычно деревянным брусом); для этого требуется, чтобы отношение моментов сил (относительно точки касания бандажа и рейки), прижимающих затвор к флютбету, к моменту сил, стремящихся поднять затвор, было не меньше 1,25.

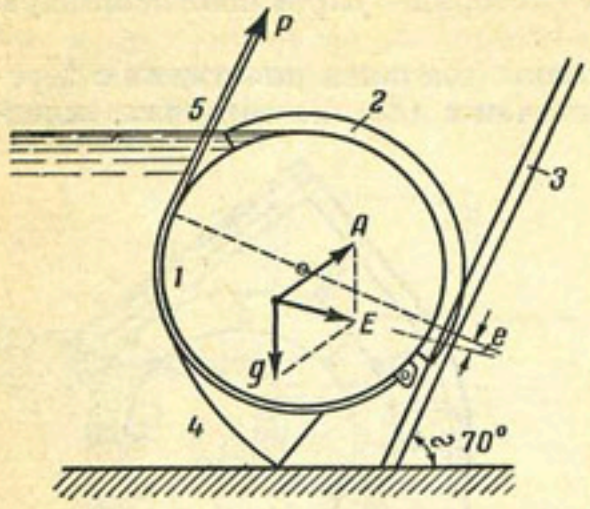


Рис. 8—28. Поперечный разрез вальцового затвора:

1 — цилиндр; *2* — бандаж; *3* — зубчатая рейка; *4* — нижний щиток; *5* — подъемная цепь.

Суммарное давление E от веса затвора G и давления воды A (рис. 8—28) передается на рельсы, по которым перемещается затвор; рельсы отлиты заодно с зубчатой рейкой, вследствие чего зубцы работают на усилия, сообщающие движение вальцу, давление же от вальца воспринимают рельсы. На рисунке 8—29 показан вид сверху на рельс-рейку и соединение бандажа с рейкой.

Основание зубцов рейки и бандажа наклонно, что при подъеме затвора способствует выдавливанию образовавшегося между зубцами льда.

Подъемное усилие вальцовых затворов меньше, чем сегментных; оно находится, если пренебречь трением качения по рельсам и трением между зубцами, из уравнения моментов относительно точки касания бандажа с рельсом (рис. 8—29):

$$P = E\frac{e}{p} + T\frac{t}{p}, \qquad (8—14)$$

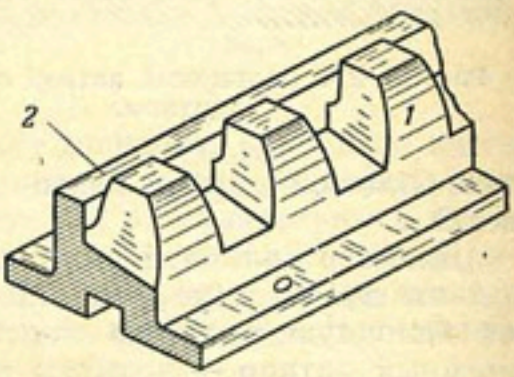
где P и p — подъемное усилие и его плечо;
E и e — равнодействующая сил, действующих на затвор и ее плечо;
T и t — сила трения боковых уплотнений и ее плечо.

Для предварительных расчетов силу тяжести (вес) вальцового затвора G находят по формуле А. Р. Березинского:

$$G = 0{,}5F + 0{,}02F\sqrt{FT}, \qquad (8—15)$$

где F — площадь затвора в свету в $м^2$.

Подъемное усилие должно быть найдено для различных положений затвора; для расчета цепей выбирают наибольшее усилие.



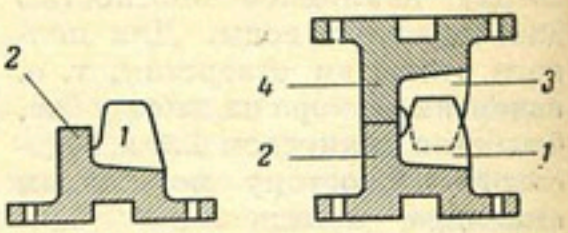


Рис. 8—29. Зубчатая рейка и рельс:

1 — зубчатая рейка; *2* — рельс; *3* — зубчатка бандажа; *4* — обод бандажа.

Большая жесткость вальцовых затворов обеспечивает их хорошую работу в условиях суровых зим.

Подъемные усилия для этих затворов невелики, но вес их велик, они требуют много металла, сложны в изготовлении и монтаже.

Быки получаются толстыми, длинными и высокими.

Вальцами трудно регулировать уровень верхнего бьефа (из-за выпуска воды тонким, но широким слоем из-под затвора); шугу, лед и плавник нельзя сбрасывать, не устроив козырька; на предгорных и горных участках рек, несущих крупные донные наносы, возможны затруднения с донным уплотнением.

§ 8—4. ВЕРТИКАЛЬНО-ЦИЛИНДРИЧЕСКИЕ ЗАТВОРЫ

Вертикально-цилиндрические затворы представляют собой полые цилиндры, перемещаемые вдоль своей вертикальной оси. Они применяются в водоводах верхней головы судоходных шлюзов, где перед затвором имеется сравнительно небольшая глубина воды. В водоводах нижней головы вертикально-цилиндрические затворы менее применимы, так как при большом напоре приходится ставить высокие цилиндры, что громоздко, или цилиндры высотой, равной высоте водовода, имеющие уплотнение не только по нижней кромке, но и по верхней; это усложняет конструкцию и все-таки не гаранти-

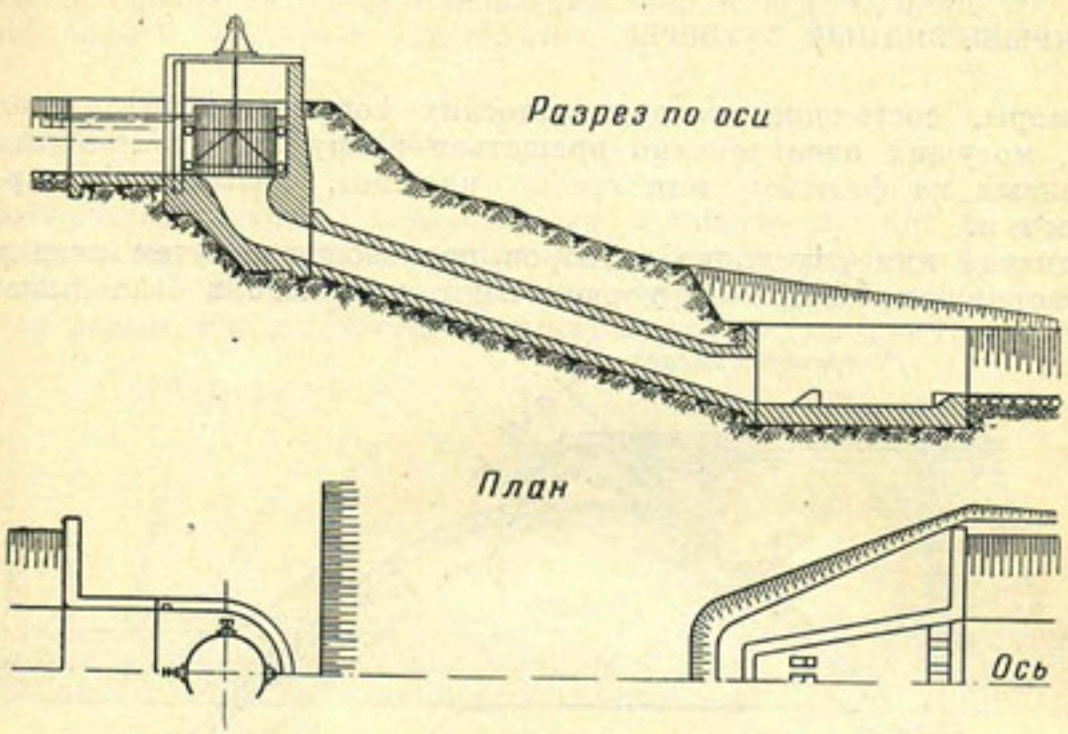


Рис. 8—30. Трубчатый перепад с вертикально-цилиндрическим затвором.

рует от утечек через верхнее уплотнение. Можно также ставить цилиндры разного диаметра (так называемые телескопические затворы), конструкция которых сложнее предыдущих. Вертикальные цилиндрические затворы находят применение в башенных водовыпусках из водохранилищ (рис. 7—2). Простейшие вертикально-цилиндрические затворы могут, по предложению проф. В. Д. Журина [1], найти применение в трубчатых перепадах (рис. 8—30). Они представляют собой деревянный, стянутый несколькими обручами цилиндр без дна и верха; такой цилиндр устанавливается по периметру круглого отверстия в флютбете, далее переходящего в трубу перепада, водовода и т. п.

К диаметральным распоркам цилиндра по его оси прикрепляют подъемную штангу, которой можно поднимать или опускать затвор винтовым подъемником, устанавливаемым на служебном мостике над затвором.

Конструкция такого затвора проста и доступна осмотру изнутри, уплотнение по дну несложно и достаточно водонепроницаемо, подъемное усилие равно собственному весу затвора.

Несмотря на указанные положительные качества этих затворов, при эксплуатации их выявлен ряд дефектов. Поток в донное отверстие не входит равномерно, а односторонне завихряется, что вызывает кручение цилиндра; кроме того, трудность центровки прикрепления подъемной штанги вызывает перекосы цилиндра и подъемной штанги. Постановкой на цилиндр небольших колес с двойными ребордами (роликов), движущихся вдоль вертикальных рельсов, можно добиться прекращения вращения цилиндра, но при

[1] «Вестник ирригации» № 7, Ташкент, 1930.

этом вследствие слабой жесткости цилиндра он деформируется от усилия в роликах; поэтому необходима постановка распорок между противоположными роликами, что усложняет конструкцию затвора и затрудняет осмотр его изнутри.

Глава 9

Крышевидные и разборчатые затворы

§ 9—1. КРЫШЕВИДНЫЕ ЗАТВОРЫ

Затворы, состоящие из двух плоских соприкасающихся полотнищ (щитов), могущих одновременно вращаться вокруг горизонтальных осей, укрепленных на флютбете или гребне плотины, называются крышевидными.

Поднятие или опускание затворов производится путем поддержания под затворами необходимого уровня воды, для чего в быке (или устое)

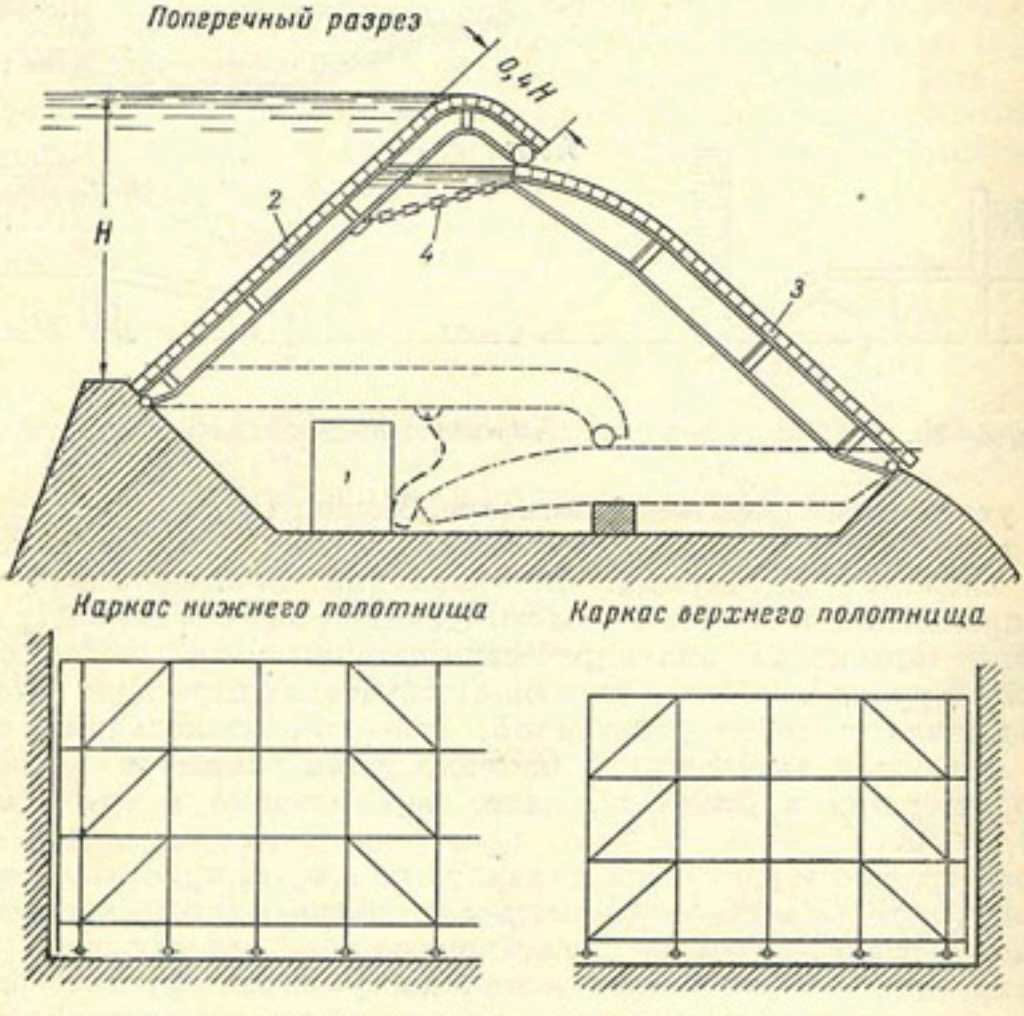


Рис. 9—1. Крышевидный затвор:
1 — водовод в устое; *2* и *3* — верхнее и нижнее полотнища; *4* — ограничитель.

устраивают водоводы, сообщающие, как в секторных затворах, пространство под затворами (камеру давления) с верхним и нижним бьефами (рис. 9—1).

Каркас верхнего полотнища представляет собой прямоугольную балочную клетку, составленную из прокатных профилей с деревянной обшивкой; верх полотнища скругляется, чем обеспечиваются высокий коэффициент расхода и лучшие условия перелива воды. Нижнее полотнище больше загружено односторонним давлением воды, чем верхнее, давление на которое

двустороннее и взаимно разгружающееся. Поэтому каркас нижнего полотнища устраивают из более сильных элементов (составные балки, решетчатые фермы), стойки ставят через 1,5—2,0 *м*. Обшивка нижнего затвора деревянная или металлическая.

Верхнее полотнище на конце имеет ролик, который при перемещениях затвора движется по обшивке нижнего полотнища; оба они соединены ограничителем-цепью.

Крышевидными затворами перекрывают пролеты до 50 *м*, высотой до 5 *м*; ими можно хорошо и точно регулировать уровень верхнего бьефа посредством механизмов или автоматически (гидравлически); удобно также пропускать поверх затворов плавающие тела и лед. Однако эти затворы чувствительны к наносам и обмерзанию.

§ 9—2. РАЗБОРЧАТЫЕ ЗАТВОРЫ

Разборчатые затворы применяются преимущественно в судоходном деле, а также в качестве ремонтных заграждений широких пролетов. Они представляют собой ряд металлических ферм трапецеидальной или треугольной формы, или ряд стоек, могущих вращаться вокруг горизонтальных

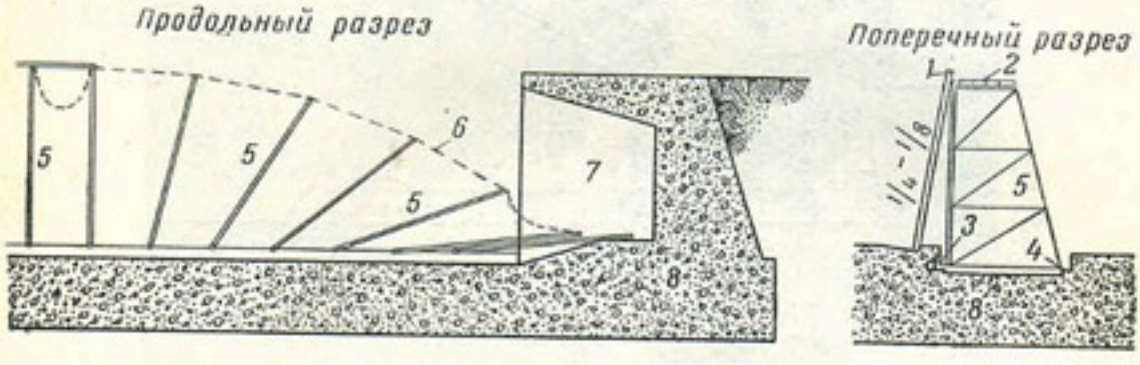


Рис. 9—2. Плотина с разборчатым затвором из трапецеидальных ферм:
1 — спицы; *2* — служебный мостик; *3* и *4* — верховой и низовой подшипники; *5* — фермы; *6* — цепь для опускания и подъема ферм; *7* — ниша; *8* — флютбет.

осей, укрепленных на флютбете. На рисунке 9—2 показан затвор с трапецеидальными поворотными фермами [1]. Поверху вертикально поставленные фермы скрепляют съемными металлическими полосами и соединяют деревянным мостиком; пролет между фермами (1,25—1,50 *м* и более) закрывают спицами, опирающимися на соединительные между фермами металлические полосы и углубление в флютбете. Ширина ферм понизу составляет около 0,6—0,75 их высоты (рис. 9—3).

Несмотря на большие утечки воды через щели между спицами, перед плотиной создаются глубины воды, достаточные на всем протяжении подпора для судоходства. В конце навигации плотину разбирают: убирают спицы, снимают мостики и соединительные полосы с ферм и с помощью цепей постепенно, одну за другой, складывают их на флютбет. Одновременно опускают 3—5 ферм, что позволяет уменьшить общую длину цепей при опускании (и поднятии) ферм. В паводок, когда глубины воды достаточны для судоходства, фермы находятся в сложенном положении на флютбете, не выступая выше его верхнего очертания. В одном из устоев плотины делают нишу, в которую помещают первые укладываемые фермы. На другом устое обычного типа устанавливают лебедку для подъема и опускания ферм. После спада паводка, для поддержания нормальных глубин, фермы цепями

[1] Приоритет изобретения поворотных ферм принадлежит русскому инженеру О. И. Корицкому, предложившему их на 10 лет ранее инж. Поаре (Ф. Я. Нестерук. Водное строительство Москвы. Речиздат, М., 1950).

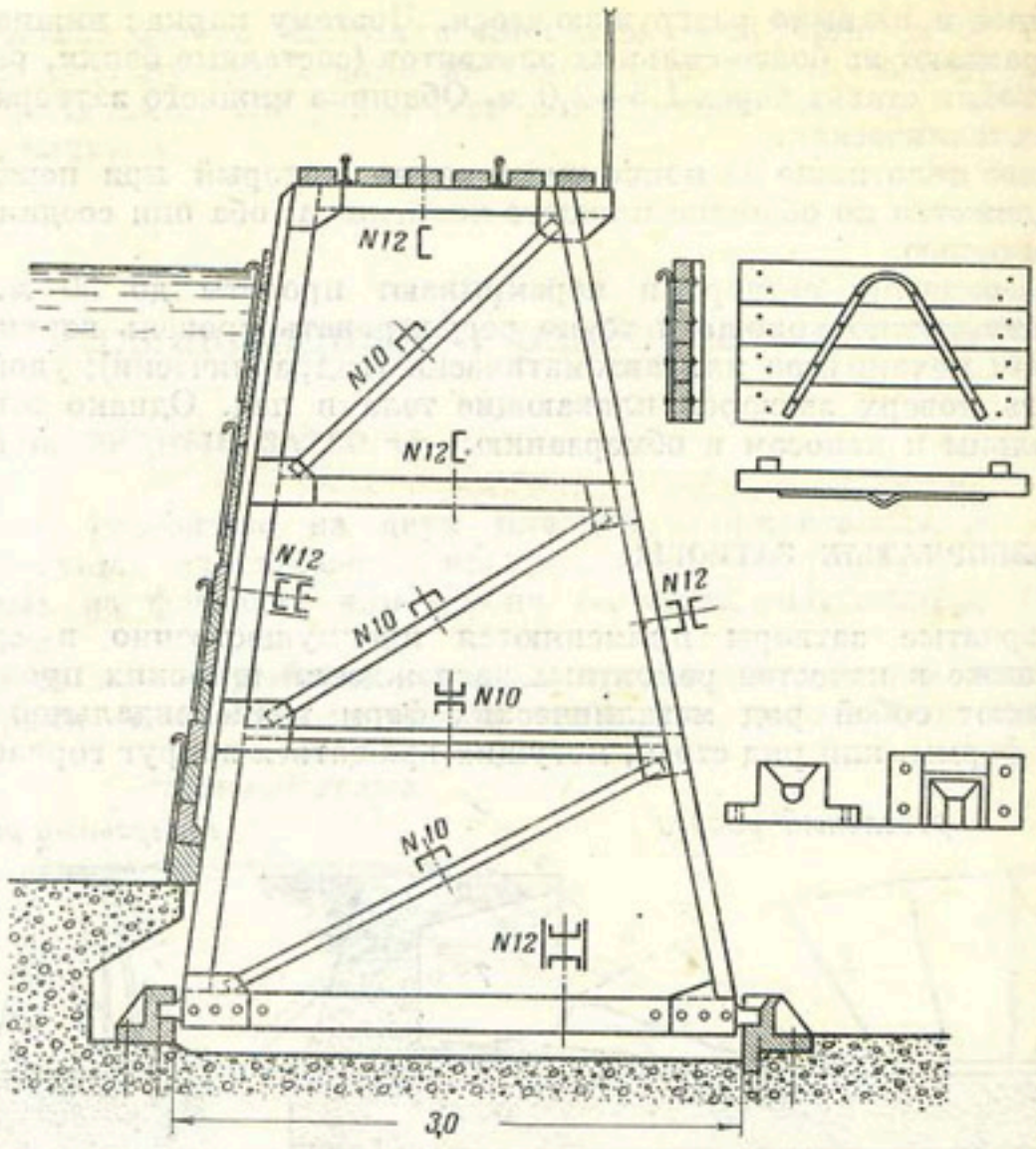


Рис. 9—3. Поворотная ферма с деревянными щитками.

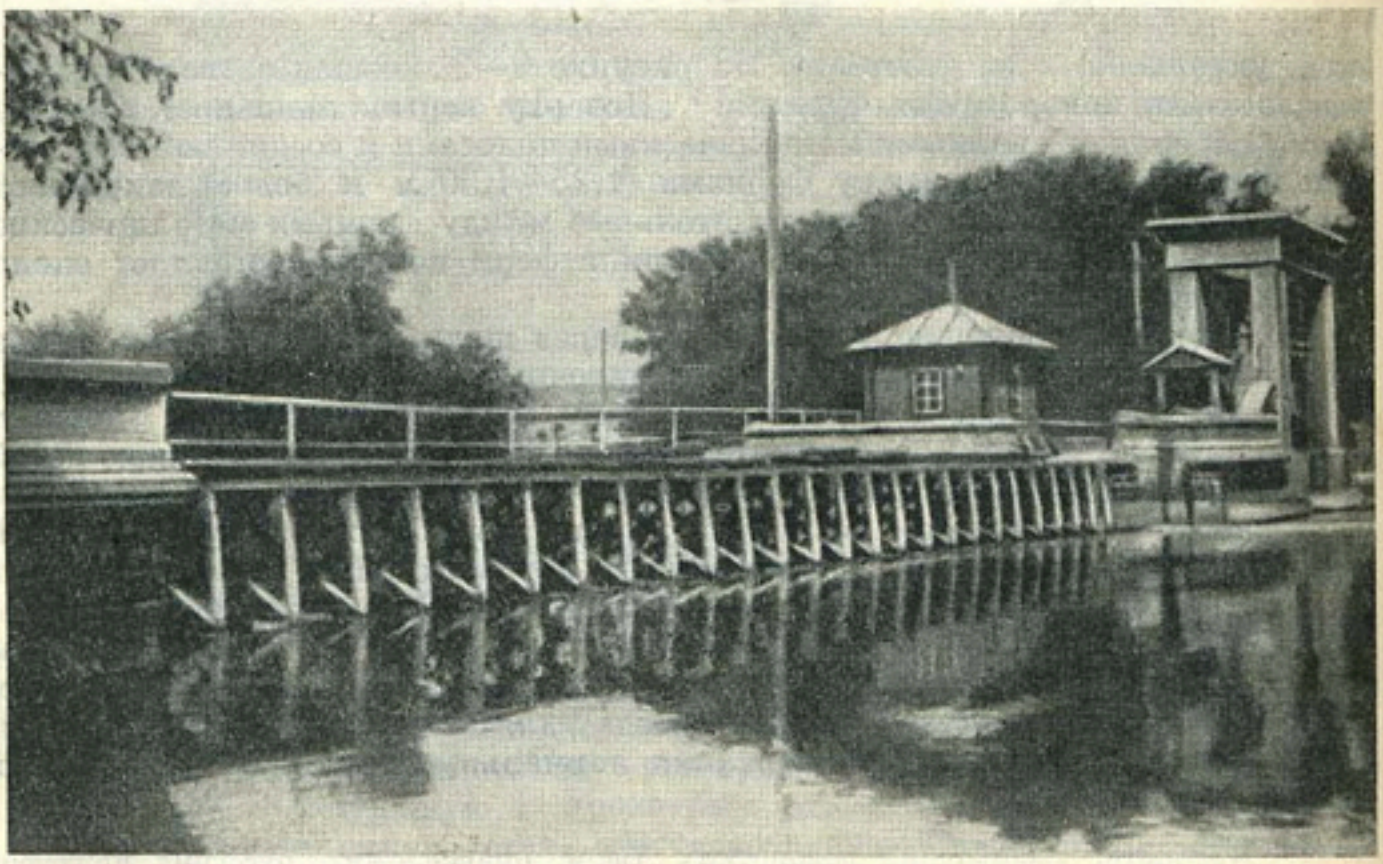


Рис. 9—4. Верхний бьеф плотины с поворотными фермами.

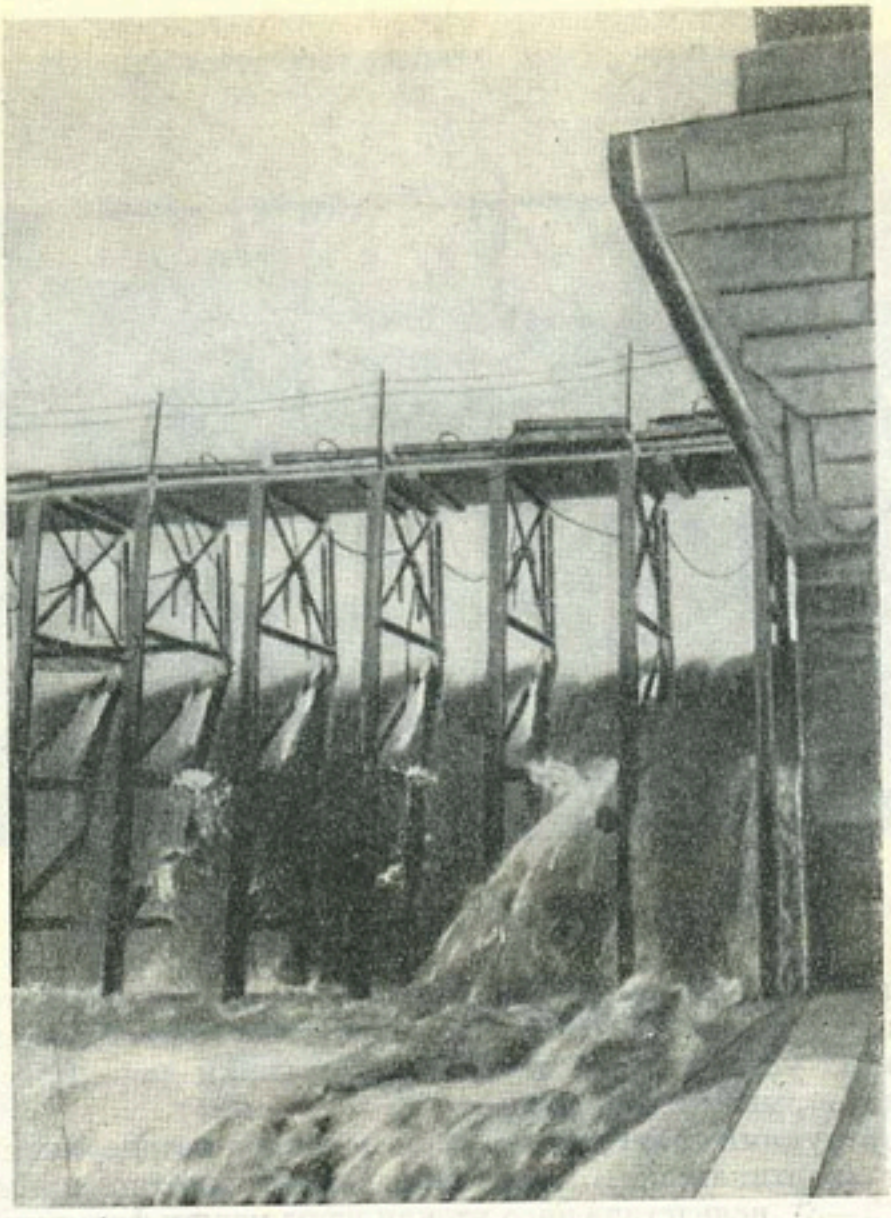


Рис. 9—5. Нижний бьеф плотины с поворотными фермами.

постепенно поднимают, начиная с последней, соединяют друг с другом, после чего устанавливают спицы (рис. 9—4 и 9—5).

Деревянные спицы квадратного сечения от 7 до 10 *см* устанавливают и снимают вручную, маневрирование спицами бóльших размеров производится краном.

Такими затворами можно перекрывать весьма значительные пролеты (более 200 *м*) при высоте ферм 7—8 *м*. Грубая регулировка уровней верхнего бьефа спицами при больших удельных расходах в месте снятых спиц и большие утечки между спицами в значительной мере устраняются, если спицы заменить небольшими деревянными щитками (в 3—4 доски), соответственно придав вместо вертикального направления небольшой уклон (около $^1/_{10}$) передней стойке фермы и снабдив ее направляющими для движения щитков (рис. 9—3).

Крупные фермы иногда вместо съемного мостика снабжают постоянным, шарнирно соединенным со звеньями ферм мостиком, вместе с которыми он опускается на флютбет.

Эксплуатация разборчатых затворов встречает затруднения в случае усиленного движения донных наносов (из-за завала ими углубления флютбета и сложенных в нем ферм), карчей, донного льда. Разборка затвора (снятие спиц, укладка ферм на флютбет) и особенно сборка затворов с поворотными фермами — операции медлительные, требующие большого количества времени.

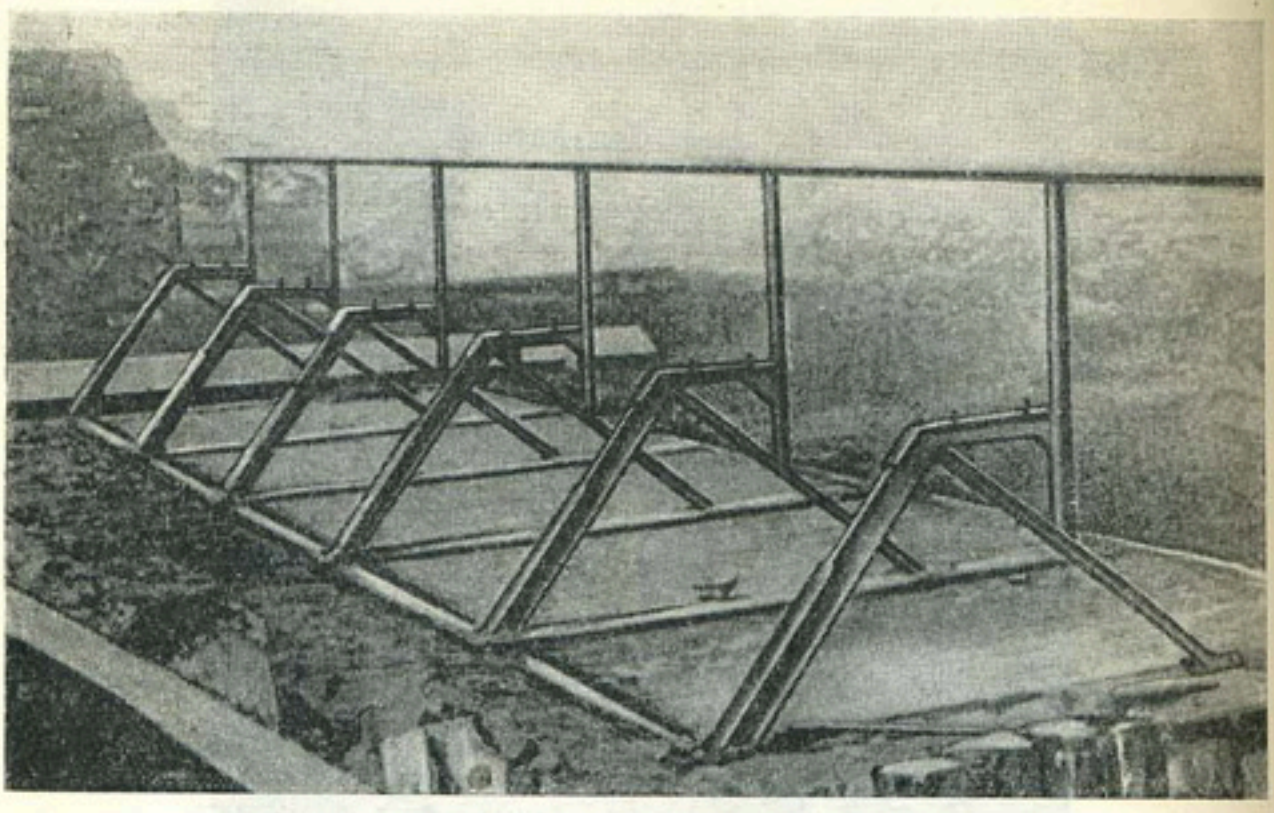


Рис. 9—6. Плотина с треугольными фермами.

На рисунке 9—6 показана конструкция разборчатой плотины, применяемая на малых реках. Плотина состоит из треугольных ферм, с низовой стороны которых устроены небольшие треугольники для служебного мостика; фермы перекрывают шандорами.

Иная конструкция треугольных ферм показана на рисунках 9—7 и 9—8. В собранном (вертикальном) состоянии фермы плотно примыкают друг к другу (рис. 9—8), вследствие чего утечки воды между фермами значительно меньше, чем между спицами. Маневрирование треугольными фермами проще и быстрее, чем трапецеидальными; наличие уширенной части наверху ферм позволяет обойтись без служебного мостика. Треугольные фермы делают металлическими и деревянными с металлическими обделками концов для осей вращения и в верхней части для пропуска цепи. Вследствие примыкания ферм друг к другу отпадает возможность регулирования уровней верхнего бьефа; оно возможно отчасти при переливе воды через фермы, что, однако, не практикуется в эксплуатации; можно пропускать также воду через сквозную переднюю грань, устраиваемую у части ферм и закрываемую спицами или затворами; фермы низовой грани должны быть при этом сквозными.

Из других типов разборчатых плотин укажем на плотину с укладывающимися на флютбет стойками [1]. Десятиметровые пролеты плотины при подпоре 4,4 *м* закрываются деревянными щитками по стойкам двутаврового сечения (№ 30), расставленным через 1 *м* друг от друга и имеющим внизу горизонтальную ось вращения, параллельную оси плотины; стойки, установленные с уклоном около $^1/_8$ к вертикали, сверху зацепляются крюками к балке постоянного служебного мостика; в устоях плотины устроены пазы, параллельные стойкам. При начале паводка или ледохода затворы убирают, стойки опускают на флютбет; текущая регулировка уровня верхнего бьефа ведется затворами.

Недостатком этих разборчатых затворов является медлительность разборки и сборки их.

---

[1] Б. С. Штейнберг. Разборчатая плотина с укладывающимися на флютбет стойками. «Гидротехническое строительство» № 11, 1936.

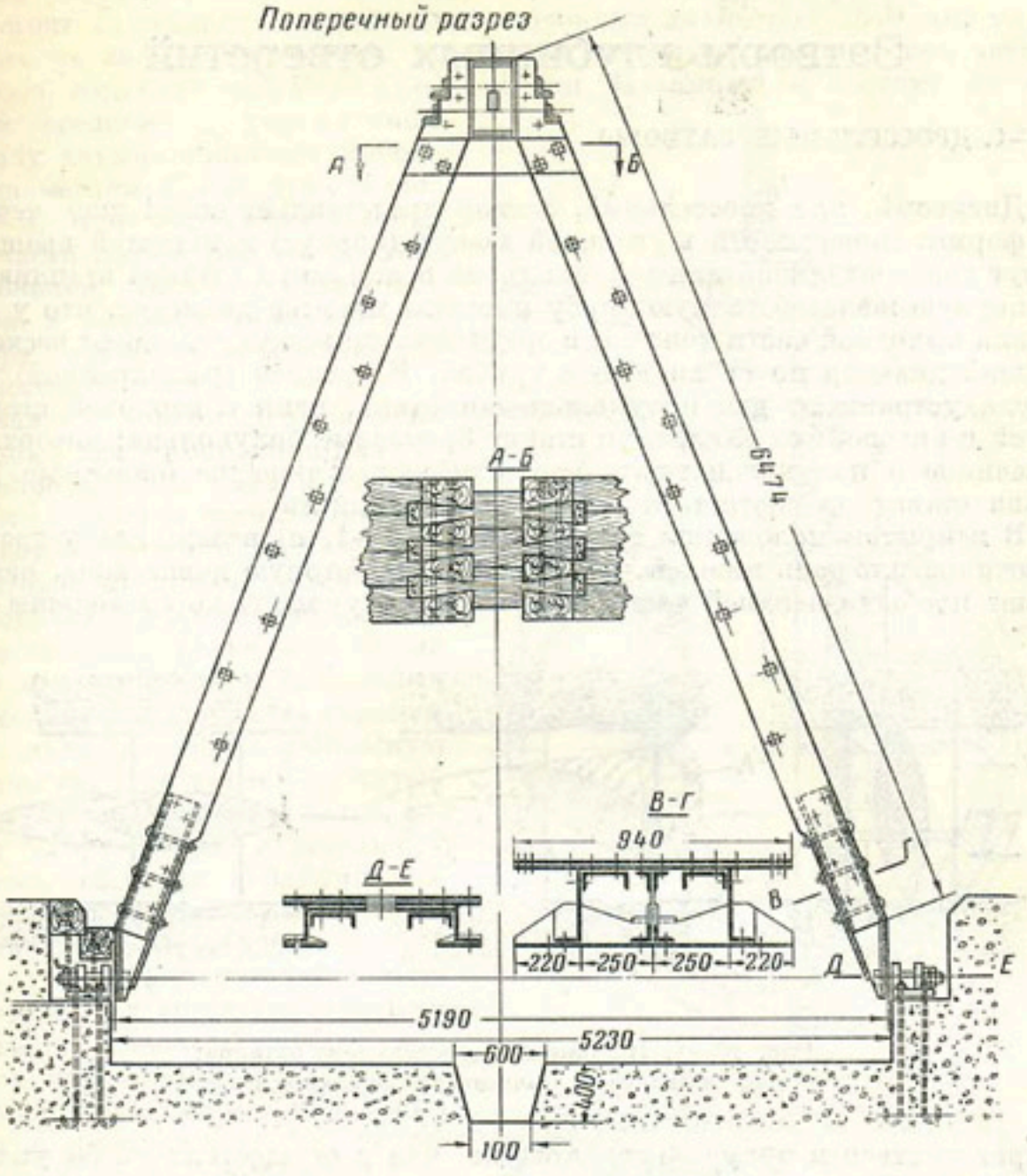


Рис. 9—7. Треугольная поворотная ферма.

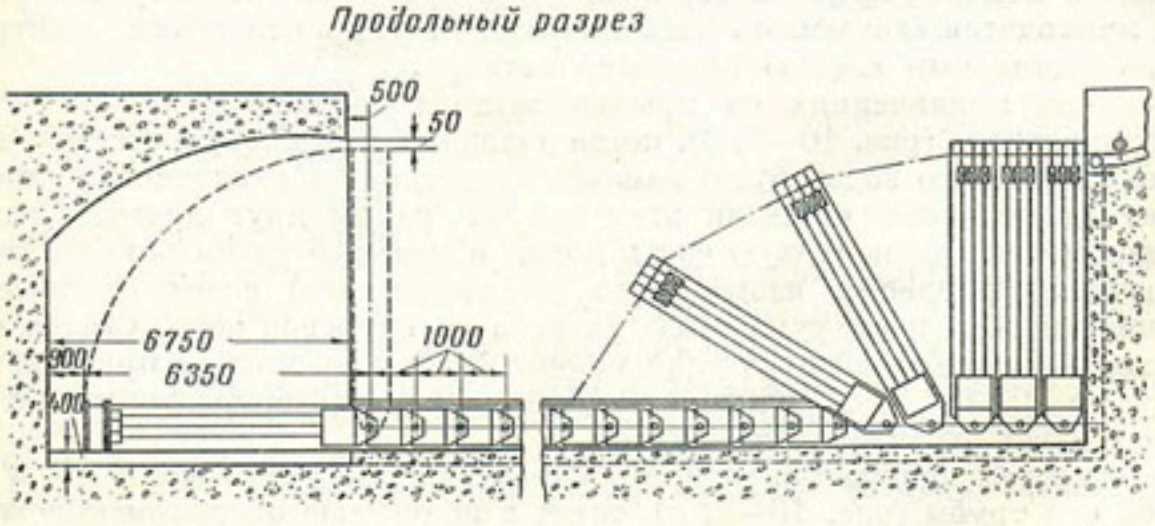


Рис. 9—8. Укладка треугольных ферм на флютбет.

Глава 10

Затворы глубинных отверстий

§ 10—1. ДРОССЕЛЬНЫЕ ЗАТВОРЫ

Дисковый, или дроссельный, затвор представляет собой диск чечевичной формы, помещенный в стальной кожух (корпус) и могущий вращаться вокруг горизонтальной или вертикальной оси. Кожух затвора втапливается в напорную железобетонную трубу плотины того же диаметра, что у входной или выходной части кожуха; в средней части кожуху придают несколько больший диаметр по сравнению с трубой. В средней (расширенной) части кожуха устраивают два полукольца-заплечика, один с верховой стороны, другой с низовой; на заплечики ставят бронзовые полукольца; поверхности заплечиков и полуколец тщательно шлифуют. Такие же бронзовые полукольца ставят на соответствующих сторонах диска.

В закрытом положении затвора (рис. 10—1, *а*) вследствие устройства заплечиков площадь нижней части диска, на которую давит вода, немного больше площади верхней части, и поэтому полукольца диска должны были

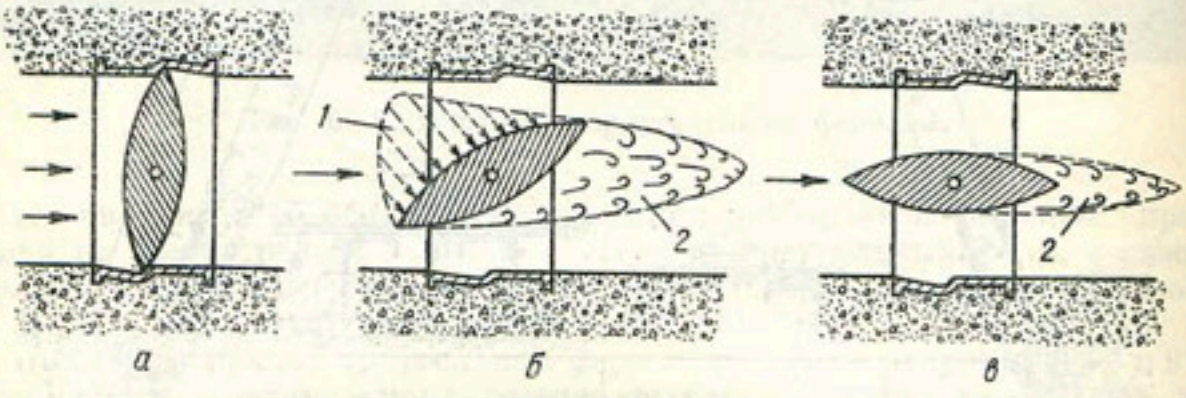


Рис. 10—1. Положения дроссельного затвора:
1 — зона избыточного давления; *2* — вихревая зона.

бы прижиматься к полукольцам кожуха, чем и осуществилось бы уплотнение затвора. Однако разность давлений на нижнюю и верхнюю части (крылья) диска невелика и вызываемый давлениями момент вращения не в состоянии преодолеть момента вредных сопротивлений вращения; поэтому для уплотнения приходится «дожимать» диск двигателем (гидравлическим, электрическим), соединенным с осью вращения затвора.

Разница в давлениях на крылья затвора возрастает при частичном открытии затвора (рис. 10—1, *б*), когда давление на верховую сторону диска (считая по течению воды) будет заметно превосходить давление на низовую сторону диска, хотя площади этих сторон равны друг другу. Большее давление потока на верховую часть диска и меньшее на низовую является результатом появления избыточного (динамического) сверх статического давления спереди и вакуума сзади затвора в вихревой зоне. Создаваемый разницей этих давлений крутящий момент будет наибольшим при открытии затвора на 50—60° (0,87—1,05 *рад.*) Если затвор растормозить, то потоком воды он будет стремиться закрыться.

В закрытом положении затвор располагают под углом около 80° к продольной оси трубы (рис. 10—1, *а*), тогда в полностью открытом положении диск будет размещаться по продольной оси трубы (рис. 10—1, *в*). Если же в закрытом положении затвор будет расположен под углом 90° (1,57 *рад.*) к продольной оси, то тогда в полностью открытом положении он составит с продольной осью трубы угол около 10° (0,17 *рад.*), что объясняется условиями примыкания уплотнительных полуколец к оси вращения диска.

На рисунке 10—2 показан дроссельный затвор судоходного шлюза [1]; он состоит из стального литого диска-чечевицы диаметром 2540 *мм*, укрепленного на валу *1* в стальном корпусе *2*, имеющем для монтажа затвора съемную верхнюю часть *8*. Диск сделан разъемным и состоит из трех частей: средней — *3*, укрепленной на валу двумя шпонками и болтом диаметром *2"*, и двух боковых — *4*, присоединенных к средней части двумя рядами болтов. Углубления для соединительных болтов в боковых поверхностях затвора перекрыты накладками *5* из листовой стали.

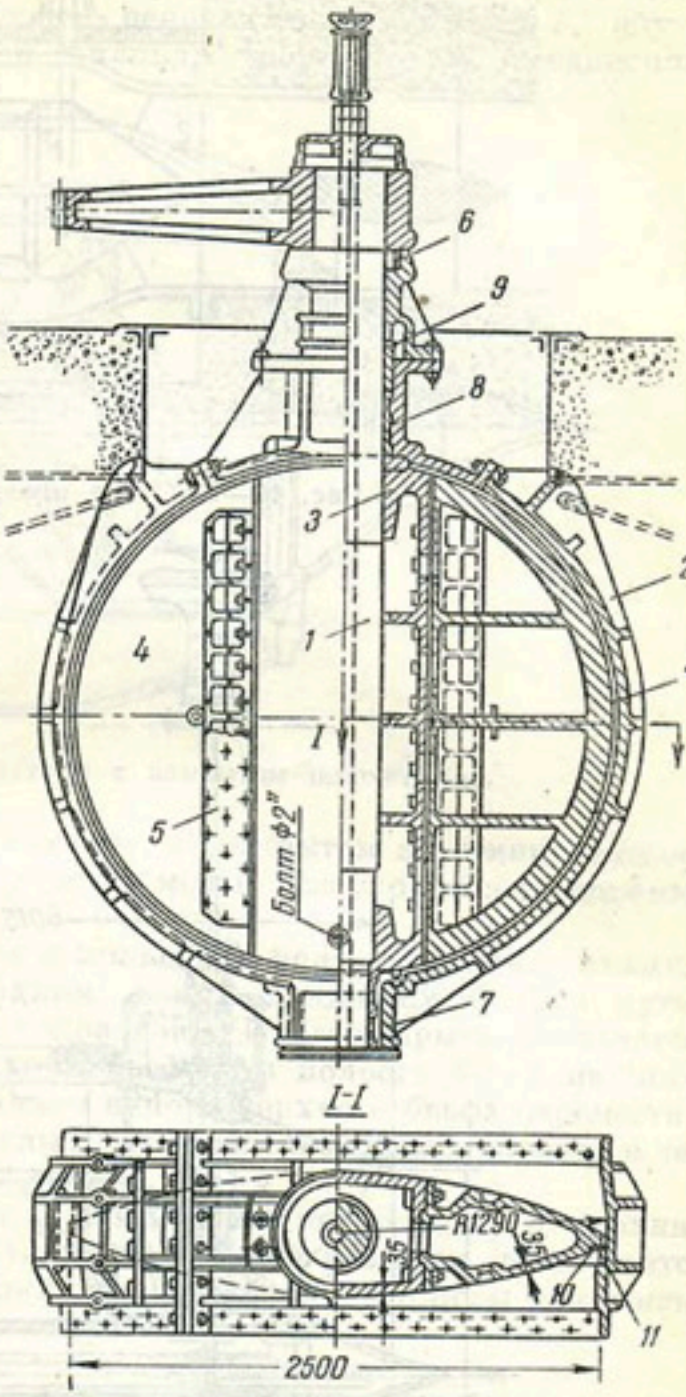


Рис. 10—2. Дроссельный затвор:
вверху слева — фасад; *справа* — срединный разрез по вертикальной плоскости; *внизу слева* — план; *справа* — разрез по I—I.

Вал *1* с диском подвешен на упорном шарикоподшипнике *6*. Давление воды на затвор воспринимается нижним подшипником *7* с баббитовой втулкой и вверху — баббитовой втулкой в съемной части корпуса *8*. Уплотнение на валу осуществляется сальником *9*, на диске и в корпусе — бронзовыми полукольцами *10* и *11*. На верхний конец вала, имеющий небольшую конусность, насажен зубчатый сектор приводного механизма затвора. К недостаткам дроссельных затворов относятся: 1) неплотность примыкания бронзовых полуколец уплотнения, вследствие чего происходят заметные утечки; замена бронзовых уплотнений резиновыми уменьшает утечки; 2) вибрация и вакуум за частично открытым затвором, приводящие к кавитации диска и облицовки трубы, поэтому дроссельные затворы мало пригодны для регулирования расходов воды. Положительные качества дроссельных затворов: ничтожное поворотное усилие, легкость и быстрота маневрирования, значительная экономия в металле (не требуется устройства башен или эстакад с тяжелыми грузоподъемными механизмами); простота и компактность конструкций делают их весьма пригодными в качестве аварийных затворов, когда они работают только в двух положениях: полностью открывают отверстие или полностью закрывают его.

Область применения дроссельных затворов не ограничена величиной напоров; постановка их осуществляется преимущественно по схеме рисунка 10—1, а для больших напоров и по схеме рисунка 10—2 (для напоров, не больших 20—25 *м*) Потери напора в полностью открытом затворе составляют около $0{,}26\frac{v^2}{2g}$.

[1] В. В. Садовенко. Опыт эксплуатации дроссельных затворов шлюза. «Гидротехническое строительство» № 9, 1956.

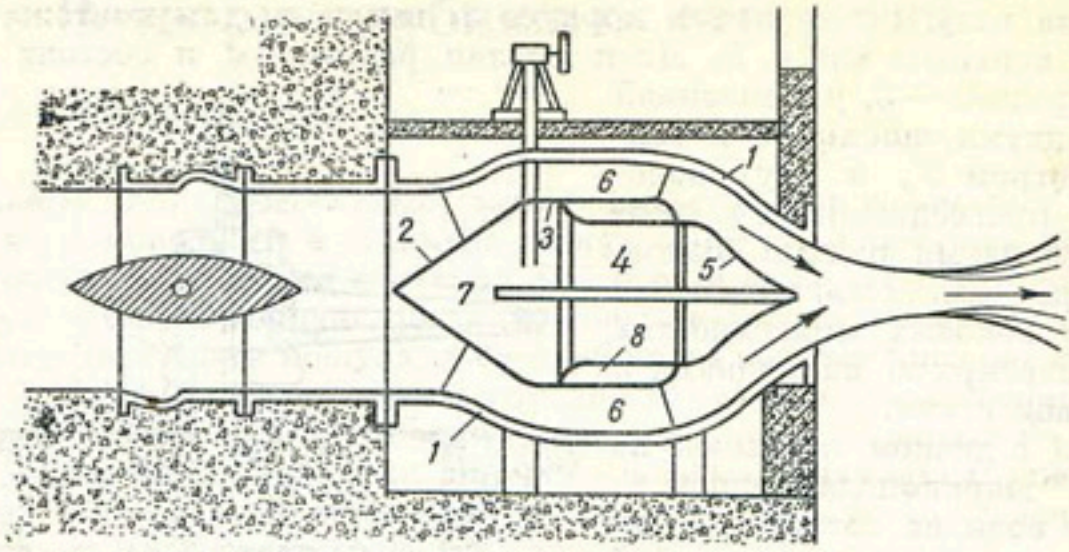


Рис. 10—3. Схема игольчатого затвора.

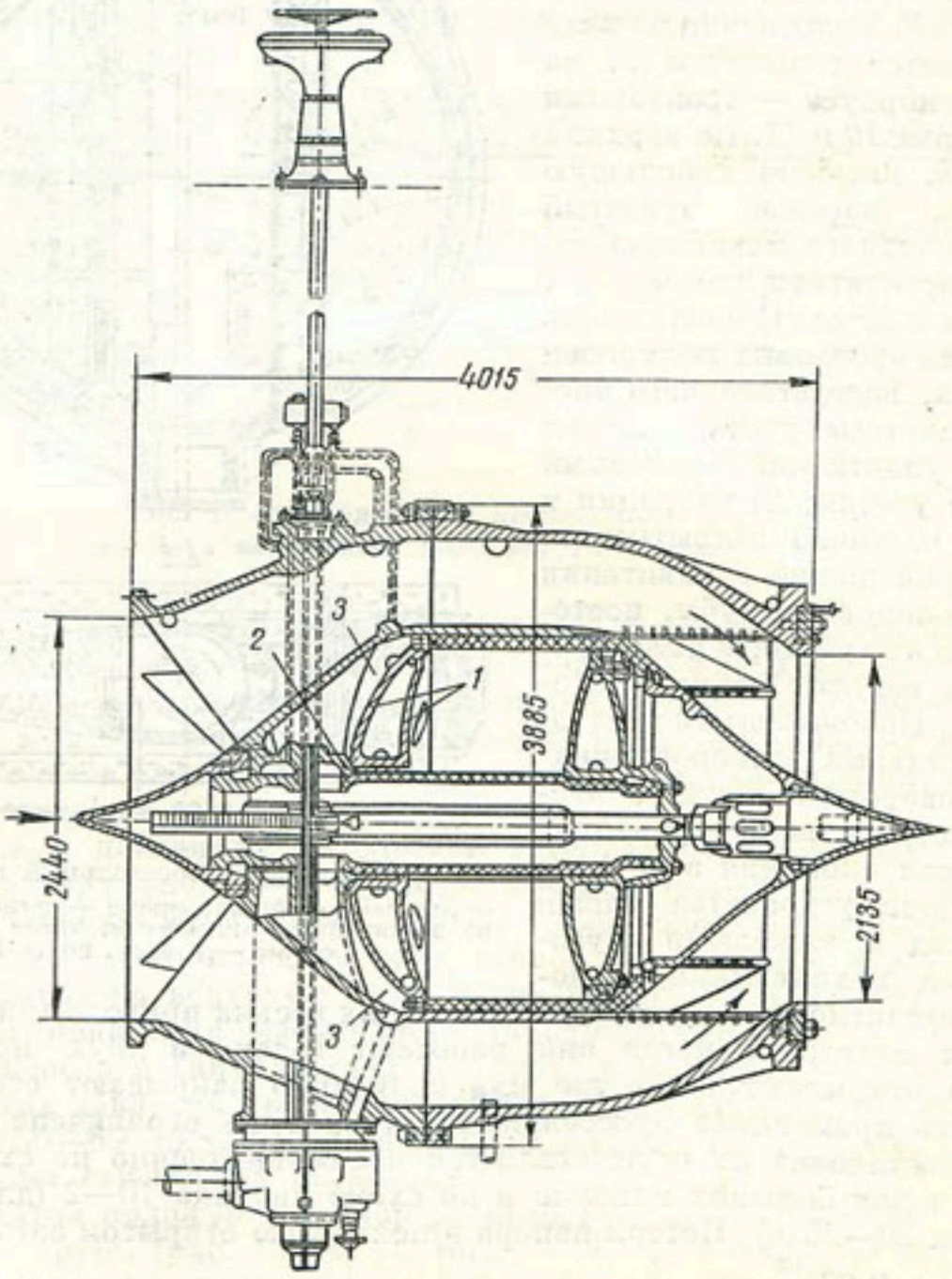


Рис. 10—4. Игольчатый затвор в открытом положении.

§ 10—2. ИГОЛЬЧАТЫЕ И КОНУСНЫЕ ЗАТВОРЫ

Игольчатые затворы (называемые также затворами Ларнер-Джонсона) состоят из неподвижного овоидального кожуха *1*, в котором (рис. 10—3) за коническим оголовком *2* размещен неподвижный цилиндр *3*; внутри последнего помещается подвижной цилиндр (поршень) *4*, соединенный

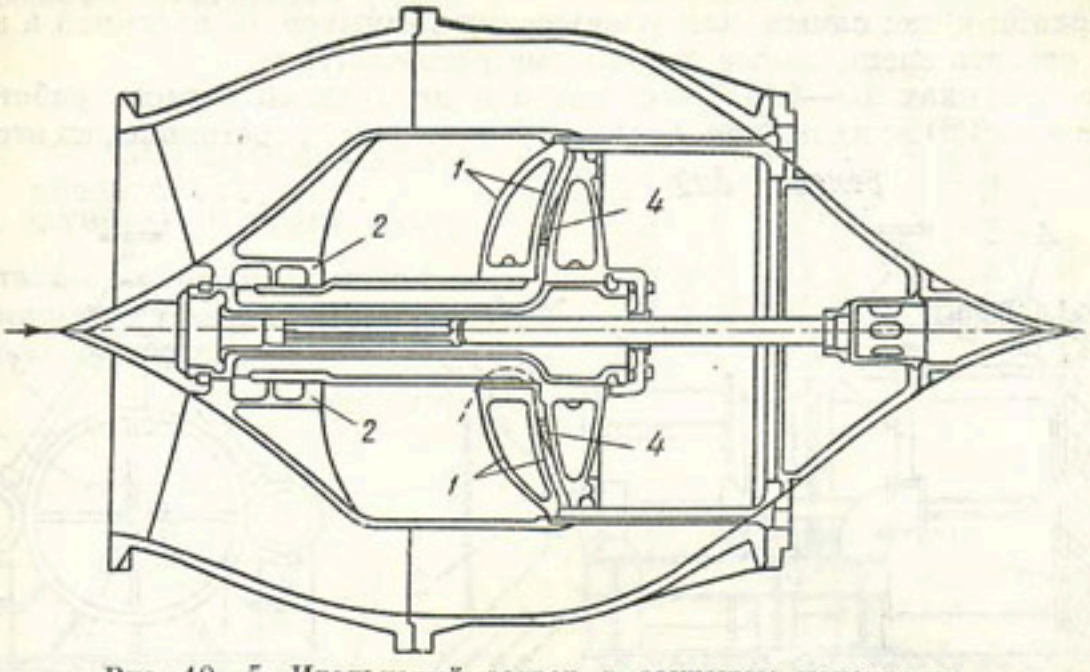


Рис. 10—5. Игольчатый затвор в закрытом положении.

снаружи с игольчатой отливкой *5* затвора. В открытом состоянии затвора вода движется по кольцевому пространству между кожухом и неподвижным цилиндром.

Полость *7* под входным конусом и кольцевая полость *8* между цилиндрами могут сообщаться как с верхним, так и с нижним бьефом путем открытия соответствующих кранов водоводов. Чтобы закрыть игольчатый затвор, полость *7* соединяют с верхним бьефом, а полость *8* — с нижним; тогда подвижной цилиндр под действием напора верхнего бьефа переместится вправо до соприкосновения его иглы с выходным отверстием кожуха и тем закроет для воды выход.

Открытие затвора производится путем соединения полости *8* с верхним бьефом, а полости *7* — с нижним; тогда подвижной цилиндр переместится влево и откроет выход. Между крайними положениями иглы возможно любое промежуточное положение затвора.

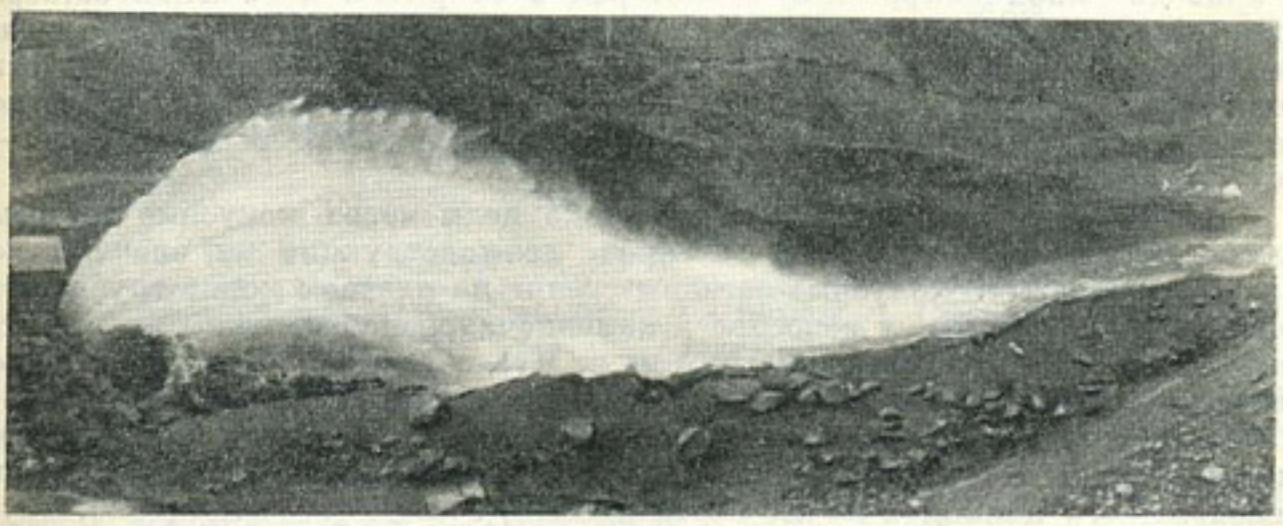


Рис. 10—6. Выброс воды из конусного затвора.

Игольчатые затворы обеспечивают точность регулировки расхода; хорошо обтекаемые формы затворов устраняют вибрацию и кавитацию, гарантируют надежность работы затворов; однако их конструкция сложна и дорога. В открытом положении затвора потери напора в нем составляют $0{,}2\frac{v^2}{2g}$; затворы успешно работают при напорах, достигающих 800 *м*. Вытекающая с большой скоростью вода быстро и сильно аэрируется; для усиления аэрации и тем самым для уменьшения размывов за плотиной в затворе можно ставить специальные решетчатые распылители.

На рисунках 10—4 и 10—5 показан игольчатый затвор, работающий под напором 120 *м*; на первом рисунке — в открытом состоянии, на втором —

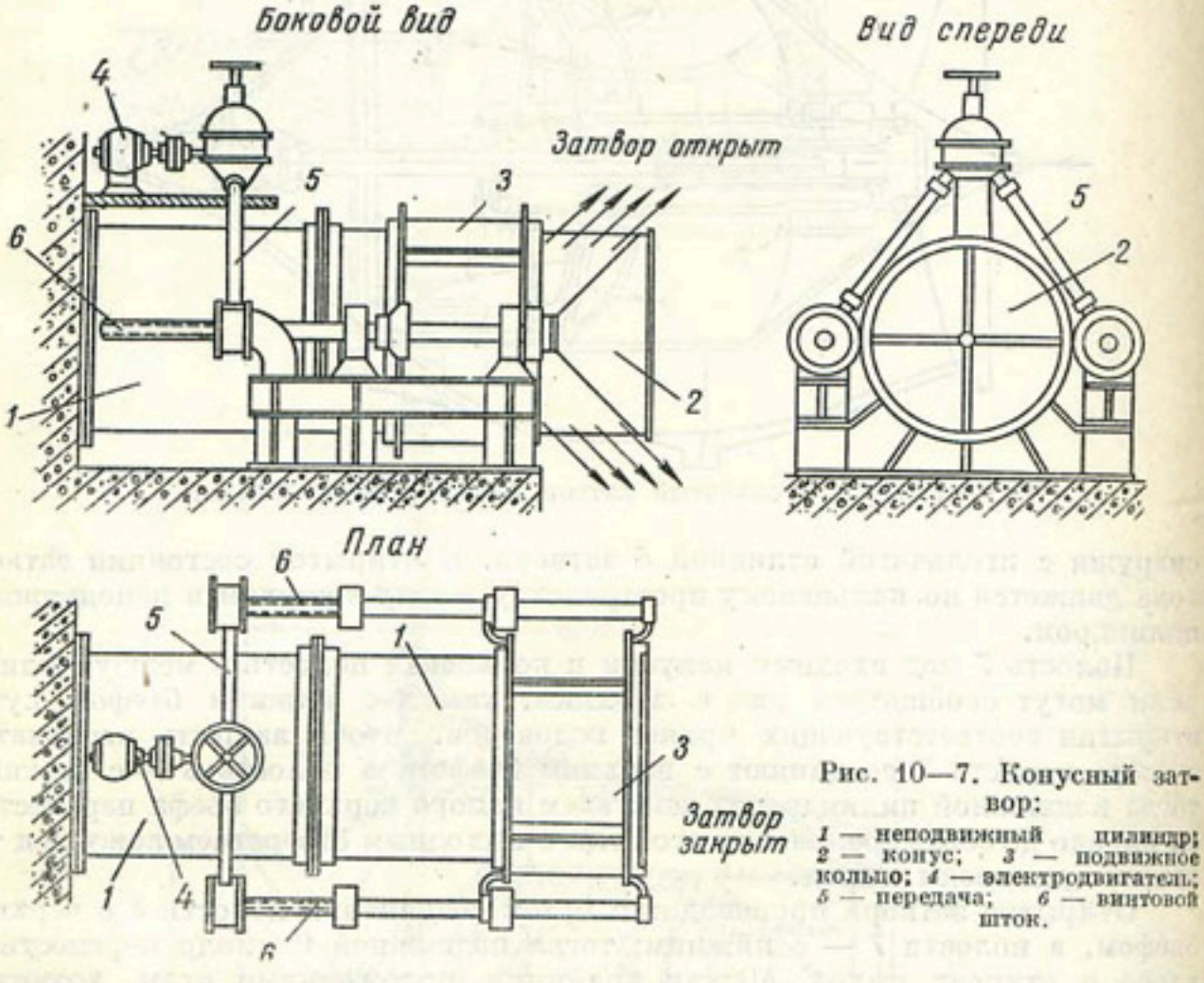


Рис. 10—7. Конусный затвор:
1 — неподвижный цилиндр; *2* — конус; *3* — подвижное кольцо; *4* — электродвигатель; *5* — передача; *6* — винтовой шток.

в закрытом. Относительно короткий цилиндр-поршень жестко соединен с криволинейной диафрагмой *1*, которая в открытом положении затвора упирается в неподвижное кольцо *2*. Затвор закрывают путем впуска воды под напором в камеру *3* позади диафрагмы *1*, а открывают путем впуска воды под напором в камеру *4* впереди диафрагмы (рис. 10—4). Игольчатые затворы ставят преимущественно на выпуске в нижний бьеф и редко — внутри трубы.

Конусные затворы. Система пропуска воды через конусные затворы близка к системе игольчатых затворов, но конструкции их значительно проще игольчатых. Конусные затворы ставят на низовом конце трубчатого водосброса (например, у водосброса каменнонабросной плотины на р. Кассан-Сай, у Орто-Токойской плотины на р. Чу), сбрасывая через них с большой скоростью сильно аэрированную струю воды в нижний бьеф (рис. 10—6).

Конусные затворы [1] состоят из неподвижного цилиндра (рис. 10—7), жестко соединенного в низовом конце со стальным конусом снаружи; вдоль неподвижного цилиндра может перемещаться, с помощью механизма, дру-

[1] Н. В. Кокая. Гидравлические характеристики конусных затворов. «Гидротехническое строительство» № 4, 1954.

гой цилиндр (стальное подвижное кольцо), закрывая или открывая (полностью или частично) выходное отверстие. Коэффициент расхода конусного затвора, отнесенный к живому сечению трубы, составляет около 0,82.

Опыт эксплуатации конусных затворов показал, что истечение воды из них сопровождается образованием большого количества брызг и водяной пыли, что приводит к образованию зимой наледей на помещении затворов и по берегам отводящего русла[1].

Глава 11

Затворы судоходных шлюзов

§ 11—1. ЗАТВОРЫ ВЕРХНИХ ГОЛОВ ШЛЮЗОВ

Затворы судоходных шлюзов весьма разнообразны и с ними можно ознакомиться в специальных курсах [2]; здесь же рассмотрим кратко только некоторые из них, применяемые более часто. В качестве рабочих затворов верхней головы судоходного шлюза могут применяться затворы разных систем: сегментные; плоские опускные; клапанные с горизонтальной осью вращения, расположенной на флютбете (применяются реже); двустворчатые ворота.

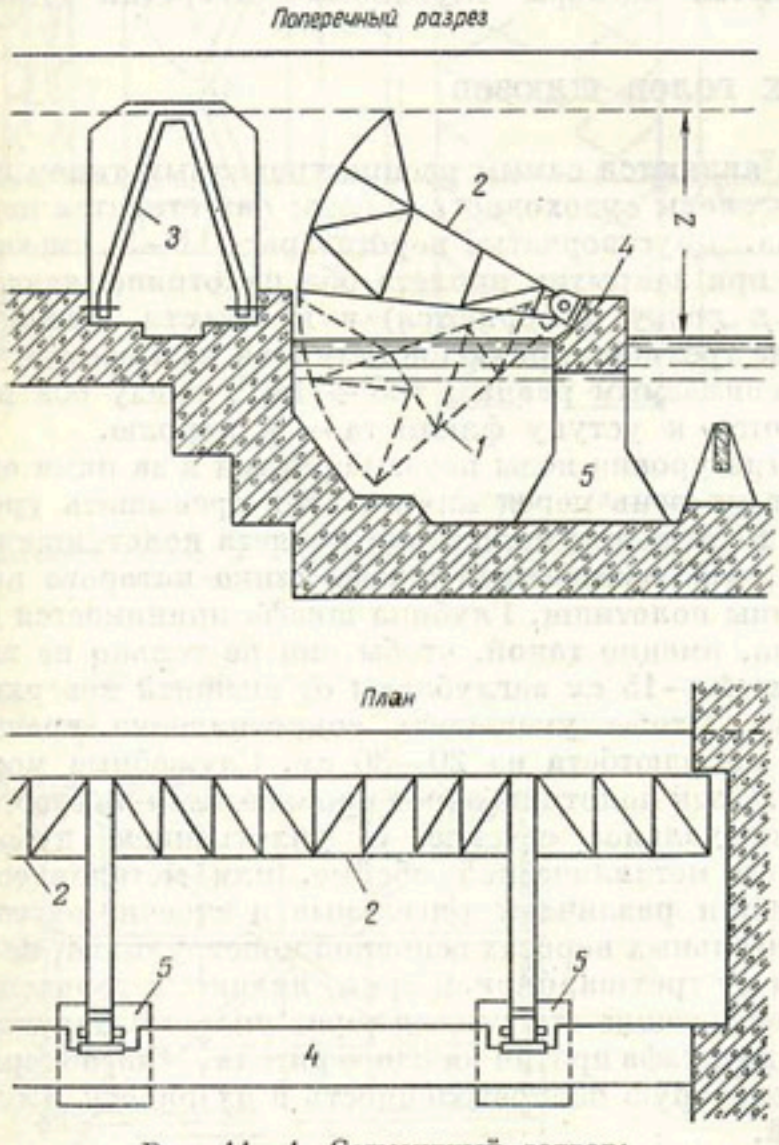


Рис. 11—1. Сегментный затвор:
1 — судоходное положение; *2* — рабочее положение; *3* — ремонтный затвор; *4* — опорная балка; *5* — опорная стойка.

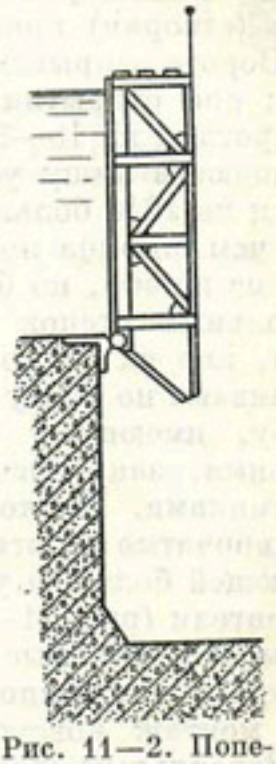


Рис. 11—2. Поперечный разрез плоского опускного затвора.

Сегментные затворы в судоходном положении (рис. 11—1) находятся на флютбете за стенкой падения шлюза; в рабочем положении они

[1] Н. В. Кокая, Л. А. Володин. Некоторые особенности работы конусных затворов. «Гидротехническое строительство» № 3, 1964.

[2] Н. Н. Джунковский, А. Р. Березинский. Водные пути сообщения. Стройиздат, М., 1950; Б. Ю. Калинович. Шлюзование водных путей. Речиздат, М., 1948.

закрывают вход в шлюз и поддерживают заданный уровень воды верхнего бьефа. Конструкция их аналогична ранее рассмотренной; при небольших пролетах опоры их размещают на продольных стенках головы; в случае больших пролетов опоры затвора ставят на железобетонные столбы, жестко связанные мощной балкой с продольными стенками, так чтобы абсолютные значения изгибающих моментов консолей затвора и по середине затвора были одинаковы; балка не должна возвышаться над флютбетом головы.

Наполнение камеры шлюза ведут из-под затвора, постепенно увеличивая высоту поднятия его; за опорами затвора ставят специальные гасители кинетической энергии потока.

Плоские опускные затворы по конструкции аналогичны ранее рассмотренным; они перемещаются на колесном ходу или скользят на лигнофолевых подшипниках[1]. Энергия падающей из-под затвора струи гасится специальными гасителями; с целью укорочения длины гасителя внизу затвора устраивают струенаправляющий козырек, отклоняющий падающую струю к стенке падения (рис. 11—2). В качестве затворов водоводных галерей применяются затворы глубинных отверстий (§ 10—1).

§ 11—2. ЗАТВОРЫ НИЖНИХ ГОЛОВ ШЛЮЗОВ

Двустворчатые ворота являются самым распространенным типом шлюзных затворов для нижней головы судоходного шлюза; они ставятся нередко и на верхней голове шлюза. Двустворчатые ворота (рис. 11—3) имеют вертикальные оси вращения; при закрытии пролета оба полотнища давлением воды прижимаются друг к другу (створяются) в плоскости, продольной оси шлюза, образуя в плане трехшарнирную систему (так называемую арку) с центральным углом, принимаемым равным 135 ÷ 140°; внизу оба полотнища (створки) прижимаются к уступу флютбета — к королю.

Ворота закрывают, когда уровни воды перед воротами и за ними одинаковы; при открытии ворот уровень перед ними может превышать уровень за воротами на 15—20 *см*. В открытом положении пролета полотнища ворот помещают в нишу устоя, в так называемый шкаф, длина которого принимается на 10% больше длины полотнищ. Глубина шкафа принимается большей, чем ширина полотнищ, именно такой, чтобы они не только не выступали из шкафа, но были на 10—15 *см* заглублены от внешней поверхности продольных стенок шлюза. Чтобы уменьшить сопротивление вращению ворот, низ их не доходит до флютбета на 20—30 *см*. Служебные мостики устраивают по верху ворот. Стык полотнищ ворот производится по створному столбу, имеющему трапецеидальное сечение с уплотнением дубовыми брусьями, закрепленными в металлической обойме, или металлическими пластинками. По конструкции различают ригельные и стоечно-ригельные двустворчатые ворота. В ригельных воротах основной конструкцией, воспринимающей большие усилия от трехшарнирной арки, являются горизонтальные ригели (рис. 11—4), передающие эти усилия через упорные подушки на упоры, поставленные на стене шкафа против каждого ригеля. Многоопорность ригельных ворот вносит некоторую неопределенность в их работу и осложняет монтаж конструкций.

Вереяльный столб (верея) обрамляет створку ворот со стороны шкафа; он представляет собой металлическую колонку, закрепленную на ригелях. На верхнем конце вереи заделана верхняя ось вращения (гальсбант) створки, закрепленная с устоем головы шлюза двумя тягами с натяжными гай-

[1] В. С. Жданов, Л. С. Кусков, Л. П. Лавринович, Д. И. Межиев, Е. М. Порочкин, А. М. Румянцев, М. Ф. Светлов, А. А. Ярустовский, под редакцией Н. А. Ржаницына. Эксплуатация гидротехнических сооружений, «Речной транспорт», М., 1956; А. А. Ярустовский. Плоские скользящие затворы водопроводных галерей шлюзов. «Гидротехническое строительство» № 10, 1951.

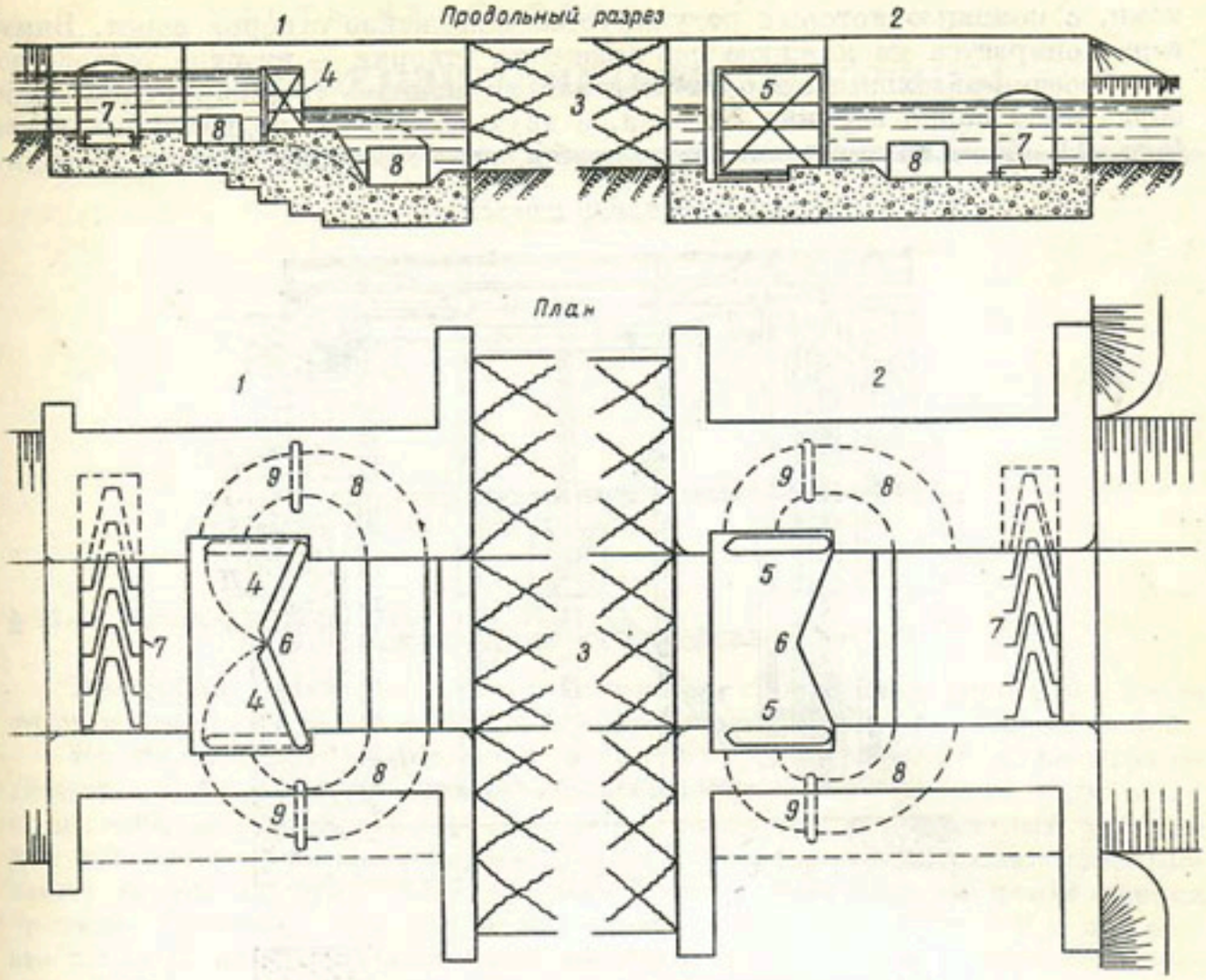


Рис. 11—3. Схема судоходного шлюза:

1 — верхняя голова шлюза *2* — нижняя голова шлюза; *3* — камера шлюза; *4* — верхние двустворчатые ворота; *5* — нижние двустворчатые ворота; *6* — король; *7* — ремонтные затворы; *8* — водоводы наполнений и опорожнений камеры; *9* — затворы водоводов.

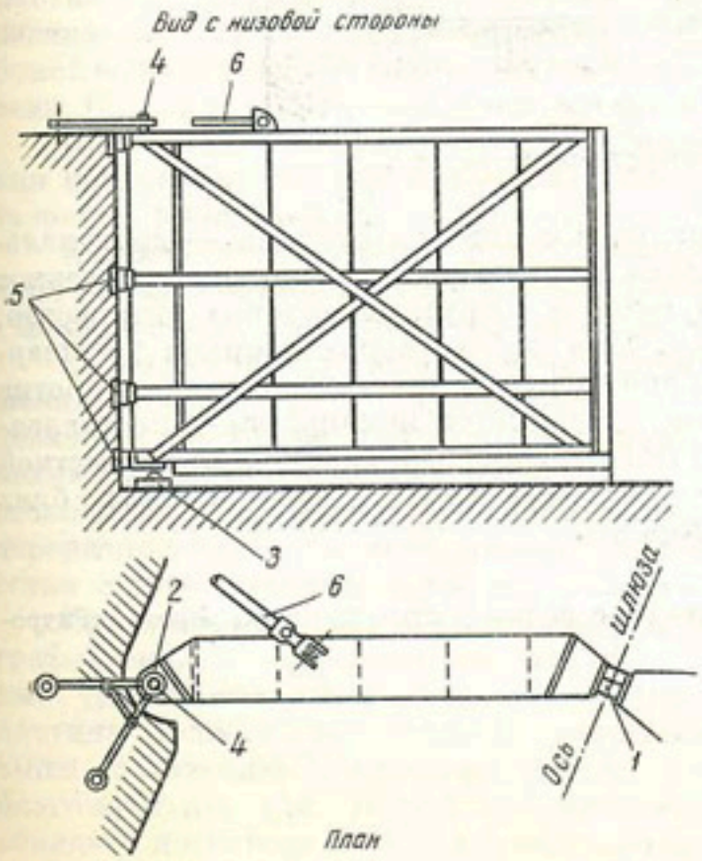


Рис. 11—4. Фасад и план створки ворот:

1 — створный брус: *2* — верея; *3* — нижняя часть вращения; *4* — верхняя часть вращения; *5* — упорные подушки; *6* — поворотная тяга.

ками, с помощью которых регулируется положение створок ворот. Внизу верея опирается на нижнюю ось вращения створки — пятовое устройство.

Стоечно-ригельные ворота[1] состоят из мощной трехшарнирной арки, образуемой парой верхних ригелей, и двух полотнищ, подвешенных к ней (рис. 11—5). Для придания створке большей жесткости между стойками

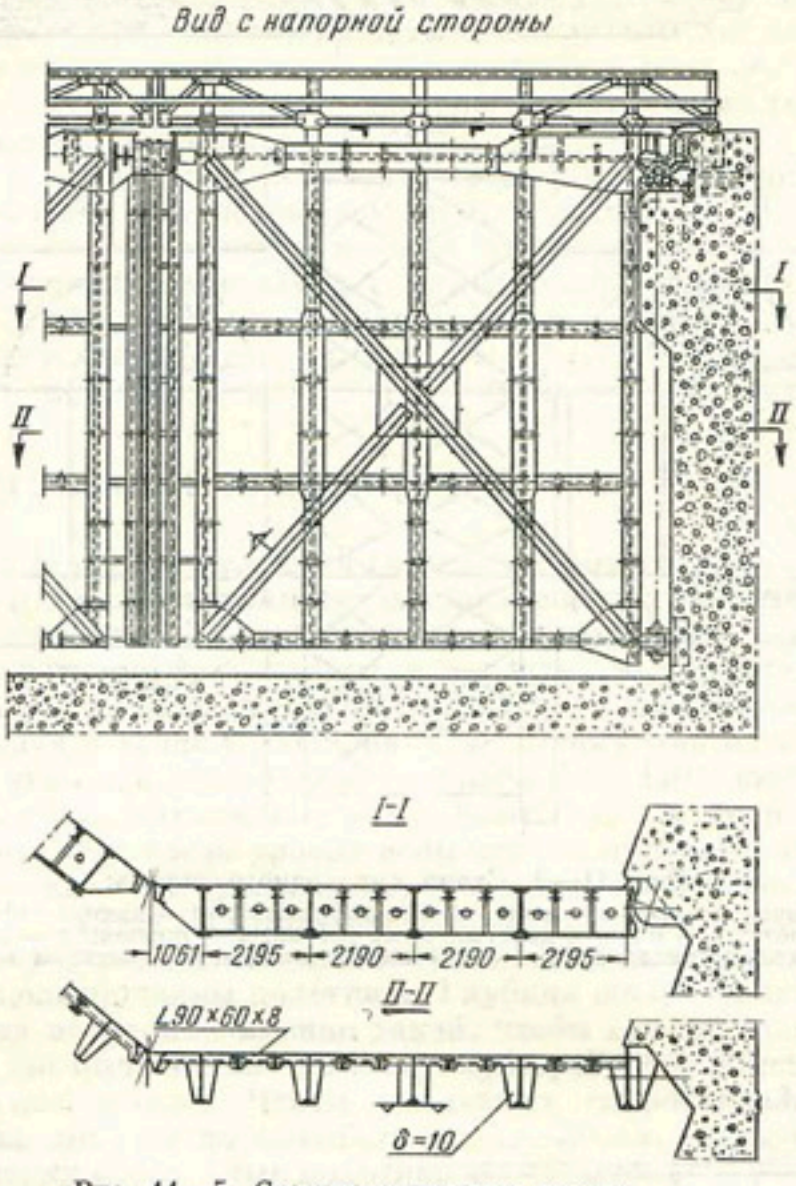


Рис. 11—5. Стоечно-ригельные ворота.

поставлены горизонтальные диафрагмы, а с низовой стороны — диагональные связи. Опорами створки являются пятовое устройство, расположенное под верхним ригелем (легко доступное осмотру), и пятовое устройство, помещенное против нижней обвязки. При работе ворот опорами трехшарнирной арки являются пяты и упорные подушки, установленные против верхних ригелей. Вращение ворот осуществляется механизмами, поставленными на головах шлюза и соединенными со створками ворот поверху жесткой связью (рис. 11—4) или понизу — системой тросов, запасованных близ дна в стены шкафов с верховой стороны.

---

[1] С. П. Борисевич. Стоечно-ригельные двустворчатые шлюзные ворота. «Гидротехническое строительство» № 10, 1951.

ЧАСТЬ ЧЕТВЕРТАЯ

Водохранилищные плотины

Глава 12

Виды плотин

§ 12—1. ЦЕЛИ УСТРОЙСТВА ПЛОТИН

Плотинами называют гидротехнические сооружения, преграждающие поток и тем самым поднимающие (подпирающие) уровень воды перед собой.

По назначению плотины разделяют на водоподъемные и водохранилищные. Водоподъемные плотины подпирают уровень воды обычно на небольшую высоту с целью создания более благоприятных условий для водозабора из реки, борьбы с захватом вредных наносов, использования водной энергии, водного транспорта и обеспечения командования уровнем воды над орошаемой площадью. Водохранилищные — это высокие плотины, создающие водохранилища большой емкости, регулирующие сток реки для лучшего его использования в социалистическом хозяйстве. Небольшие плотины, создающие пруды, также являются водохранилищными, но не регулирующими сток. Разделение плотин на водоподъемные и водохранилищные до некоторой степени условно, так как нередко трудно установить, что является преобладающим в назначении плотины — регулирование уровней или стока. Поэтому применяется деление плотин по высоте подъема воды на низконапорные с глубиной воды перед плотинами до 15 *м*; средненапорные — с глубиной воды 15—50 *м* и высоконапорные — с глубиной более 50 *м*.

Высоконапорные плотины в большинстве своем — водохранилищные; они предназначены для накопления больших запасов воды в целях удовлетворения нужд водного хозяйства.

Емкость современных крупных водохранилищ выражается десятками кубических километров (Куйбышевское — 58 $км^3$, Волгоградское — 32 $км^3$, Рыбинское—25 $км^3$, Братское на р. Ангаре — 179 $км^3$).

Водохранилища используются для развития гидроэнергетики, орошения, судоходства, водоснабжения, обводнения, лесосплава, рыбного хозяйства, а также для борьбы с наводнениями. Обычно водохранилища являются комплексными, обеспечивая одновременно потребность в воде нескольких различных отраслей народного хозяйства. Водохранилище перераспределяет во времени (регулирует) бытовой режим рек в соответствии с требованиями водопользователей.

При выборе места под плотину и водохранилище учитываются топографические и геологические условия, а также экономические и санитарные требования. Для выполнения этих требований место строительства плотины должно представлять суженный участок долины, расширяющийся выше по течению при крутых берегах. Геологические условия должны быть благоприятны для устройства плотины, а чаша водохранилища должна обладать достаточной водонепроницаемостью.

Не разрешается строить мелкие водохранилища близ населенных пунктов, так как при их сработке обнажаются незатопленные площади и образуются мелководья, покрытые небольшим слоем воды до 0,5—0,8 *м*. Вода здесь быстро прогревается и зацветает, развивается водолюбивая растительность, создаются условия для развития очагов малярийного комара.

Однако создание крупных водохранилищ, помимо положительного народнохозяйственного значения, вызывает затопление территорий, месторождений полезных ископаемых и потери сельскохозяйственных угодий, а также необходимость переноса населенных пунктов, транспортных сооружений, промышленных объектов. В некоторых случаях вместо переноса может быть целесообразным выполнение инженерной защиты затапливаемых объектов с оставлением их на месте.

В водохранилищах на реках с размываемым руслом происходит отложение наносов. Вследствие этого емкость водохранилища со временем уменьшается, причем интенсивность уменьшения емкости усиливается при оползнях, осыпях, обвалах и переработке берегов под действием волн. Занесение водохранилищ наносами может нарушить нормальную работу установок (энергетических, ирригационных и т. п.), вызвать постепенный подъем уровня воды водохранилища и увеличить площадь затопления.

Отложение наносов в водохранилищах вызывает переформирование русла в нижнем бьефе и развитие других процессов, которые необходимо учитывать в проектах. Освобожденная от наносов вода обладает повышенной размывающей способностью, и дно реки углубляется на значительном расстоянии от водохранилищ. Размыв русла реки происходит до тех пор, пока не восстановится транзит наносов после занесения верхнего бьефа. Снижение базиса эрозии вызывает углубление русел притоков и, как следствие, понижение уровня грунтовых вод, иссушение земель и ухудшение водоснабжения. Размыв русел может вызвать подмыв опор мостов, фундаментов прибрежных речных сооружений и т. д.

Водохранилище вызывает подъем грунтовых вод и заболачивание прилегающих к нему земель, подтопление грунтовыми водами горных выработок (шахт, рудников), подземных хозяйств городов, подвальных помещений зданий и т. д.

Подъем грунтовых вод в случаях глубокого залегания до создания водохранилищ может иметь и положительный эффект, так как улучшаются условия водоснабжения, повышается почвенная влажность и урожайность сельскохозяйственных культур в засушливых районах.

Зону подтопления ориентировочно устанавливают в пределах, где поверхность земли выше НПУ на 3—4 *м* на заселенных территориях и на 1,5—2 *м* — на сельскохозяйственных угодьях. При подготовке чаши водохранилища к затоплению проводятся работы по сведению леса и кустарника, по выработке и выжиганию торфа, очистке от мусора, по сносу всех строений, сооружений и пр., попадающих в зону затопления, по разработке и вывозке ценных подземных ископаемых. Санитарная очистка чаши водохранилища предусматривает также мероприятия, как специальная санитарная обработка территорий кладбищ, скотомогильников, площадок кожевенных заводов и боен, заблаговременная перепашка и дезинфекция территорий свалок, полей ассенизации и др. Противомалярийные мероприятия в зоне чаши водохранилищ состоят в углублении мелководий и очистке их от растительности, обработке анофелогенных участков специальными препаратами, в разведении специальных пород рыб, уничтожающих личинок малярийного комара. Необходимо проводить санитарное обследование не только зоны затопления, но и всей площади водосбора для выявления факторов, которые могут отрицательно влиять на санитарное состояние водохранилищ. В связи с этим может возникнуть необходимость в устройстве нагорных канав, дюкеров, труб для отвода поверхностных загрязненных вод и т. д.

Для борьбы с эрозионными процессами и оздоровления поверхностного стока прибрежные площади водосбора должны отводиться под луга и древесные насаждения. При использовании водохранилищ для питьевого водоснабжения проводятся специальные мероприятия по обеспечению доброкачественности воды с организацией вокруг водохранилищ охранной зоны.

Подготовка чаши водохранилища для рыбного хозяйства заключается в проведении мелиоративных работ, в вырубке леса с раскорчевкой пней на топевых участках, предназначенных для активного лова.

В экономическом отношении выбор места под водохранилище будет наиболее удачным в том случае, когда сумма затрат по строительству сооружений и подготовке чаши водохранилища, отнесенная к одному кубическому метру полезной емкости, будет наименьшей. При этом необходимо учитывать возможность дополнительного эффекта, даваемого водохранилищем: повышение почвенной влажности и урожайности сельскохозяйственных культур в засушливых районах вследствие подъема грунтовых вод, улучшение водоснабжения в районах с глубоким залеганием грунтовых вод, улучшение санитарных условий при затоплении заболоченных и малярийогенных мест, возможность судоходства на подпертых притоках и т. д.

§ 12—2. КЛАССИФИКАЦИЯ ВОДОХРАНИЛИЩНЫХ ПЛОТИН

По роду применяемых строительных материалов различают следующие виды водохранилищных плотин: 1) земляные, возводимые из грунтов насыпным или намывным способами; 2) из каменной наброски и из каменной кладки насухо; 3) бетонные и каменные на растворе; 4) железобетонные; 5) из разных материалов.

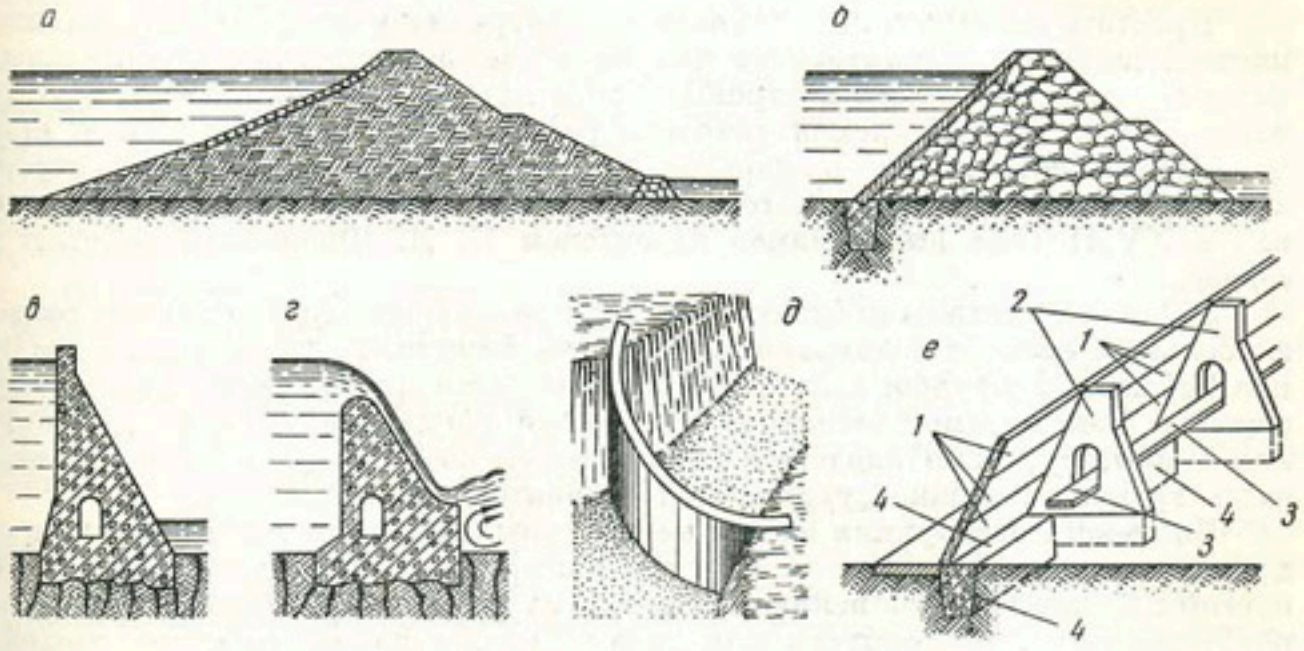


Рис. 12—1. Типы плотин:

а — земляная; *б* — каменнонабросная; *в* — глухая гравитационная; *г* — водосливная; *д* — арочная; *е* — контрфорсная: *1* — плиты; *2* — контрфорсы; *3* — служебный мостик; *4* — зуб.

Помимо разделения плотин по роду строительных материалов, их можно классифицировать по конструктивным особенностям и по способам пропуска через них воды.

По конструктивным особенностям плотины разделяют на:

1) плотины, напоминающие (воспроизводящие) по своим формам природные преграды, завалы (земляные плотины, рис. 12—1, *а*; каменнонабросные плотины с грунтовым или железобетонным экраном, рис. 12—1, *б*);

2) массивные, обладающие большим весом и сопротивляющиеся сдвигающим усилиям со стороны воды силами трения по основанию и силами сцепления с основанием (бетонные гравитационные плотины, рис. 12—1, *в*);

3) контрфорсные, в которых удерживающая сила трения создается преимущественно за счет давления воды на наклонную грань плотины, передаваемого через вертикальные опоры (контрфорсы) основанию; контрфорсные плотины выполняются преимущественно из железобетона; они относительно легки (рис. 12—1, *е*);

4) арочные, работающие как арка, опертая на прочные скальные крутые берега (рис. 12—1, *д*); возводят их из бетона и из железобетона.

По условиям пропуска воды через плотины они разделяются на:

1) так называемые глухие, не пропускающие через себя воду; для пропуска воды в нижний бьеф устраивают специальные сооружения. К таким плотинам относятся земляные, каменнонабросные, некоторые бетонные (рис. 12—1, *а*, *б*, *в*);

2) водосливные, в которых вода сливается поверх плотин, как через свободный водослив, с тем или иным очертанием порога (рис. 12—1, *г*);

3) водосбросные, в которых вода пропускается через поверхностные или глубинные отверстия, снабженные затворами.

Глава 13

Земляные плотины

§ 13—1. ТИПЫ ПЛОТИН

Простота конструкции и технически неограниченные размеры земляных плотин, широкое использование для их возведения местных строительных материалов, возможность постройки почти при любых геологических условиях местности, приемлемая точность расчетов обусловили широкое применение земляных плотин в гидротехнике. Земляные плотины издавна строились в России; так, Змеиногорская плотина высотой 18 *м*, построенная в XVIII веке выдающимся строителем К. Д. Фроловым, работает и сейчас.

Земляные плотины предназначены для различных целей: крупные создают большой емкости водохранилища, малые выполняют ту же роль в создании небольших прудов; земляные плотины часто применяются (как в гидроузлах, так и самостоятельно) в качестве регулировочных сооружений, как дамбы, временно поддерживающие перед собой воду, а значительную часть времени стоящие сухими, как оградительные валы.

По своей конструкции земляные плотины являются глухими водохранилищными плотинами, через гребень которых недопустим перелив воды (за исключением весьма редких специальных конструкций), поэтому для пропуска паводковых вод, а также рабочего расхода (на орошение, водоснабжение и т. п.) при земляных плотинах устраивают специальные сооружения. Перелив воды через земляную плотину почти всегда влечет за собой ее разрушение, поэтому паводковые воды должны пропускаться через водосбросы. Подпор воды перед земляной плотиной вызывает фильтрацию как сквозь плотину, так и в ее основании и в берегах. Эти обстоятельства определяют главнейшие условия работы земляных плотин.

Земляная плотина работает в следующих условиях.

1. Подпирая уровень воды в верхнем бьефе, земляная плотина должна устойчиво выдерживать напряженное состояние грунта в своем теле; вызывая напряженное состояние основания, она не должна нарушать его устойчивости; поэтому необходимо придать земляной плотине такое очертание и такие размеры, которые обеспечили бы без излишних запасов как устой-

чивость ее откосов против оползания, так и устойчивость основания против выпирания его плотиной.

2. Развивающееся под действием ветра волнение в водохранилище может разрушить откосы плотины, поэтому необходимо защитить их креплениями, соответствующими силе волнения, или уположить. Ветром может быть вызвано развевание грунтов сухого откоса плотины; в этом случае здесь необходимо применить специальные защиты (крепления) против развевания.

3. Подпор воды перед плотиной вызывает фильтрацию через (сквозь) плотину, ее основание и берега (в обход плотины), поэтому, помимо учета в водохозяйственном расчете потерь воды на фильтрацию, необходимо разработать соответствующую конструкцию земляной плотины и защиты берегов, гарантирующую их устойчивость.

Особенно опасна фильтрация вдоль стен бетонных или деревянных водопропускных сооружений (из-за конструктивных недостатков или из-за плохого выполнения строительных работ); кроме того, грунтовые воды, выклиниваясь на низовом откосе, ухудшают условия его устойчивости. При быстром опорожнении водохранилища тяжелые условия устойчивости наблюдаются на верховом откосе плотины вследствие медленной утечки воды из грунта плотины. Высокое положение депрессионной кривой в плотине, вследствие капиллярного движения воды, может повести зимой к образованию трещин при замерзании грунта или к обмерзанию (при бесснежной погоде) откоса в месте высачивания воды, что вызовет дальнейшее повышение кривой депрессии и может создать опасность для устойчивости низового откоса.

Большое значение фильтрации в земляных плотинах заставляет обратить основное внимание на придание им безопасных конструктивных форм и размеров, устойчиво воспринимающих фильтрационный поток. В соответствии с этой задачей конструируют земляные плотины различных типов.

Земляные плотины из однородных материалов (рис. 13—1, *а*) строят при наличии в районе строительства надлежащего качества и количества грунтов, преимущественно суглинков, т. е. грунтов, не содержащих более, чем указывается в нормах, глинистых и илистых частиц, органических веществ, растворимых солей и агрессивных солей (последнее в том случае, если при плотинах строится бетонное или железобетонное сооружение).

Непригодны для плотин растительные грунты, пронизанные корнями растений, легкоподвижные при насыщении водой, песчано-илистые, илистые и грунты, содержащие свыше 6% водонорастворимых примесей [1]. По последним исследованиям, присутствие до 7—8% органических веществ в аморфном виде придает грунту большую водонепроницаемость и сопротивление сдвигу, но несколько снижает уплотняемость.

Ядровые плотины (рис. 13—1, *б*). Внутри плотины с целью ослабления фильтрации устраивают антифильтрационный слой из водоупорных грунтов (жирные суглинки, глины) или жесткую диафрагму (железобетонную, металлическую, бетонную). Для тела ядровых и экранных плотин можно использовать более водопроницаемые грунты.

Экранные плотины (рис. 13—1, *д*), в которых антифильтрационные конструкции получили дальнейшее развитие. По верховому откосу плотины укладывают антифильтрационный слой из соответственно защищенных водоупорных грунтов (глина, суглинок, торф) или, значительно реже, слои битумных матов, покрытие из бетонных или железобетонных плит.

Близкими по конструкции к экранным плотинам будут плотины смешанного типа (рис. 13—1, *г*), когда из-за недостатка одного материала плотины строят из разнородных грунтов, помещая со стороны нижнего бьефа

---

[1] Строительные нормы и правила, ч. II, раздел И, гл. 4. Плотины земляные насыпные. Нормы проектирования. М., 1963.

более проницаемые грунты (камень, гравий, песок), а со стороны верхнего бьефа — более водоупорные грунты (суглинки и т. п.).

Рассмотренные типы плотин снабжают дренажными устройствами, понижающими положение депрессионной кривой и тем самым повышающими устойчивость низового откоса.

Все сказанное относится к случаю размещения плотин на малопроницаемом основании, практически на водоупоре.

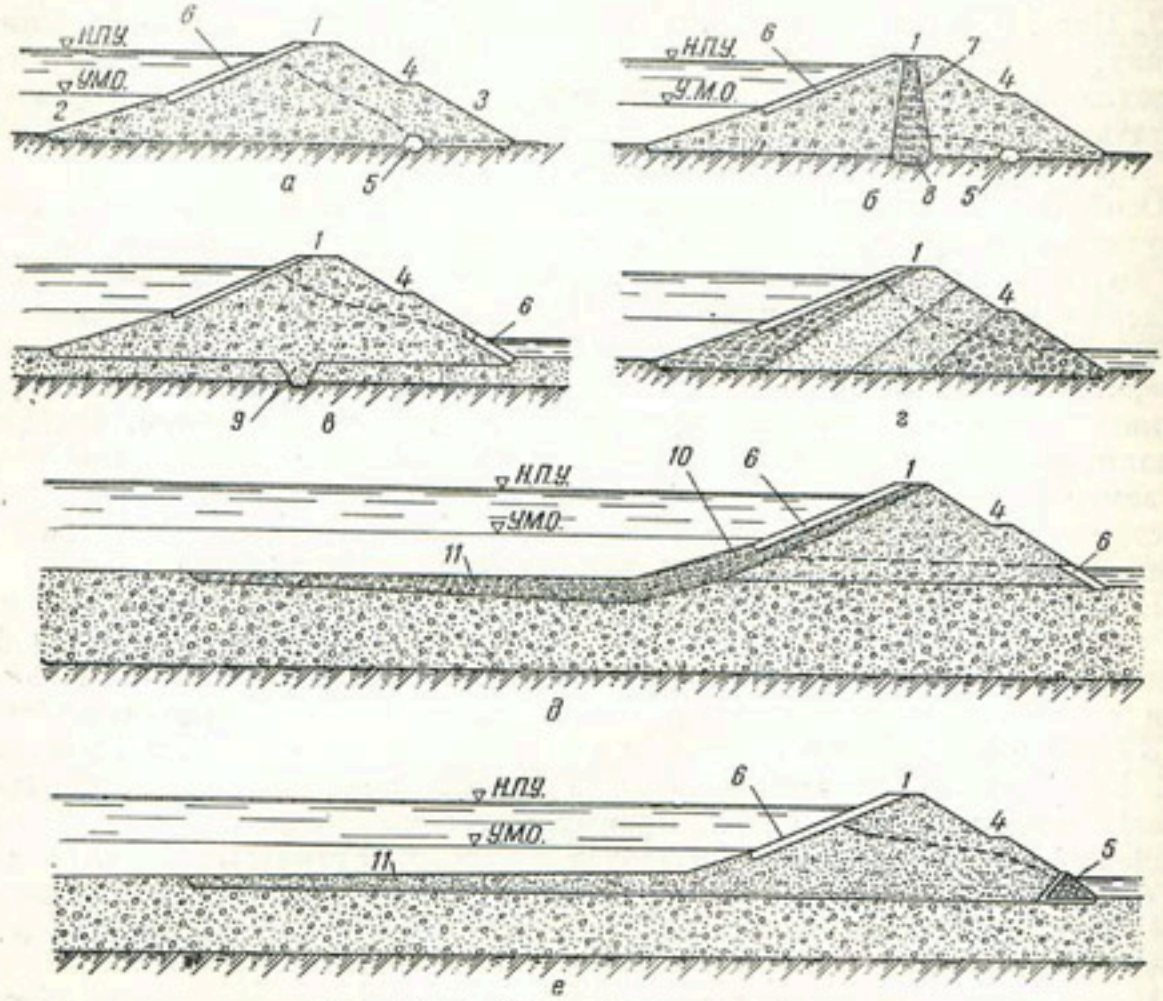


Рис. 13—1. Типы земляных плотин:

а — однородная; *б* — ядровая; *в* — однородная с замком; *г* — из разных материалов; *д* — экранная с понуром; *е* — однородная с понуром; *1* — гребень плотины; *2* и *3* — верховой и низовой откосы; *4* — берма; *5* — дренаж; *6* — крепление откосов; *7* — ядро; *8* — зуб ядра; *9* — замок плотины; *10* — экран; *11* — понур плотины.

При значительной водопроницаемости основания устраивают экранную, ядровую или однородную плотину с зубом, доходящим от экрана, ядра или от подошвы суглинистой плотины до водоупора, если последний залегает неглубоко и производство работ не связано с сильным водоотливом; при сильном притоке грунтовых вод из неглубокого зуба забивают шпунт. Вследствие осложнения работ забивкой шпунта и потребности в привозных материалах следует стремиться заменить шпунт понуром.

Замок (зуб) располагают примерно в створе верховой бровки гребня плотины и врезают его в берега до уровня паводкового горизонта, постепенно уменьшая срезку по глубине до 1—0,5 *м* наверху. При глубоком залегании водоупора устраивают экранную или однородную плотину с понуром.

§ 13—2. НАСЫПНЫЕ ЗЕМЛЯНЫЕ ПЛОТИНЫ

Земляные плотины возводят насыпным (укатные) или намывным способом. Перед насыпкой плотины снимают и удаляют с подошвы основания растительный слой, основание взрыхляют. Плотину возводят, насыпая

и укатывая грунт, подаваемый (вагонетками, автосамосвалами, скреперами) из карьеров; перед укаткой поверхность грунта разрыхляют, разравнивают и поливают (целесообразно увлажнение грунта вести в карьере, чем облегчается разработка грунта и предупреждается пыль при его укладке). Толщину укатываемых слоев грунта принимают 0,20—0,25 *м* в рыхлом состоянии, а при уплотнении 30—35-тонными кулачковыми катками 0,5—0,8 *м* (по опыту Волгодонстроя) и 1—1,5 *м* при 40-тонных катках и 25-тонных самосвалах (Ангарагэсстрой). Для лучшего соединения грунта плотины с основанием достаточно взрыхлить основание; при этом нет необходимости в устройстве вдоль основания канав (замков).

При возведении малых и средних земляных плотин толщину насыпаемых слоев грунта можно значительно увеличить; уплотнение грунта самосвалами, тракторами, скреперами доводится до веса скелета грунта (1,6 $т/м^3$) для плотин высотой до 20 *м*. Имея в виду осадку основания и осадку насыпи плотины, необходимо учитывать соответствующее увеличение объема земляных работ. Водовыпуски и водосбросные сооружения при таких плотинах желательно закладывать в материке.

Оптимальная влажность грунта, при которой можно достичь требуемого уплотнения при наименьшем числе проходов катков, устанавливается полевой лабораторией строительства (примерно 12—16% влажности) и зависит главным образом от рода грунта, удельного давления катка и типа катка (гладкий, кулачковый и др.). Степень уплотнения грунта контролируется по компрессионной кривой, для чего периодически берут пробы укатанного грунта и по ним определяют их объемный вес и порозность. Подсчитанный по ним коэффициент пористости должен быть равен расчетному, находимому по компрессионной кривой. В зависимости от размеров плотины, пробы грунта берут в вершинах квадратов стороной по 20—50 *м*, для ускорения контроля применяют плотномеры.

Для обеспечения устойчивости откосов от оползания их заложение постоянно увеличивают книзу; на низовом откосе, кроме того, устраивают бермы, которые не только увеличивают устойчивость откосов, но и защищают из от размыва ливнями, разделяя общий ливневой поток на несколько меньших. Бермы закладывают через 8—12 *м* по вертикали в зависимости от интенсивности ливней. Для отвода воды от берм вдоль них устраивают кюветы, из которых вода стекает в нижний бьеф по укрепленным лоткам (бетонным или мощеным).

Верховой откос плотины подвергается действию волнобоя. Высота волны *c* зависит от силы ветра и длительности его действия, от длины, на которой ветер действует на воду в сторону плотины (так называемая длина разгона волны), и от защищенности акватории от ветра. Для вычисления *c* предложено несколько эмпирических формул. Так, для высоты волны в открытых водохранилищах В. Г. Андреянов предложил следующую формулу:

$$c = 0{,}0208\, W^{3/4} L^{1/3}, \qquad (13—1)$$

где W — скорость ветра в *м/сек*;
L — длина разгона волны в *км*.

Очевидно, превышение гребня плотины над горизонтом воды в водохранилище должно быть больше наката волны t на ее откос, который принимается равным высоте волны c (расстоянию по вертикали от ложбины до гребня волны) или, что точнее, вычисляется по эмпирическим формулам. Так, по формуле проф. Н. Н. Джунковского:

$$t = 3{,}2\, kc \operatorname{tg} \alpha, \qquad (13—2)$$

где k — коэффициент, равный 1 — для гладкого (грунтового) откоса, и 0,77 — для откоса из каменной наброски;
$\operatorname{tg} \alpha$ — тангенс угла наклона откоса.

Высоту ветрового нагона по СН и П. II-И, 4—62 определяют по формуле:

$$\Delta h = \frac{kW_{10}^2 D}{3gH}\cos\alpha, \qquad (13—3)$$

где W_{10} — расчетная максимальная скорость ветра в *м/сек*;
D — длина разгона ветровой волны в *км*;
H — глубина в *м*;
g — ускорение силы тяжести в *м/сек*^{2};
α — угол между осью водоема и направлением ветра;
k — принимается равным $6 \cdot 10^{-3}$ (зависит от отношения $\frac{H}{\lambda}$, где λ — длина волны).

Возвышение гребня плотины над уровнем верхнего бьефа принимается по формуле:

$$d = t + \Delta h + a, \qquad (13—4)$$

где t — высота наката ветровой волны на откос в *м*;
a — запас высоты плотины, принимаемый равным от 0,3 до 1,0 *м* в зависимости от класса плотины.

В качестве крепления верховых откосов широко применяется каменная наброска и мощение камнем. С целью установления размеров камня наброски произведены большие лабораторные исследования у нас и за границей, в результате чего предложены многочисленные формулы для определения веса камней (или их размеров — диаметра или ребра куба) в зависимости от высоты волны, удельного веса камней и заложения откоса. Сюда относятся формулы проф. Б. А. Пышкина, П. А. Шапкина, П. К. Божича, проф. М. Н. Гольдштейна [1] и др.; однако расхождения между результатами, полученными по этим формулам, весьма велики; они в 2—3 раза отличаются от средних цифр. Поэтому на приводимые в таблице 13—1 размеры камней наброски следует смотреть как на ориентировочные.

Таблица 13—1

Высота волны c (в *м*)	1,2	1,0	0,8	0,6	0,4
Вес камня (в *кг*)	52	31	16	8	2,5
Диаметр камня (в *см*)	34	29	23	18	13
Ребро куба камня (в *см*)	27	23	18,5	14,5	10

По опыту Волгостроя [2], при высоте волны до 1,5 *м* хорошо работает одинарное мощение из камней 25—45 *см*, укладываемых по двухслойному фильтру из гравия с галькой $d = 0{,}5—12$ *см* с $d_{10} < 10$ *мм* слоем 20 *см* и под ним крупнозернистого песка слоем 15 *см*. Крепление толщиной 45 *см* устраивалось в зоне волнобоя, 35 *см* — в зоне разбитой волны и 25 *см* — на всплеске; камни укладывались наибольшим измерением тычком к откосу, а наименьшим — параллельно откосу. Использование всего получаемого камня из карьера (с отходами) применяется в следующей конструкции каменной одежды откосов [3]. Укладывают 15—20-сантиметровый слой песчано-

[1] М. Н. Гольдштейн. О расчете волнозащитной одежды из каменной наброски. «Гидротехническое строительство» № 10, 1956.
[2] Д. В. Сдобников, П. Ф. Кузьмищев и П. А. Михалевич. Каменное крепление откосов земляных сооружений. «Гидротехническое строительство» № 5, 1955.
[3] И. М. Симаков. Защита откосов от размыва. «Гидротехническое строительство» № 4, 1954.

гравийной подготовки, на нее, в зоне волнового воздействия, насыпают 25—30-сантиметровой слой камня диаметром 5—15 *см* и по нему мостовую из камней 25—40 *см*, в зависимости от высоты волны. Поверх мощения насыпают такой же слой песчано-гравелистой смеси, как и в подготовке, для заполнения пор мостовой и нижележащего слоя каменной наброски. Выше и ниже зоны волнового воздействия ограничиваются наброской из камня 10—25 *см* по такой же подготовке, что и ранее. При недостатке крупного камня используют камень средних размеров (20—30 *см*), укладывая его по гравийно-песчаной подготовке в клетки из сборных железобетонных балок; клетки размерами $2 \times 2 \div 3 \times 3$ *м* укладывают по диагонали параллельно откосу (плотина на р. Терек Терско-Кумского канала).

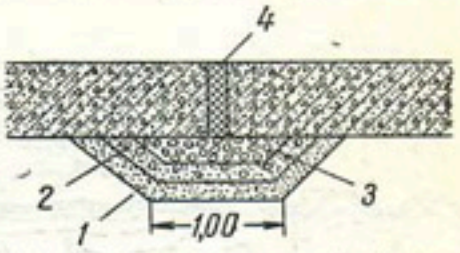


Рис. 13—2. Ленточный фильтр под швом:

1 — крупнозернистый песок; *2* — мелкий гравий; *3* — крупный гравий; *4* — шов.

При высоте волны в 2 *м* и выше находит применение одиночная мостовая 30—40 *см* по слою щебеночной мелочи 20 *см*, с заливкой каменной одежды цементным раствором и устройством швов через 20 *м*; такая одежда выдерживает воздействие волны высотой около 2,5 *м* при ветре до 35 *м/сек* — «черная буря» (Новотроицкая плотина в Ставрополье). На Волгострое[1] широкое применение нашло крепление откосов бетонными плитами размерами в плане 2×2 *м*, толщиной 0,4—0,5 *м* в зоне волнобоя, 0,2 выше и 0,3 ниже его при высоте волны до 2 *м*; плиты укладывались на сплошном трехслойном фильтре. Нашли также успешное применение армированные плиты размером $23 \times 20 \times 0{,}2$ *м* с укладкой бетона непосредственно на грунт откоса и с устройством ленточного фильтра только под швом (рис. 13—2) в составе трех слоев: 15 *см* крупнозернистого песка; 10 *см* гравия размером 5—40 *мм*; 15 *см* крупного гравия размером 40—80 *мм*.

Откосы Цимлянской плотины защищены от действия 3-метровой волны армированными бетонными плитами в зоне волнобоя, толщиной 0,5 *м* и размерами в плане от 10×10 до 20×20 *м*; ниже зоны волнобоя плиты имеют размеры $10 \times 10 \times 0{,}2$ *м*. Плиты армированы в нижней сетке из стержней диаметром 20 *мм*; расстояние между стержнями 1 *м*. Вверху плит на ширине 1 *м* по их контуру установлена арматура диаметром 16 *мм*. Поперечная арматура, совпадающая с направлением падения откоса, в швах между плитами не прерывается, продольная арматура разрезана через 50 *м*.

Откосы Тюя-Бугузской плотины (34 *м* высотой, Узбекская ССР) укреплялись сборными железобетонными плитами[2] размером $200 \times 200 \times 15 \div 20$ *см*, шарнирно соединенными между собою и уложенными на гравелисто-галечниковом слое толщиною 30 *см*; размеры фракций $5 \div 60$ *мм*.

В качестве крепления откосов может применяться бесшовное асфальтовое покрытие на откосах с заложением не круче 1 : 2, толщиной в зависимости от напора воды перед креплением, изменяющейся в следующем соотношении:

напор (в *м*)	10	20	50
толщина асфальта (в *см*)	6	8	12

Асфальтовое покрытие действует на поток грунтовых вод как экран.

В небольших плотинах при высоте волны до 1 *м* откосы можно защищать камышитовыми плитами толщиной 12—15 *см* (спрессованные перекрестные слои камыша с поливкой их при прессовании битумом и посыпкой

---

[1] Инж. Б. Н. Шевелев, П. Ф. Кузьмищев и П. А. Михалевич. Бетонное крепление откосов земляных сооружений. «Гидротехническое строительство» № 4, 1954.

[2] Н. Г. Каменев, Б. П. Курбанов. Применение сборного железобетона для крепления верхового откоса плотин. «Гидротехника и мелиорация» № 1, 1959.

песком каждого слоя толщиной 5—7 *см* в рыхлом состоянии). Плиты прибивают к откосу кольями длиной 1—1,2 *м*.

Крепления откосов следует продолжать ниже мертвого уровня воды на полуторную высоту волны, соответствующую условиям этого уровня.

Целесообразно верховой откос до уровня воды засаживать деревьями, черенками тальника и кустарниками, которые не только хорошо скрепляют грунт корнями, заменяя крепление, но и ослабляют действие ветра, т. е. способствуют уменьшению высоты волны. Древесная растительность при своем развитии также способствует понижению положения депрессионной поверхности грунтовых вод в плотине.

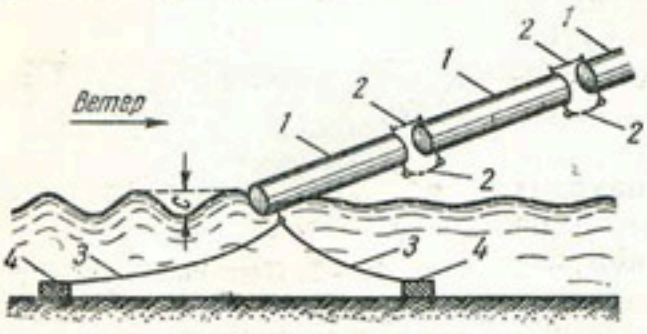


Рис. 13—3. Плавучая запань:
1 — стальные трубы с заваренными торцами; *2* — соединительные цепи; *3* — тросы; *4* — якоря.

Установка плавучих запаней (на якорях) из сплоченных бревен, труб большого диаметра, понтонов и т. п. также способствует значительному уменьшению волнобоя у откоса (рис. 13—3).

Стоимость крепления верховых откосов плотин составляет значительную долю от стоимости самой плотины; эта доля особенно возрастает в районах, не имеющих местных материалов (каменных и др.) для крепления, например в Заволжье, степных районах Украины, Казахстане и др. В таких случаях представляется экономически целесообразным строить плотины с уположенными неукрепленными откосами, устойчивыми против волнобоя.

В водохранилищах с малой сработкой уровня (что характерно для судоходных условий) земляные плотины с неукрепленными уположенными откосами из мелких и средних песков, как показал 25-летний опыт Волгостроя, работают вполне удовлетворительно. Применение их дает значительную экономию средств при строительстве плотин. Плотины с неукрепленными уположенными откосами обходятся в $2—2^1/_2$ раза дешевле небольших земляных плотин (высотой 10—15 *м*) с обычными укрепленными откосами.

Не следует буквально понимать определение «неукрепленный откос»; откос может быть укреплен недорогой одеждой из местных материалов — слоем песка, гравия, биологическим креплением, защищен простейшими запанями и т. п.

Изучением вопроса о переформировании берегов волнобоем занимались многие ученые (Ф. П. Саваренский, В. А. Ширямов, П. А. Шанкин, Н. Е. Кондратьев, Е. Г. Качугин, В. И. Надь и др.); можно указать на следующие заложения уположенных откосов, устойчивых против волнового воздействия (табл. 13—2), при высоте волны 15% обеспеченности.

Таблица 13—2

Материал откоса	Заложение откосов при высоте волны (в *м*)			
	0,4	0,6	1,0	1,5
Пески мелкие	7	9	12	15
» средние	5,5	7	10	12
» крупные	4,5	5,5	7,5	9
Гравий мелкий	4	5	6,5	8
Суглинок	6	7,5	10,5	13

Профиль уположенного верхового откоса показан на рисунке 13—4; концы пляжа *а* отстоят от уровней воды водохранилища на 0,8 *с* — для

мелких песков и суглинков и на 0,6 *c* — для крупных песков и гравия, где *c* — высота волны.

Очертание откоса строится с учетом высоты волны, соответствующей различным уровням воды, и длительности ее воздействия на откос, т. е. с учетом режима сработки водохранилища; поэтому форма откоса может быть как выпуклой, так и вогнутой.

Низовой откос земляных плотин укрепляют посевом трав или (реже) диагональной укладкой дерна по сторонам квадратов 1,5 × 1,5 ÷ 2 × 2 *м*; пространство внутри квадратов (равно как и под дернинами) заполняют растительной землей слоем 10—15 *см* и засевают многолетними травами.

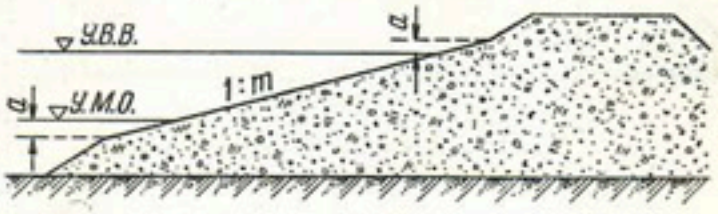


Рис. 13—4. Профиль уположенного откоса.

В степных районах с сильными ветрами для предупреждения выдувания грунта плотин, особенно когда они возведены из песчаных грунтов, полезно после посева трав полить откос битумной эмульсией, образующей с грунтом связную корку, которая, однако, не препятствует произрастанию трав. При наличии на месте строительства гравия низовой откос может быть укреплен покрытием—10-сантиметровым слоем гравия.

В ядровых плотинах (рис. 13—1, *б*) пластичное ядро делают, в зависимости от наличия материалов, из глины, жирного суглинка или из глинобетона (смесь глины, песка и гравия в пропорции 1 : 2 : 2 ÷ 1 : 1 : 2).

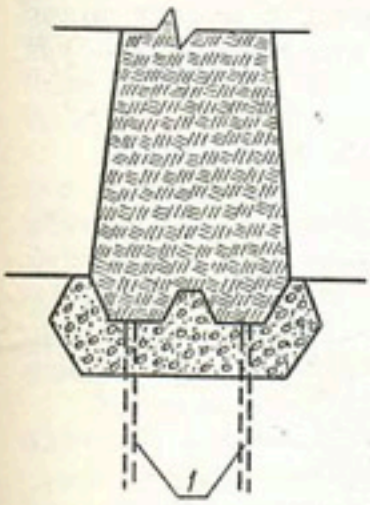


Рис. 13—5. Сопряжение ядра плотины со скальным основанием:
1 — цементационные скважины.

Верх ядра должен возвышаться над нормальным подпорным уровнем на 0,5 *м* и выше, в зависимости от размера плотины; между верхом ядра и поверхностью плотины должен находиться слой грунта, достаточный для защиты ядра от выпучивания — при промерзании зимой, и от растрескивания — при высыхании летом. Толщину ядра поверху принимают 1—3 *м*, или примерно около 0,1 высоты плотины (больше для высоких плотин), а заложение их откосов 0,1—0,2. Ядро помещают возможно ближе к напорному, верховому откосу, тогда большая часть тела плотины будет находиться в сухом состоянии, а самое ядро будет испытывать примерно одинаковые усилия со стороны мокрого и сухого откосов, что в общем повышает устойчивость плотины.

Ядро врезают в основание на глубину жизнедеятельного слоя (ходы землеройных животных, дождевых червей и др.) и во всяком случае не менее чем на 1 *м*. Когда основание скальное, ядро сопрягают с ним бетонным замком и цементационной завесой (рис. 13—5.) При отсутствии глины или суглинка устраивают бетонные, железобетонные и реже металлические и деревянные диафрагмы. Толщину поверху диафрагм из бетона назначают не менее 0,5 *м* и из железобетона 0,3 *м*, а толщину понизу обычно определяют расчетом. Верховую сторону диафрагм покрывают битумом или торкретом; целесообразно защищать ее слоем плотно утрамбованной глины или суглинка (против фильтрации в случае образования трещин). Для предотвращения дополнительных напряжений, возникающих от температурных воздействий и усадок, устраивают вертикальные швы через 20—30 *м* по длине в зависимости от толщины диафрагмы (рис. 13—6) [1]. Со скальным основанием диаф-

[1] О. В. Вяземский, Д. В. Сдобников и П. А. Михалевич. Об эффективности гибких противофильтрационных диафрагм земляных сооружений. «Известия ВНИИГ», т. 46. Госэнергоиздат, Л.— М., 1951.

рагмы сопрягают свободным опиранием со скользящим швом, шарнирным соединением (рис. 13—7) или заделкой диафрагмы в основание. Ввиду возникновения больших опорных моментов заделка в основание менее рациональна.

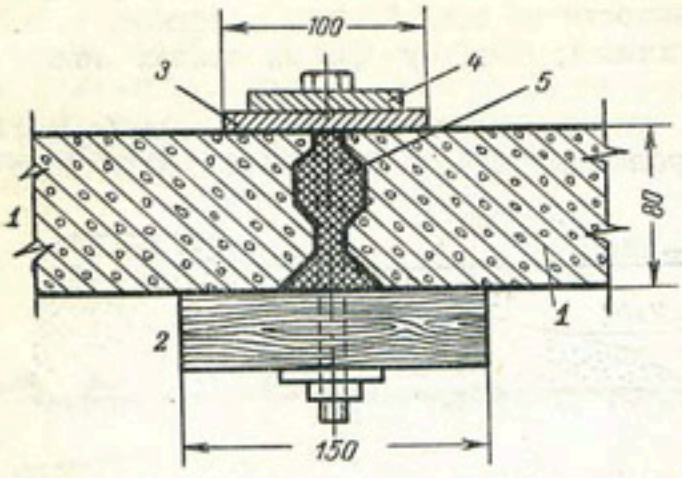


Рис. 13—6. Вертикальный шов между железобетонными плитами:

1 — железобетонные плиты; *2* — доска; *3* — битумный мат; *4* — железная пластинка; *5* — конопатка из просмоленного войлока.

Экраны из суглинистых грунтов применяют в плотинах любой высоты. Для защиты от размыва и промерзания при сработке водохранилища экраны покрывают 1,5—2-метровым слоем грунта, из которого насыпана плотина (рис. 13—8). Толщина экрана вверху 0,8—1 *м*, внизу $^1/_{10}$ высоты плотины и во всяком случае не менее 2 *м*. Со скальным основанием экраны сопрягают зубом и (при наличии трещиноватости в скале) цементной завесой, располагаемой под зубом. Если основание сложено сильно фильтрующими грунтами небольшой мощности, экран сопрягают с водоупором глиняным замком и реже — шпунтовой стенкой. При глубоком залегании водоупора устраивают понур из грунта, из которого выполнен экран. Толщина понура вначале 0,5—1,0 *м*, в зависимости от высоты плотины, в местах сопряжения с экраном он утолщается. Длину понура назначают равной (3—5) *H*,

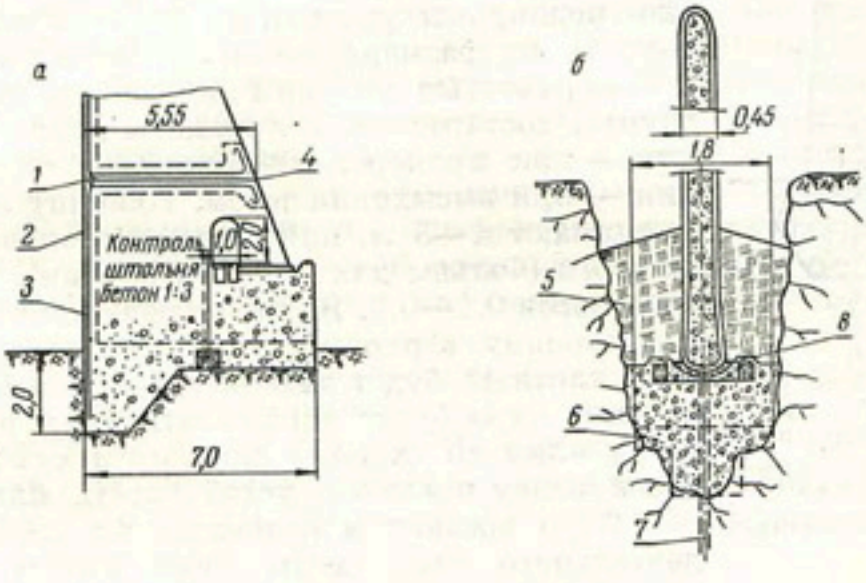


Рис. 13—7. Диафрагмы:

а — бетонная; *б* — железобетонная; *1* — лист олова; *2*—торкрет 1 : 3 и обмазочная изоляция; *3* — армированный спецбетон 1 : 5; *4* — шов с гидроизоляцией; *5* — глина; *6* — бетон; *7* — завеса; *8* — битум.

где *H* — глубина водохранилища у плотины. Для экранов употребляют также разложившийся торф, укладываемый 2—3 слоями по 1—1,5 *м* каждый с прослойками песка толщиной 0,5—1,0 *м*. Многослойные торфяные экраны обладают длительной и значительной осадкой; меньше оседают торфяные однослойные экраны из смеси песка с разложившимся торфом.

Дренаж плотины. Фильтрующаяся через плотину вода течет в условиях безнапорного потока со свободной поверхностью грунтовых вод (так называемая депрессионная поверхность, в вертикальном разрезе поперек плотины — депрессионная кривая) и может выклиниваться (высачиваться) на низовом откосе плотины. Высокое положение кривой депрессии и тем

более высачивание на низовом откосе понижает устойчивость низового откоса, так как при этом большая часть тела плотины находится в состоянии почти полного (из-за защемленного воздуха) насыщения пор водой, с пониженным значением угла внутреннего трения.

При стоянии грунтовых вод за плотиной на уровне поверхности земли или при наличии водонепроницаемого основания плотины в случае морозного и бесснежного начала зимы низовой откос в зоне выклинивания фильтрационного потока может обмерзать и тем самым вызывать постепенное повышение положения депрессионной поверхности. Если зимой перед плотиной поддерживаются высокие уровни воды, то в повышенном положении депрессионной поверхности грунтовая вода может оказывать большое

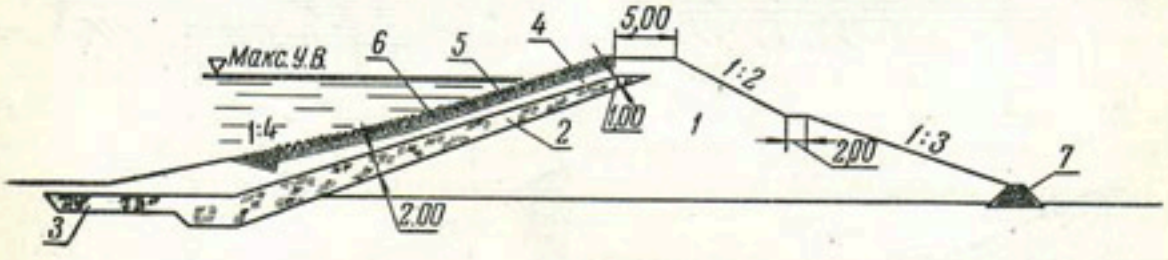


Рис. 13—8. Плотина с экраном и понуром:
1 — супесь; *2* — суглинистый экран; *3* — понур; *4* — защитный слой; *5* — крепление камнем; *6* — обратный фильтр; *7* — дренаж.

давление на сравнительно тонкую ледяную корку низового откоса; случайное повреждение этой корки или прорыв ее напором фильтрационной воды может создать тяжелое положение для устойчивости низового откоса.

Устройством дренажа значительно снижается положение депрессионной поверхности, обеспечивается вывод грунтовой воды в нижний бьеф без обмерзания устьевых устройств; вместе с тем дренаж несколько повышает потери воды на фильтрацию. При проницаемых основаниях плотин потери воды на фильтрацию через собственно плотину относительно невелики в общем объеме потерь; поэтому некоторое увеличение потерь, вызываемое дренажем, не имеет большого значения.

Конструкции дренажа не должны допускать выноса (суффозии) грунта плотины в дренаж, так же как и выноса фильтрационным потоком частиц самого дренажа и защищающего ее фильтра. Сравнительно в редких случаях может быть допущено образование естественного фильтра в грунте, окружающем дренаж, с выносом мелких частиц грунта в дренаж, однако при этом не должно происходить заиления или закупорки дренажа и окружающего его фильтра.

Сам дренаж состоит из двух частей: собственно дренажа, т. е. водоотводной конструкции в виде трубы, трубки, канавы, заполненной крупными частицами (щебень, мелкий кемень, галька, гравий), через которую фильтрационная вода отводится из плотины, и фильтра (часто называемого обратным фильтром), защищающего дренаж от заиления.

Конструкция дренажа не должна создавать препятствий для механизации земляных работ при возведении плотины, как равно и конструкция плотины должна допускать возможность широкой механизации работ по строительству дренажа.

Нежелательно освобождение дренажа от воды, так как при проникновении воздуха в дрены возможна закупорка их из-за выделения солей, если последние имеются в грунтовых водах. Так как дренаж ставится главным образом для понижения линии депрессии и осушения низового откоса, то следует стремиться отводимую дренажем воду не поднимать в плотине за границы дренажа. Дренаж и выпуски из него в нижний бьеф должны быть защищены от промерзания.

Как показали работы В. С. Истоминой, для плотин из глин и суглинков (с содержанием глины $\geqslant 30\%$) можно уменьшить число слоев фильтра[1].

Согласно СН и П II-И. 4—62, песчаные, гравийные и щебеночные материалы для дренажных фильтров (кроме вертикального трубчатого) рекомендуется применять с такими значениями степени неоднородности:

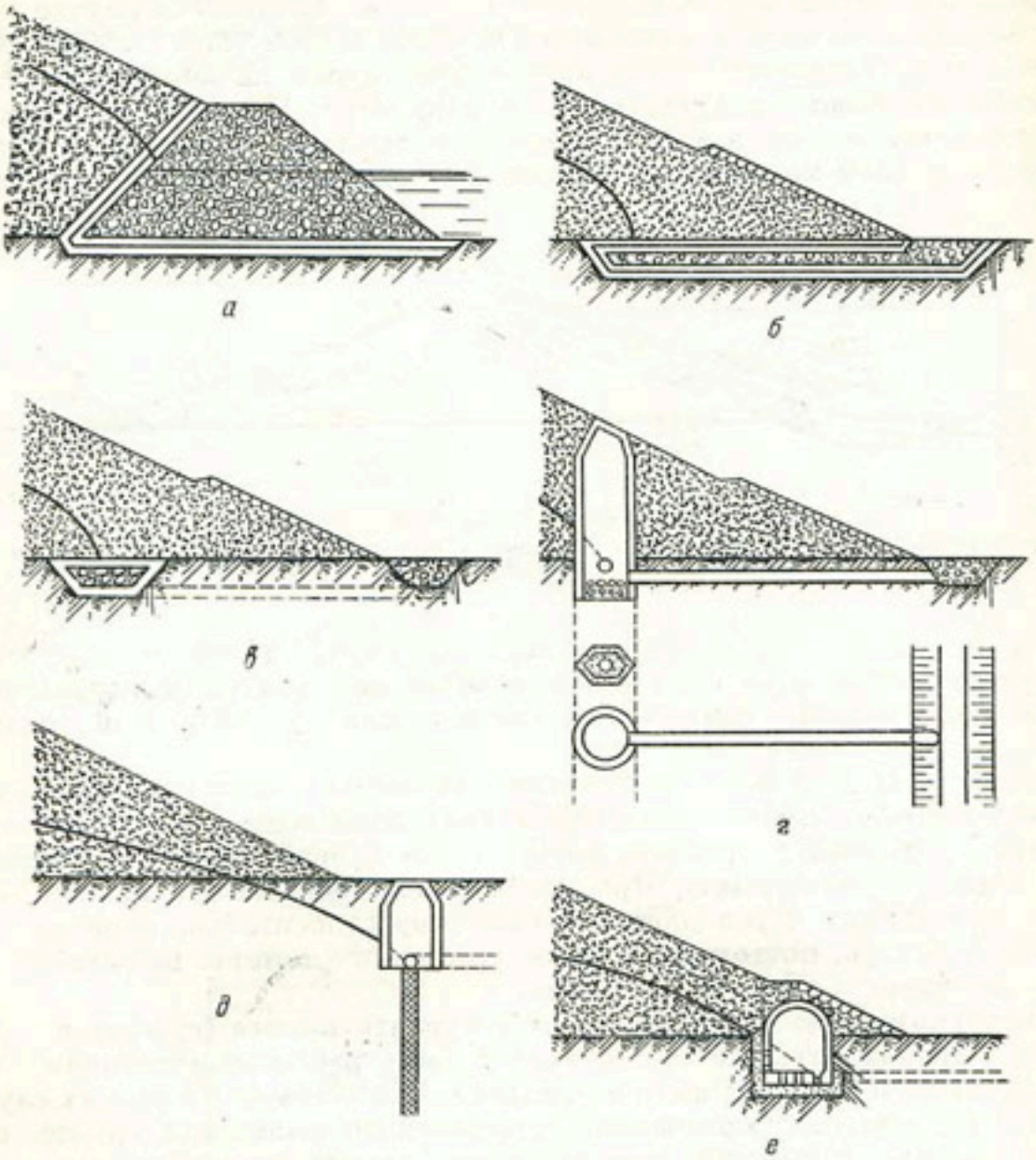


Рис. 13—9. Конструкции дренажа.

а) для фильтров, выполняемых насухо в песчаных плотинах на песчаных основаниях, $n = \frac{d_{60}}{d_{10}} \leqslant 10$;

б) для фильтров, выполняемых отсыпкой в воду, $n = \frac{d_{60}}{d_{10}} \leqslant 4$;

в) для фильтров, выполняемых в плотинах из суглинистых грунтов и на суглинистых основаниях, $n > 10$.

На рисунке 13—9 показано несколько конструкций дренажа. В дренаже по типу упорной призмы (рис. 13—9, *а*), устроенной из каменной наброски, призма со стороны подхода грунтовых вод покрывается 2—3 слоями фильтра (пески — гравий — щебень), защищающими грунты плотины и основания от суффозии.

---

[1] В. С. Истомина. О проектировании дренажей в земляных плотинах. «Гидротехническое строительство» № 1, 1946; Ее же. Допускаемые скорости и градиенты фильтрации. «Гидротехника и мелиорация» № 8, 1949.

Каменная призма устраивается при наличии недорогого камня, большого волнобоя в нижнем бьефе и при намывном способе возведения земляной плотины (последнее условие не всегда обязательно).

При недостатке камня устраивают каменный или щебеночный тюфяк, требующий меньшего количества материалов (рис. 13—9, *б*).

При дорогом камне дренаж устраивают в виде канавы заподлицо с подошвой плотины (для большего удобства строительства), заполненной в водопроводящей части щебнем, гравием (рис. 13—9, *в*), или дрены из перфорированных асбоцементных труб (рис. 13—9, *г*) с обсыпным гравелисто-песчаным фильтром, оборудованных смотровыми колодцами. Выпуски-коллекторы из таких дрен в канавки со щебнем, гравием или открытые должны быть проверены на пропуск фильтрационных расходов.

Чтобы не стеснять строительство плотины, дренаж может быть устроен (одновременно или после возведения плотины) из ряда вертикальных буровых колодцев (рис. 13—9, *д*), соединенных общей трубой и отводящим коллектором, или из одной горизонтальной проходной дрены (рис. 13—9, *е*). Дренажи устраивают вблизи бровки низового откоса и снабжают для контролирования их работы смотровыми колодцами, оборудованными контрольной аппаратурой.

Устройство обсыпных гравелисто-песчаных фильтров вокруг перфорированных труб выполняется медленно, так как значительная часть работ производится вручную; поэтому представляется целесообразным заменить такие трубы с обсыпными фильтрами на трубы из пористого бетона, которые одновременно выполняют задачи и фильтра и дренажа. Такие трубы изготовляются различных диаметров — от 8 *см* до 1 *м* и больше; они просты в изготовлении и в применении на производстве, хорошо себя зарекомендовали в работе в песчаных грунтах[1] (водопонижение у шахт, снятие взвешивающего давления напорных вод под Цимлянской плотиной и др.); нет основания ожидать от них плохой работы в связных грунтах плотин. Устройство из пористого бетона не только дренажных труб (с разными, заранее назначаемыми размерами пор), но и смотровых колодцев и галерей (рис. 13—9, *г*, *е*), только усилит действие дренажа.

Длина заглубления дренажа в плотину выбирается из условий расположения линии депрессии вне пределов промерзания грунта.

Простейшие конструкции дренажа осуществляют из хворостяной выстилки, фашин, гончарных или деревянных труб, цельного или битого кирпича.

Для небольших плотин устройство дренажа необязательно, особенно если плотина располагается на проницаемом основании.

При мощных проницаемых основаниях, наклонных по течению, и при низком положении бытового горизонта грунтовых вод можно обойтись без дренажа и для средних плотин.

§ 13—3. НАМЫВНЫЕ ПЛОТИНЫ[2]

Разработка грунтов в карьерах, их транспортировка, укладка и сортировка в соответствии с проектом при гидравлическом способе производства работ объединяются в один рабочий процесс. Как следствие этого, при сравнительной простоте механизмов, значительно снижается стоимость работ, повышается производительность труда, сокращается потребность в рабочей силе и увеличиваются темпы строительства (суточная производительность намыва в 200 000 $м^3$ и более).

---

[1] В. В. Булдей. Фильтры из пористого бетона. «Гидротехника и мелиорация» № 10, 1954; Е. Н. Маркевич. Дренаж из пористого бетона. «Гидротехническое строительство» № 5, 1957.

[2] Строительные нормы и правила, ч. II, раздел И, гл. 4. Плотины земляные намывные. Нормы проектирования. М., 1963.

Различают намывные плотины двух видов: а) собственно намывные, в которых весь процесс возведения плотины, начиная от разработки грунтов в карьере, транспортировки их на место строительства и кончая укладкой грунтов, выполняется методом гидромеханизации; б) полунамывные, в которых гидромеханизацией производится сортировка и укладка грунта в тело плотины, разработка же грунта в карьере и доставка его к месту строительства производятся так называемым сухим способом (экскаваторам, скреперами, автомобилями и т. д.). К разновидностям полунамывных плотин относятся плотины, возводимые так называемым узбекским способом.

Для возведения намывных плотин необходимо наличие соответствующих грунтов и достаточное количество воды. При благоприятных условиях отвода реки в строительный период (так называемого строительного расхода) через другие сооружения гидроузла плотины можно возводить в текущей воде без устройства перемычек.

Намывные плотины устраивают ядровые, экранные и однородные, примерно с такими же заложениями откосов, как и у насыпных плотин, или несколько более пологими.

Грунты для намывных плотин[1] разрабатывают в сухом карьере гидромониторами, а затем землесосами по напорным трубопроводам или по безнапорным лоткам подают к месту укладки в виде пульпы, т. е. смеси воды и грунта в консистенции 20—10% по объему грунта к объему воды. Чаще разработку грунта ведут из подводных карьеров, а также из сухих карьеров, в которые перед их разработкой накачивают (или напускают) воду; тогда пульпа непосредственно подается землесосами. При удаленности карьеров от возводимой плотины, при высоте ее больше 40 *м* или при подаче пульпы различного состава из разных карьеров и необходимости ее смешения до подачи на место укладки устраивают перекачечные станции (бустеры).

Ядровые намывные плотины возводят двусторонним намывом из грунтов, содержащих 10—25% глинистых частиц и 90—75% песка и гравия; при большем содержании глинистых частиц ядро получается широким, медленно отдающим воду и потому медленно твердеющим, опасным в отношении оползней.

Намыв плотины производят в следующем порядке. Сначала вдоль нижних бровок будущей плотины с эстакады (Волжская плотина у г. Рыбинска), с подвесного моста (Туломская плотина у г. Мурманска), с наплавного моста (Горьковская плотина на Волге) или другим способом отсыпают каменные банкеты (призмы), возвышающиеся над уровнем воды реки. В случае суглинистого дна перед насыпкой призм устраивают под ними гравелисто-галечниковую подготовку, играющую роль фильтра и способствующую устойчивости каменных призм. По внутреннему откосу призм отсыпают двухслойный или однослойный фильтр (из смеси песков, гравия, гальки или щебня).

При неглубокой воде (1—2 *м*) и малых скоростях течения ограничиваются одной низовой каменной призмой, насыпая затем вместо каменной верховой призмы призму из сильно фильтрующего материала (гравий, крупный песок).

Перед призмой с фильтром создается тиховодье и небольшой подпор уровня воды, допускающий отвод расхода реки в нижний бьеф через заранее подготовленные отверстия в плотине или через ГЭС.

Затем, в случае возведения невысокой плотины, посредине ее, по продольной оси устанавливают эстакаду (рис. 13—10), на которой устраивают центральный лоток для пульпы или напорный пульповод; при возведении высокой плотины лотки или пульповоды укладывают на призмы. От лотков или пульповодов ответвляются поперечные лотки или патрубки, через кото-

[1] Б. А. Волынин. Исследование карьеров для намывных плотин и дамб. Госэнергоиздат, 1956.

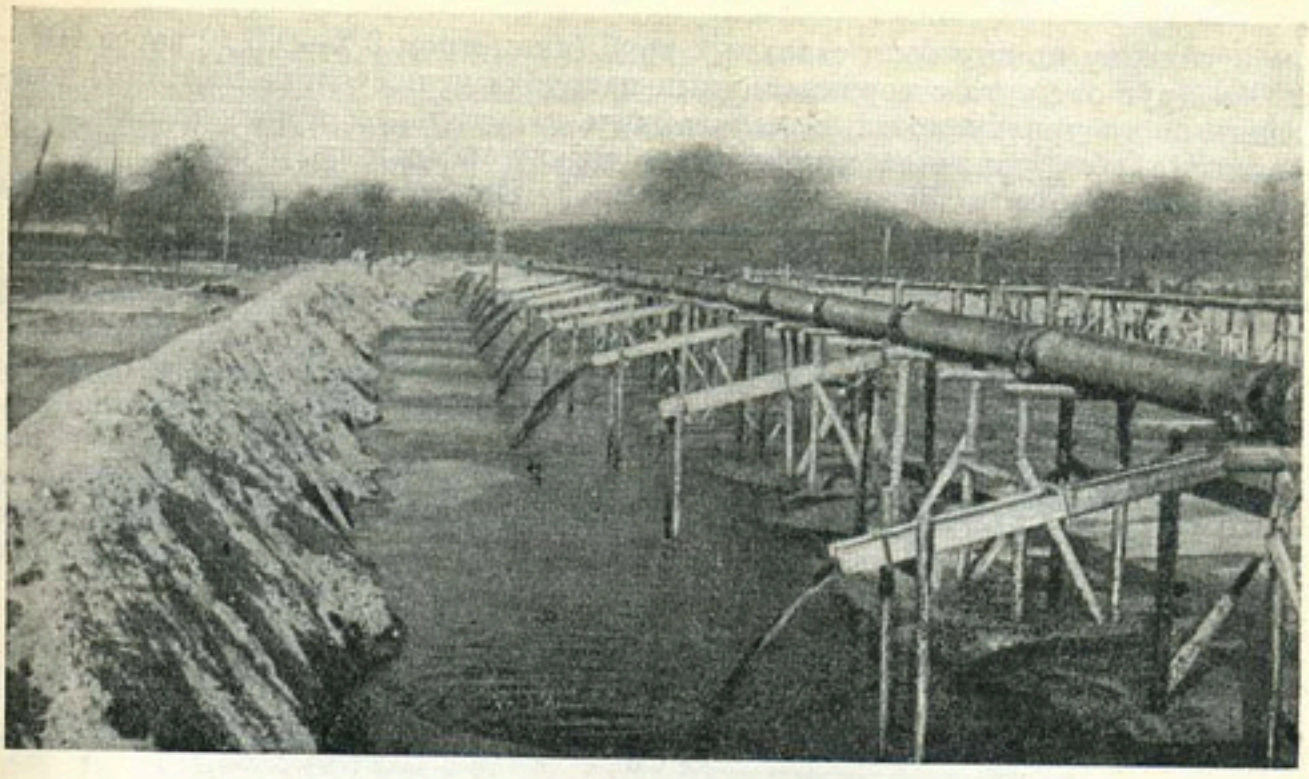


Рис. 13—10. Двусторонний намыв.

рые пульпа выливается вблизи откосов и течет к середине плотины, образуя там пруд-отстойник. При движении пульпы из нее выпадают крупные наносы у откосов, далее по направлению к середине плотины — средние, потом — мелкие и в пруде-отстойнике оседают глинистые наносы, формируя ядро плотины (рис. 13—11).

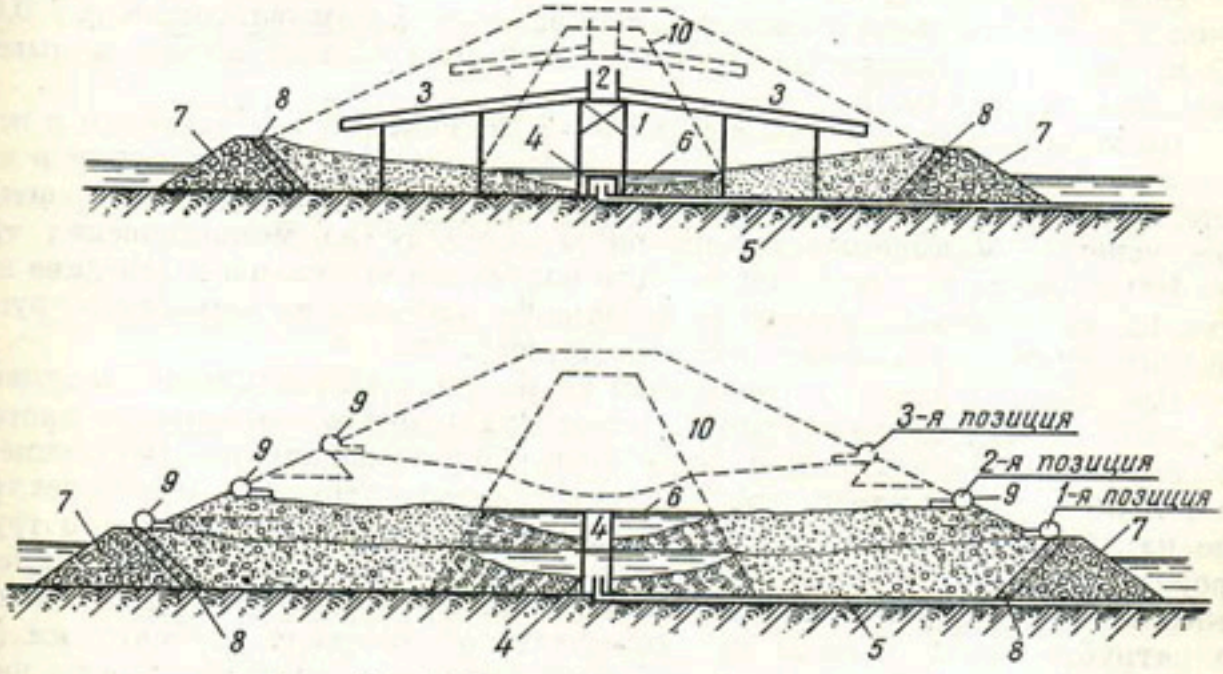


Рис. 13—11. Двусторонний намыв плотины:

1 — эстакада; *2* — центральный лоток; *3* — распределительные лотки; *4* — водосбросной колодец; *5* — отводная труба; *6* — пруд-отстойник; *7* — каменные банкеты; *8* — фильтры; *9* — напорные пульповоды; *10* — контур ядра.

После осаждения частиц грунта, содержащихся в пульпе, воду из плотины отводят в нижний бьеф.

Удаление воды из пруда-отстойника происходит частично путем фильтрации через призмы, частично путем откачки или спуска ее через постепенно наращиваемый деревянный сруб-колодец с горизонтальной отводной трубой (рис. 13—11). Перед наброской каменного банкета следует предусмот-

реть укладку по дну реки стальных труб (диаметром 0,2—0,5 *м*) через 100—200 *м* друг от друга с вертикальными патрубками посредине плотины, доведенными до уровня воды. В дальнейшем к патрубкам пристраивают деревянные срубы, уплотняя пространство между ними и патрубками. По возведении плотины колодец забивают глиной. На берегах выше уровня воды в реке трубы и колодцы могут быть устроены из дерева.

Для получения центрального ядра намыв следует производить симметрично относительно оси плотины, иначе ядро получается неправильной формы с так называемыми «языками и карманами» (рис. 13—12). Симметричность намыва будет обеспечена подачей одинакового количества и одинакового качества пульпы. В напорных пульповодах эти требования выполняются приданием выпускным отверстиям в трубах различных размеров и размещением их по винтовой линии — первые отверстия располагаются выше относительного дна, чем последующие, и этим регулируется равномерность выпуска донных, наиболее крупных наносов. В лотках пороги выпускных

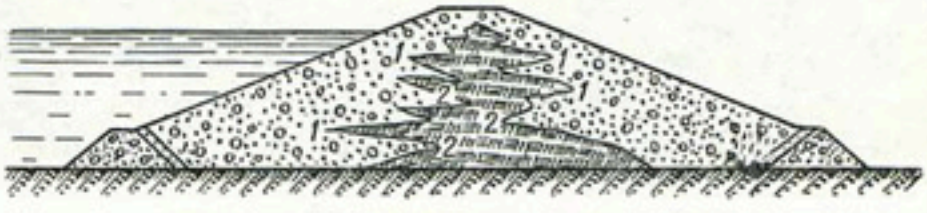


Рис. 13—12. Намывное ядро плотины:
1 — языки; *2* — карманы.

отверстий также располагаются на различной высоте — первое отверстие имеет более высокий порог, у второго порог несколько опущен против первого и т. д.

Намыв плотин производят по отдельным картам (~400×100 *м*) с подачей пульпы из группы соседних лотков; высота намыва составляет 0,6—1,5 *м*; далее, из следующей группы распределительных лотков намывают соседнюю карту и т. д.

По мере повышения намыва (на 3—7 *м*) наращивают эстакаду и перекладывают лотки; при наращивании эстакады стойки ее оставляют в плотине, а схватки и раскосы постепенно удаляют. На Волгодонском строительстве успешно применяли инвентарную эстакаду из металлических труб $l = 100$ *м*, легко демонтируемую. Для направления пульпы к середине плотины вдоль ее откосов насыпают небольшие дамбочки из намывного грунта, предупреждающие стекание пульпы наружу.

При подаче пульпы по напорным трубопроводам последние укладывают на дамбочки из намытого грунта (без эстакад); после намыва тела плотины до верха дамбочек наклонные патрубки трубопровода наращивают примерно на 1 *м* по высоте и намыв продолжают до верха патрубков. Двух-трехкратное наращивание патрубков сокращает число перекладок напорного трубопровода при одностороннем и двустороннем намыве (рис. 13—10). Укладка небольших деревянных площадок («столов» на Волго-Доне) под выпуски из патрубков или желобов предупреждает образование глубоких ям (как за консольным перепадом) и способствует более равномерной укладке намываемого грунта; столы привязываются к патрубкам. Упрощение техники намыва достигается введением гибких трубопроводов.

Плотины экранного типа возводятся односторонним намывом (рис. 13—13) из напорного трубопровода, укладываемого на дамбочках из намытого грунта, или из лотка на эстакаде. Предварительно у низовой бровки плотины отсыпают каменную призму с фильтром до отметки выхода ее верха из воды. Выпадающие из пульпы наносы ложатся откосом 1 : 12 ÷ 1 : 18 и под водой 1 : 4, причем наиболее крупные фракции выпадают вблизи выпуска пульпы из трубопровода, а наиболее мелкие — у верхнего откоса плотины.

Для придания верховому откосу проектного заложения растекание пульпы ограничивают подсыпными фильтрующими дамбочками из гравия или щебня или фильтрующими плетнями, закрепляемыми анкерами [1] и замываемыми после окончания намыва плотины мелким грунтом (экран).

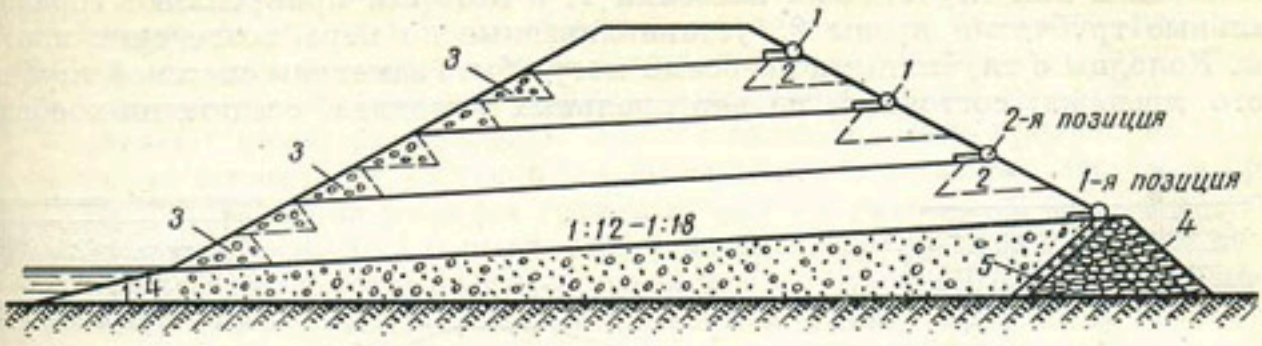


Рис. 13—13. Односторонний намыв плотины:
1 — напорный пульповод; *2* — дамбочки из намытого грунта; *3* — фильтрующие дамбочки; *4* — каменный банкет; *5* — фильтр.

Однородные плотины намывают так называемым мозаичным способом (рис. 13—14) из песчаных грунтов, без образования пруда-отстойника или торцовым способом. При торцовом способе намыв ведут также по картам (огражденным валиками), без устройства эстакад. Однородные намывные

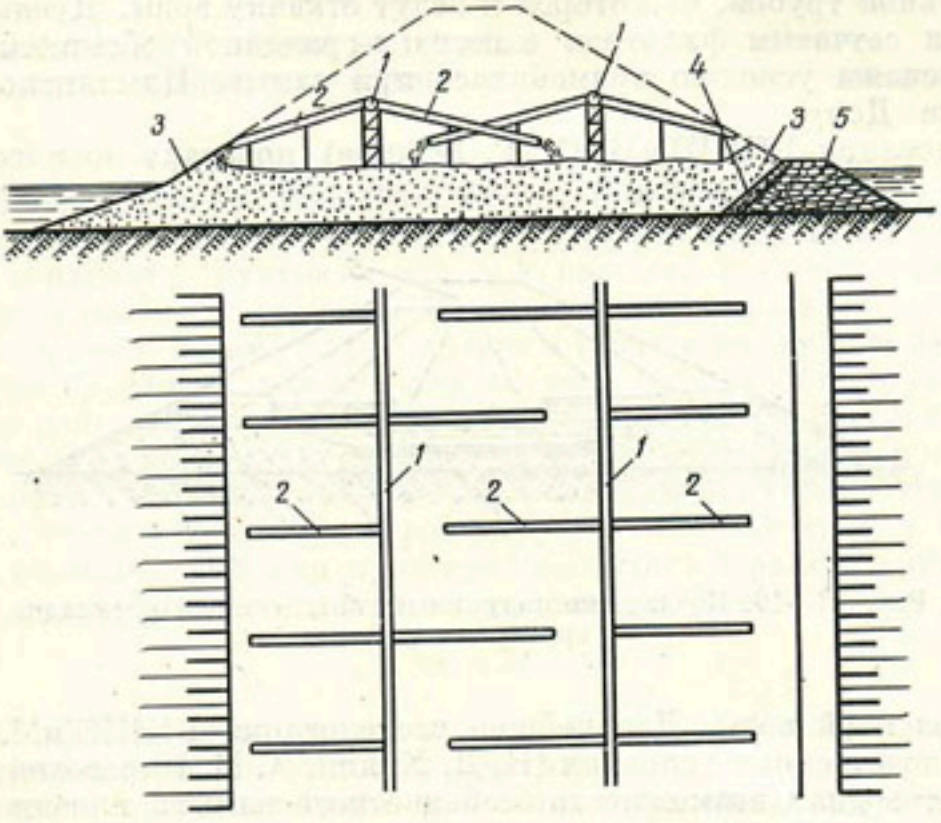


Рис. 13—14. Мозаичный намыв плотины:
1 — пульповоды; *2* — распределительные лотки; *3* — дамбочки из намытого грунта; *4* — фильтр; *5* — каменный банкет.

плотины, а также ядровые после окончания твердения и уплотнения ядра обладают высокой степенью плотности намытого грунта (1,61—1,64 $т/м^3$).

При недостатке расхода воды реки для намыва устраивают небольшие водохранилища, собирающие воды местного стока, и накопленный объем воды расходуется на намыв плотины; также возможно использование воды,

[1] А. Ф. Сморкалов. Односторонний намыв гравелисто-песчаных плотин. «Гидротехническое строительство» № 9, 1953.

отводимой из пруда-отстойника. Из пруда-отстойника вместе с водой удаляется 5—10% мельчайших частиц; отработанная вода может быть использована снова.

На рисунке 13—15 показана система вертикальных колодцев с помещенными в них глубинными насосами *1*, к которым прикрепляют горизонтальные трубчатые дрены *2*, устанавливаемые по мере возведения плотины. Колодцы с глубинными насосами могут быть заменены системой глубинного дренажа, состоящей из вертикальных колодцев, соединенных общей

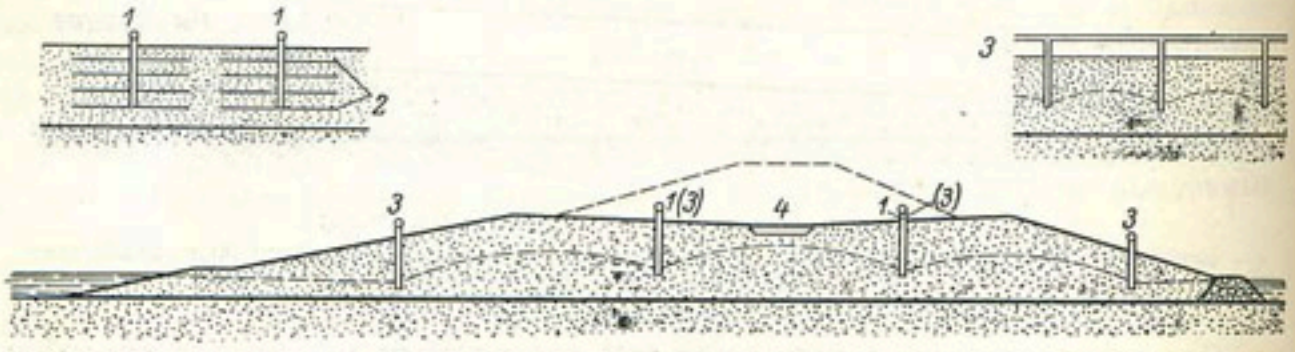


Рис. 13—15. Водопонизительная установка:
1 — скважины с глубинными насосами; *2* — горизонтальные дрены; *3* — вертикальный дренаж; *4* — лоток.

горизонтальной трубой, из которой и ведут откачку воды. Дрены и колодцы снабжаются сетчатым фильтром с песчано-гравийной обсыпкой. Подобная система дренажа успешно применялась при намыве Цимлянской земляной плотины на Дону.

Исследования ВНИИГиМ (С. Г. Ефимов) показали возможность и допустимость намыва плотин из засоленных песков и при использовании

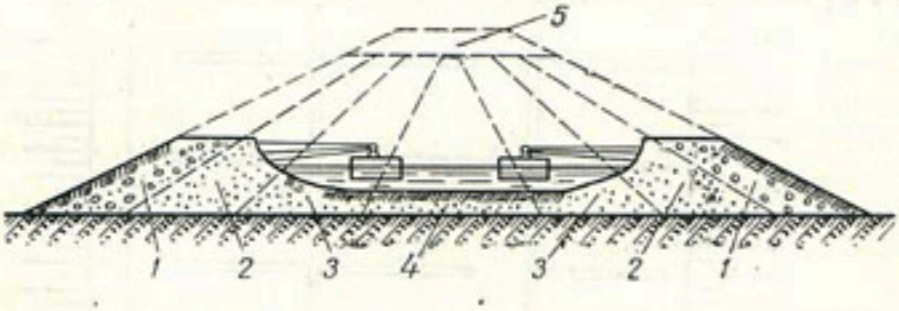


Рис. 13—16. Возведение полунамывной плотины и раскладка грунтов в ней.

сильно засоленной воды. Дальнейшие исследования ВНИИГиМ, проведенные в производственных условиях (Н. Д. Холин, А. М. Царевский, Д. Л. Меламуд), подтвердили возможность безбанкетного намыва плотин на небольших и средних реках при наличии песчано-гравелистых или галечниковых карьеров.

При возведении полунамывных плотин доставляемый из карьера на автомашинах или по железной дороге грунт отсыпают вдоль откосов плотины (рис. 13—16), а затем размывают из середины плотины гидромониторами; осветленную воду из пруда-отстойника удаляют через сбросные колодцы или откачкой. В результате получается следующая сортировка грунтов: снаружи располагается уплотненный карьерный грунт, малопроницаемый для воды (слой *1* на рис. 13—16); далее, тот же грунт, но с вымытыми мелкими частицами (слой *2*), т. е. более водопроницаемый, а затем располагается мелкозернистый грунт (слой *3*), и в центре — суглинистое ядро (слой *4*). Верх плотины устраивают насыпным способом (слой *5*).

Узбекский способ возведения земляных плотин позволяет использовать лессовые грунты [1], содержащие до 85% пылеватых и илистых частиц (0,05—0,005 *мм*), а также суглинки. При этом способе площадка, на которой возводится плотина, разделяется на небольшие карты — делянки, размеры которых (от 100 $м^2$ и более) определяются как принятым уровнем механизации, позволяющим окончить работы по засыпке делянки в течение одной смены, так и возможностью наполнять ее водой. Делянки обваловывают валиками из сухого грунта высотой 0,3—0,5 *м* и наполняют водой на половину высоты валиков. Этот уровень воды поддерживают в течение 1—2 часов [2], а затем делянки засыпают лессовым грунтом. Плотность такой укладки грунта в среднем равна 1,52 $т/м^3$ с увеличением в дальнейшем до 1,6 $т/м^3$. После засыпки делянок одного слоя возводят делянки следующего по высоте слоя и т. д. При этом способе возведения земляных плотин отпадает необходимость в укатке грунта, в устройстве пруда-отстойника, сбросных колодцев и отводных труб; новые делянки должны перекрывать старые «с перевязкой швов». Рассматриваемый способ получил дальнейшее развитие на строительстве Иркутской и одной из уральских ГЭС, где валики устраивались высотой 2 *м* при глубине воды 1,0—1,3 *м*. Объемный вес засыпанного в пруд грунта, укатанного самосвалами, достигал 1,5 $т/м^3$, а через 8 месяцев 1,65 $т/м^3$, причем 70—80% осадки слоя происходило в течение 10 суток после укладки [3]. При таком способе работ пригодны все грунты, строительство возможно в зимних условиях.

§ 13—4. ФИЛЬТРАЦИЯ ЧЕРЕЗ ПЛОТИНЫ НА НЕПРОНИЦАЕМОМ ОСНОВАНИИ

Расчет фильтрации через земляные плотины производится для учета в водохозяйственном расчете количества профильтровавшейся воды, для определения устойчивости откосов, когда необходимо знать положение свободной поверхности грунтовых вод, а также для установления как размещения, так и размеров дренажа. При проектировании и эксплуатации земляных плотин необходимо знать высшее и низшее положение депрессионной поверхности грунтовых вод как для расчета устойчивости откосов (верхнее положение депрессионной поверхности), так и для разработки мер против обмерзания (большей частью нижнее положение депрессионной поверхности).

Движение грунтовой воды в земляных плотинах рассматривается как струйчатое (ламинарное), в котором струйки не пересекаются между собой; между соседними струйками протекает постоянный расход грунтовой воды. Скорость фильтрации находится по уравнению Дарси:

$$v = ki, \qquad (13—5)$$

где k — коэффициент фильтрации;

i — гидравлический уклон (градиент).

Наглядное представление о движении грунтовых вод через земляную плотину дает гидродинамическая сетка (рис. 13—17), на которой показаны траектории струек (толстые линии) и линии, им перпендикулярные, — линии равных напоров (эквипотенциали — тонкие линии). Гидродинамическая сетка для безнапорного потока обладает теми же свойствами, что

---

[1] М. П. Кузьминов. Лессовидные грунты в земляных сооружениях, возводимых гидравлическим способом. Изд. АН УзССР, 1952; Труды института сооружений АН УзССР, 1949, 1951, 1955; М. П. Кузьминов. Земляные гидротехнические сооружения, Изд. АН УзССР, Ташкент, 1958.

[2] Инструкция по возведению земляных сооружений отсыпкой лессового грунта в воду. ВНИИГ — Энергоиздат, 1950.

[3] В. К. Ремизников. Опыт возведения водоупорных элементов земляных плотин отсыпкой грунта в воду. «Гидротехническое строительство» № 1, 1956.

и сетка для напорного потока; например, если гидродинамическая сетка составлена из подобных, одинаковой формы, ячеек (квадраты на рисунке 13—17), то тогда между соседними траекториями (токами) протекают одинаковые расходы фильтрационной воды (на рисунке 13—17 по $^1/_4$ общего расхода).

Грунтовая вода высачивается выше уровня нижнего бьефа на величину a_0, протекание ее через плотину совершается неравномерно, и если построить эпюру для вступающих в плотину расходов (позиции *1—2—3* на рисунке 13—17), то она укажет на интенсивное вступление воды в плотину у уреза ее (линия *2—3*) и на резкое снижение поступления воды по мере

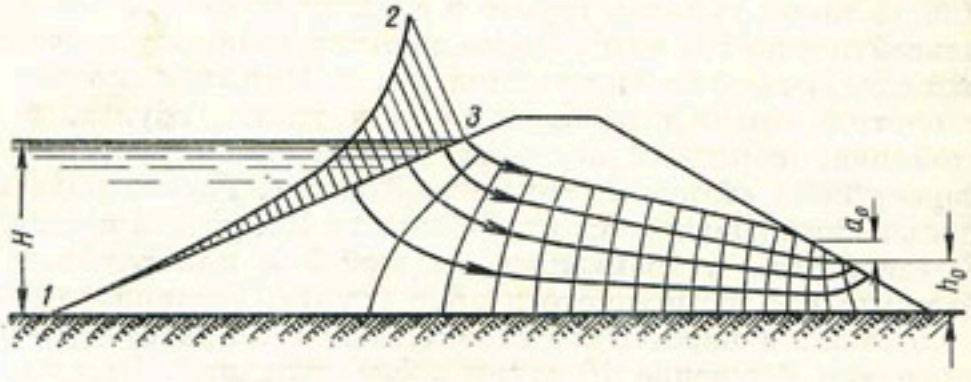


Рис. 13—17. Гидродинамическая сетка течения грунтовой воды и эпюра удельных расходов, входящих в однородную земляную плотину на непроницаемом основании.

приближения к нижней бровке плотины, где удельный расход становится равным нулю.

Для расчета фильтрации в земляных плотинах разработано большое количество способов, в основу которых положены известные допущения, несколько упрощающие процесс расчета за счет его точности. Сюда относятся, например, изучение течения грунтовых вод в форме установившегося и в условиях плоской задачи, в то время как грунтовая вода течет в сторону тальвега, отклоняясь от направления, нормального к продольной оси плотины; считается, что положение депрессионной поверхности не зависит от рода и качества грунта, что грунты в определенных областях фильтрации однородны, в то время как при укатке грунт плотины принимает (хотя и не резко выраженную) слоистую структуру с пониженным значением коэффициента фильтрации по вертикали, вследствие чего положение депрессионной поверхности повышается по сравнению с депрессионной поверхностью в однородной плотине [1].

Теория акад. Н. Н. Павловского фильтрации через земляные плотины на непроницаемом основании [2]. Фильтрация в однородных плотинах. Движение рассматривается на трех участках области фильтрации: 1) верховой клин от верхового откоса до оси *OY*, проведенной через бровку гребня плотины (рис. 13—18); 2) средний участок от оси *OY* до вертикали выклинивания (высачивания) линии депрессии на низовом откосе; 3) низовой клин от предыдущей вертикали до низового откоса.

Струйки, движущиеся в верховом клине, криволинейны; условно их заменяют прямолинейными и горизонтальными, а следовательно, и более длинными струйками; но так как удельные потери напора на прямых участках меньше, чем на кривых, то считается, что такая замена допустима. Для элементарной горизонтальной струйки верхового клина можно написать

---

[1] Е. А. Замарин. Фильтрация через укатанные земляные плотины. «Доклады ВАСХНИЛ» № 6, 1952.

[2] Н. Н. Павловский. О фильтрации через земляные плотины. Всесоюзная академия сельскохозяйственных наук имени В. И. Ленина (ВАСХНИЛ), Институт гидротехники и мелиорации, Л., 1931.

уравнение удельного расхода (при обозначениях, показанных на рис. 13—18):

$$dq = k\frac{a}{m(H_n - y)}dy, \text{ или } \frac{q}{k} = \frac{2{,}3a}{m}\lg\frac{H_n}{H_n - h_2}, \qquad (13—6)$$

где k — коэффициент фильтрации грунта плотины.

Для среднего участка имеем:

$$\frac{q}{k} = \frac{h_2^2 - h_1^2}{2S} = \frac{h_2^2 - y^2}{2x}. \qquad (13—7)$$

Для низового клина криволинейные струйки также заменяем прямо-

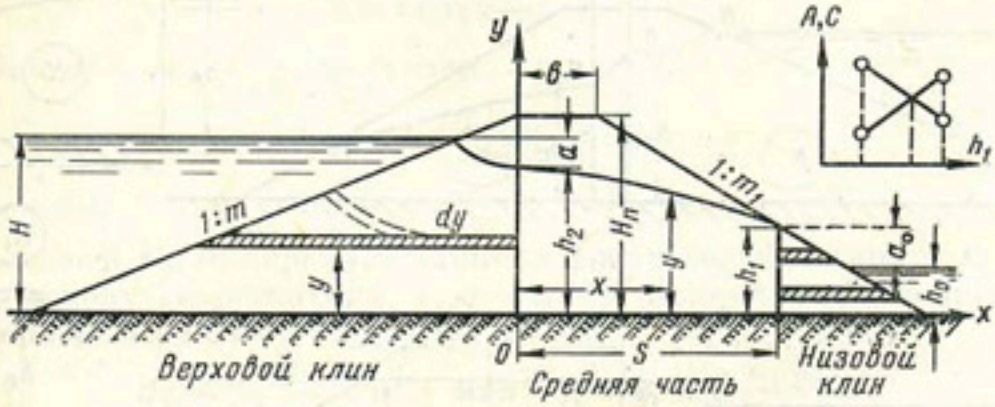


Рис. 13—18. Расчетная схема фильтрации через однородную плотину.

линейными и при отсутствии за плотиной воды ($h_0 = 0$) получим:

$$dq = k\frac{1}{m_1}dy, \text{ или } \frac{q}{k} = \frac{h_1}{m_1}. \qquad (13—8)$$

При наличии в нижнем бьефе воды ($h_0 > 0$) получим:

$$\frac{q}{k} = \int_{h_0}^{h_1}\frac{dy}{m_1} + \int_{0}^{h_0}\frac{h_1 - h_0}{m_1(h_1 - y)}dy = \frac{h_1 - h_0}{m_1}\left(1 + 2{,}3\lg\frac{h_1}{h_1 - h_0}\right). \qquad (13—9)$$

Длина S находится из выражения:

$$S = b + m_1(H_n - h_1). \qquad (13—10)$$

Уравнения (13—6) ÷ (13—10) можно решать по номограммам[1] или подбором, для чего задаются величиной h_1 и из (13—9) находят $\frac{q}{k} = C$; далее, подставив значение C в (13—7), находят h_2 и, подставив его в (13—6), находят $\frac{q}{k} = A$. Если C и A совпадают, решение найдено; если не совпадают, задаются иным значением h_1 и снова находят C и A. Построив прямые C и A в функции h_1, в точке их пересечения читают ответ (рис. 13—18 справа).

Фильтрация в ядровых плотинах. Расчет сводится к решению уравнений для условной однородной плотины, в которой толщина прямоугольного ядра увеличена по сравнению с заданной в $\frac{k}{k_1}$ раз, где k и k_1 — коэффициенты фильтрации грунта плотины и ядра; остальные части плотины остаются без изменений (рис. 13—19).

Возможность такой замены малой толщины ядра с малым коэффициентом фильтрации на большую толщину ядра с большим коэффициентом фильтрации (виртуальная замена) при сохранении постоянства расхода фильтрации через оба ядра устанавливается из равенства расходов (рис. 13—19 справа) на фильтрацию через две прямоугольные призмы грунта:

$$q = \frac{k_1}{t}\frac{h_b^2 - h_c^2}{2} = \frac{k}{T}\frac{h_b^2 - h_c^2}{2}, \qquad (13—11)$$

[1] Е. А. Замарин, П. И. Шипенко. Номографические расчеты гидросооружений. ОНТИ, М., 1934.

откуда получаем:

$$T = t\frac{k}{k_1}. \qquad (13—12)$$

Определив положение депрессионной кривой в условной плотине, переносим участки ее *ав* и *cd* на заданный профиль плотины.

Замена в расчете трапецеидальной формы ядра на прямоугольную средней толщины вносит погрешность около 6%.

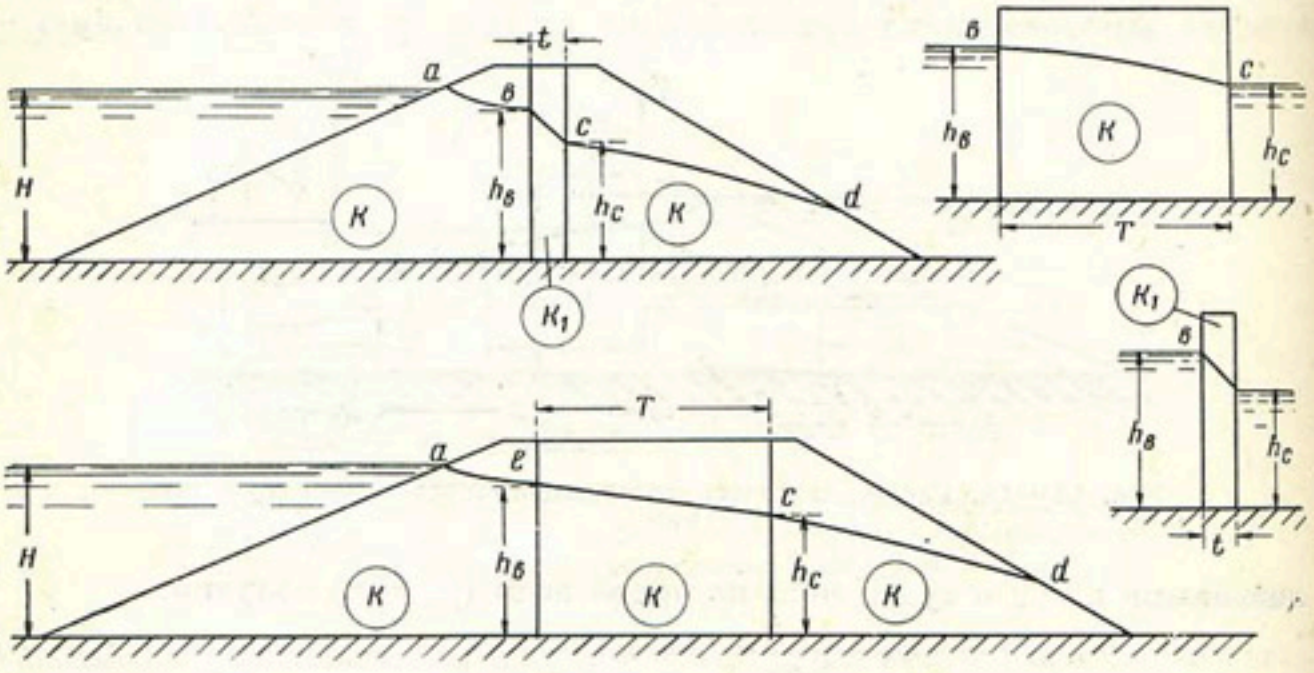


Рис. 13—19. Расчетная схема фильтрации через ядровую плотину.

Профессор К. А. Михайлов предлагает расчет ядровых плотин вести с учетом высачивания (выклинивания) грунтовой воды на низовой грани ядра, без замены его виртуальной длиной.

Фильтрация в экранных плотинах. В расчетной схеме экран считается постоянной толщины (рис. 13—20) и укладывается непосредственно на откос

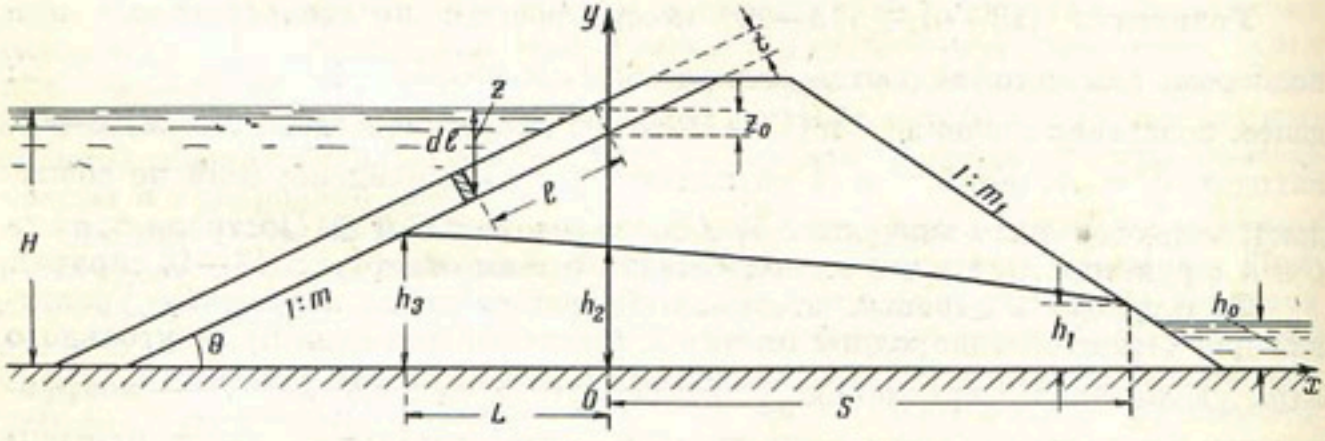


Рис. 13—20. Расчетная схема фильтрации через экранную плотину.

плотины под углом θ к горизонтали. Потерями на фильтрацию в защитном слое поверх экрана, вследствие больших коэффициентов фильтрации его, пренебрегают, т. е. считают, что уровень верхнего бьефа доходит до экрана.

Экраны возводят из водоупорного грунта; их коэффициент фильтрации намного меньше коэффициента фильтрации грунта плотины (в несколько сотен раз и более), поэтому через экран так мало фильтруется воды, что она в состоянии заполнить поры грунта плотины только на небольшую высоту, ниже которой движение грунтовой воды совершается как гравитационное, образуя депрессионную кривую. Выше депрессии грунт влажен, и по нему

под экраном движение грунтовой воды совершается по отдельным порам. Акад. Н. Н. Павловский рассматривает движение грунтовой воды на трех участках: через верхнюю часть экрана (выше линии депрессии), через нижнюю часть экрана (ниже линии депрессии) и в остальной части плотины.

Так как верхняя поверхность экрана является поверхностью равного напора, то, полагая струйки направленными нормально к ней, для первой части получаем:

$$dq_1 = k_1 \frac{z}{t} dl, \tag{13—13}$$

а так как:

$$z = t \cos\theta + l \sin\theta, \tag{13—14}$$

то, выражая dl через $\frac{dz}{\sin\theta}$, получаем:

$$q_1 = k_1 \frac{(H-h_3)^2 - z_0^2}{2t \sin\theta}, \tag{13—15}$$

где $z_0 = t \cos\theta$.

Для нижней части экрана, принимая распределение напора по подошве экрана по закону гидростатики, т. е. считая напор там постоянным и равным h_3, можно написать:

$$dq_2 = k_1 \frac{H-h_3}{t} dl, \quad \text{или} \quad q_2 = k_1 \frac{(H-h_3)h_3}{t \sin\theta}. \tag{13—16}$$

Так как полный расход на фильтрацию равен:

$$q = q_1 + q_2, \tag{13—17}$$

то:

$$q = k_1 \frac{H^2 - h_3^2 - z_0^2}{2t \sin\theta}, \quad \text{или} \quad \frac{q}{k} = \frac{H^2 - h_3^2 - z_0^2}{2tn \sin\theta}, \tag{13—18}$$

где $n = \frac{k}{k_1}$ равен отношению коэффициента фильтрации плотины к коэффициенту фильтрации экрана. Далее, акад. Н. Н. Павловский рассматривает движение как в однородной плотине, принимая за верхний клин участок от нижней поверхности экрана до вертикали, проведенной через конец первичной струйки экрана (до ординаты h_2), и расход верхнего клина считает равным только расходу, проходящему через нижнюю часть экрана, т. е. q_2, пренебрегая расходом q_1, проходящим через верхнюю часть экрана.

Если коэффициент фильтрации грунта экрана немного меньше коэффициента фильтрации грунта плотины (т. е. при некачественном экране), то линия депрессии за экраном стоит высоко (большая h_3), расход q_1 мал по сравнению с q_2 и им можно пренебречь.

Если коэффициент фильтрации грунта экрана значительно меньше коэффициента фильтрации грунта плотины (нормальный экран), то линия депрессии за экраном стоит низко (малая h_3), $q_1 \geqslant q_2$, пренебрегать q_1 нельзя и мы предлагаем учитывать q_1 в уравнениях движения грунтовой воды следующим образом.

Для участка $h_3 - h_2$ можно написать: $ky\frac{dy}{dx} = q_2 + \frac{q_1}{L}x$, или

$$k \frac{h_3^2 - h_2^2}{2L} = q_2 + \frac{q_1}{2}. \tag{13—19}$$

Уравнения, определяющие фильтрационый расход и положение депрессионной кривой с учетом q_1, будут:

$$\frac{2q_2 + q_1}{k} = \frac{h_3^2 - h_2^2}{L} = \frac{(H-h_3)(H+3h_3) - z_0^2}{2tn \sin\theta}; \tag{13—20}$$

$$\frac{q_1 + q_2}{k} = \frac{h_2^2 - h_1^2}{2S} = \frac{h_2^2 - y^2}{2x}; \tag{13—21}$$

$$\frac{q}{k} = \frac{h_1 - h_0}{m_1}\left(1 + 2{,}3 \lg \frac{h_1}{h_1 - h_0}\right). \tag{13—22}$$

Длины L и S принимаются по рисунку 13—20.

Академик Н. Н. Павловский рассмотрел очертания плотины с откосами постоянного (одинакового) заложения; в случае очертания плотины с ломаными откосами мы предлагаем в уравнения вводить значения m_1, соответствующие зоне выклинивания грунтовых вод, и значения m, соответствующие верхней зоне фильтрации в верховом клине.

Для расчета фильтрации через однородные плотины можно получить уравнения, решаемые без подбора.

Анализ опытных данных и гидродинамических сеток для плотин указывает на слабое участие в фильтрации нижней части верхового клина (рис. 13—17); отбрасывая эту часть из рассмотрения и условно добавляя,

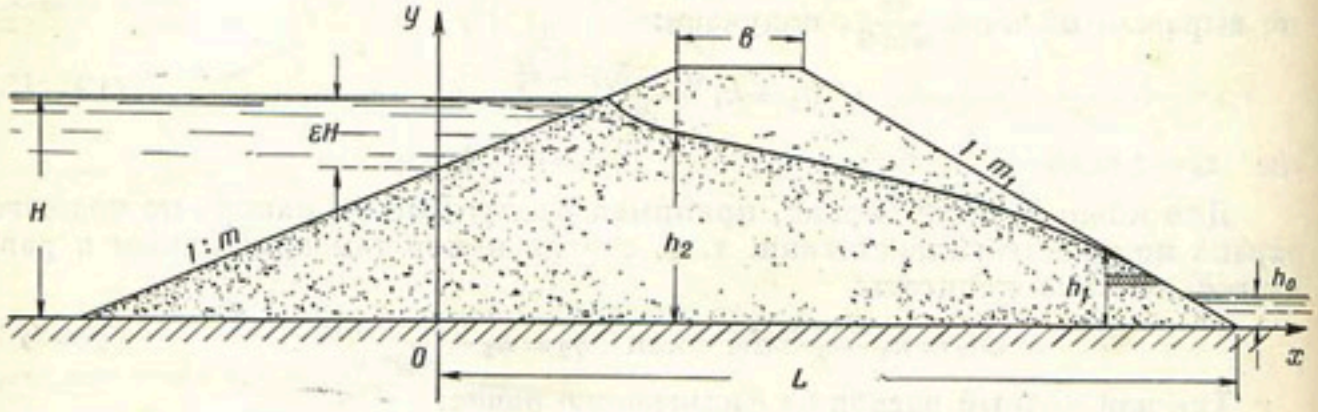


Рис. 13—21. Фильтрация через однородную плотину.

в компенсацию этого допущения, грунт от раздельного сечения OY до уровня гребня плотины, получим фильтрацию в условной трапеции (рис. 13—21), положение линии депрессии и расход которой будут близкими для действительной плотины.

Если в низовом клине считать струйки направленными горизонтально, т. е. так же, как это принято в теории акад. Н. Н. Павловского, то получаем следующие уравнения:

$$h_1 - h_0 = \frac{L}{m_1} - \sqrt{\frac{L^2}{m_1^2} - (H - h_0)^2}; \qquad (13—23)$$

$$\frac{q}{k} = \frac{H^2 - h_1^2}{2(L - m_1 h_1)} = \frac{H^2 - y^2}{2x}. \qquad (13—24)$$

Положение раздельной линии определяется значением ε, выбираемым от 0,4 до 0,3 (чем круче откос верхового клина, тем меньше ε); от ординаты h_2 линию депрессии плавно соединяют с урезом воды перед плотиной.

Дренированные плотины. Расчет фильтрации в однородной плотине ведется, как и в предыдущем случае, для плотины с раздельным сечением, εH (ε — принимается ближе к 0,4) (рис. 13—22).

Расход фильтрации при отсутствии подтопления с нижнего бьефа определяется по уравнению:

$$\frac{q}{k} = \frac{H^2}{2L} = h_1, \qquad (13—25)$$

а положение депрессионной кривой по уравнению:

$$y^2 = \frac{H^2}{L} x, \qquad (13—26)$$

где $L = L_1 + l$. Начало координат располагают на линии подошвы плотины на расстоянии l от начала дренажа, как показано на рисунке 13—22, *а*:

$$l = 0{,}5\left(\sqrt{L_1^2 + H^2} - L\right), \qquad (13—27)$$

или приближенно $l \cong (0{,}05—0{,}06)\ H$.

При наличии воды в нижнем бьефе ось OX располагают на уровне воды нижнего бьефа с началом координат на расстоянии l_1 от точки пересечения

уровня воды с верхней гранью дренажа (рис. 13—22, *б*):

$$l_1 = 0{,}5\left(\sqrt{L_1^2 + (H - h_0)^2} - L_1\right), \qquad (13\text{—}28)$$

где h_0 — глубина воды в нижнем бьефе.

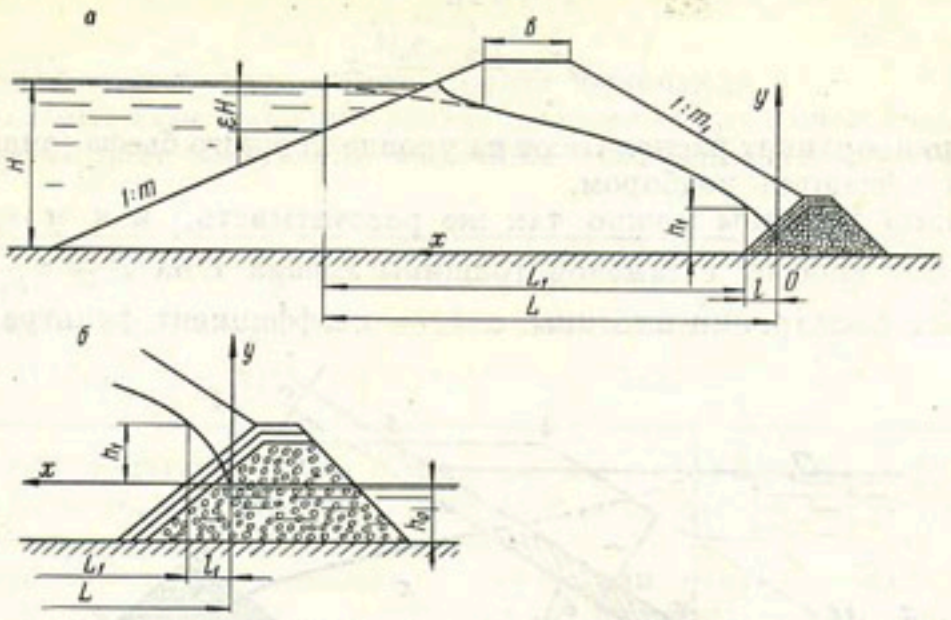


Рис. 13—22. Фильтрация через дренированную плотину:
а — дренаж без подтопления; *б* — дренаж с подтоплением.

Расход фильтрации определяется по формуле:

$$q = k\frac{H^2 - h_0^2}{2L}, \qquad (13\text{—}29)$$

и уравнение кривой депрессии:

$$y^2 = \frac{(H - h_0)^2}{L}x. \qquad (13\text{—}30)$$

Ядровые дренированные плотины рассчитывают по-предыдущему, с заменой толщины ядра t на $T = t\frac{k}{k_1}$.

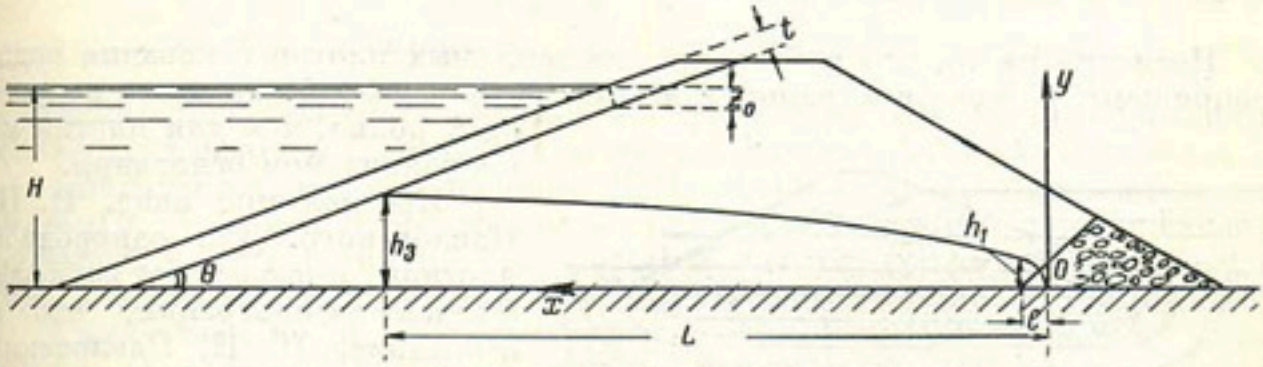


Рис. 13—23. Фильтрация через экранную плотину с дренажем.

Экранные дренированные плотины рассчитывают по следующим формулам, при обозначениях по рисунку 13—23 и при $l \cong (0{,}05 \div 0{,}06)\,h_3$:

$$\frac{q}{k} = \frac{H^2 - h_3^2 - z_0^2}{2\,tn\sin\theta}; \qquad (13\text{—}31)$$

$$\frac{q}{k} = \frac{h_3^2}{2L}; \qquad (13\text{—}32)$$

$$y^2 = \frac{h_3^2}{L}x, \qquad n = \frac{k}{k_1}. \qquad (13\text{—}33)$$

Уравнения (13—31), (13—32) и (13—33) решают подбором, который достаточно прост, если, задаваясь h_3, добиваться одинаковых q по уравнениям (13—31) и (13—32).

При наличии воды в нижнем бьефе уравнение (13—31) сохраняется, а уравнения (13—32) и (13—33) заменяются следующими:

$$\frac{q}{k} = \frac{h_3^2 - h_0^2}{2L}; \qquad (13—34)$$

$$y^2 = \frac{(h_3 - h_0)^2}{L} x. \qquad (13—35)$$

Начало координат располагают на уровне нижнего бьефа (рис. 13—22, *б*); уравнения решаются подбором.

Экранные плотины можно так же рассчитывать, как и ядровые, по виртуальному способу с заменой толщины экрана t на $T = t\frac{k}{k_1}$, где k — коэффициент фильтрации плотины, а k_1 — коэффициент фильтрации экрана

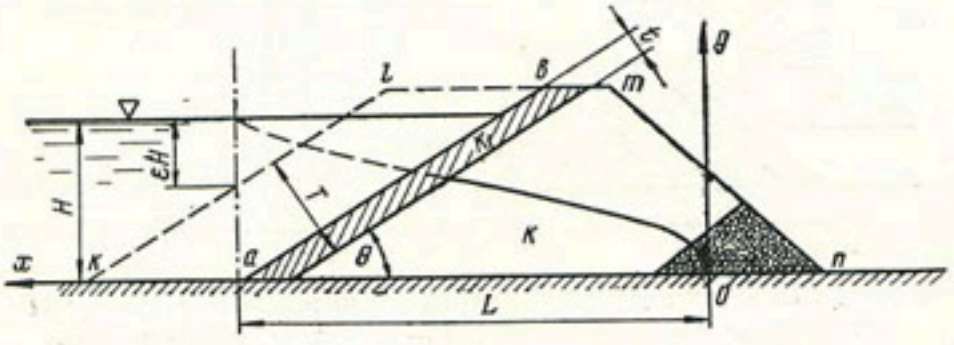


Рис. 13—24. Расчетный профиль однородной плотины *klmn*, равнозначный в фильтрационном отношении плотине с экраном *abmn*.

(рис. 13—24). Расчетный профиль однородной плотины *Klmn* равнозначен в фильтрационном отношении плотине с экраном. Все расчеты производятся, как для однородной плотины, по формулам (13—25) — (13—30).

§ 13—5. ФИЛЬТРАЦИЯ ЧЕРЕЗ ПЛОТИНЫ НА ПРОНИЦАЕМОМ ОСНОВАНИИ

Несмотря на то, что у большинства земляных плотин основания водопроницаемы, расчет фильтрации для этого случая разработан менее подробно и полно, чем для плотин на непроницаемом основании.

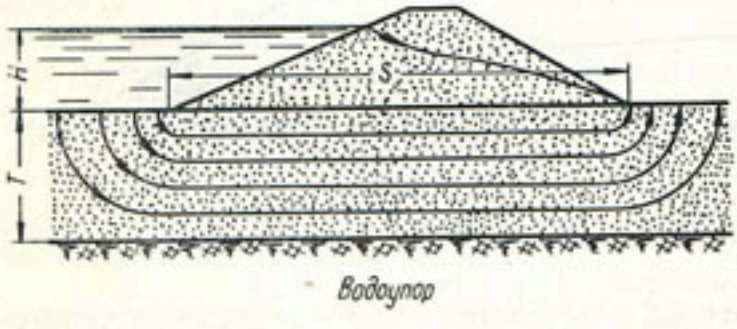


Рис. 13—25. Расчетная схема фильтрации через плотину и ее основание.

Предложение акад. Н. Н. Павловского. Для однородной плотины, имеющей тот же коэффициент фильтрации, что и основание, Н. Н. Павловский предлагает дважды рассматривать систему плотина — основание:

1) проницаемая плотина — непроницаемое основание;

2) непроницаемая плотина — проницаемое основание.

Для первой системы применимы приведенные в § 13—4 зависимости, по которым можно найти расход и положение кривой депрессии.

Вторая система в сущности представляет собой явление движения грунтовой воды под плоским флютбетом, рассмотренное в главе III. Здесь можно рассматривать движение грунтовой воды как по трубе высотой T (рис. 13—25), в которую вода входит через дно верхнего бьефа по кривым струйкам и выходит также по кривым струйкам через дно нижнего бьефа.

Таким образом, длина струек не будет равна длине подошвы плотины, а в среднем составит nL, где $n > 1$. Таким образом, средний градиент потока будет равен H/nL, а расход через основание:

$$q_1 = k_1 \frac{HT}{nL}, \qquad (13—36)$$

где k_1 — коэффициент фильтрации грунта основания.

Гидродинамическое решение задачи движения грунтовой воды под плоским флютбетом дает следующие величины коэффициента n (табл. 13—3).

Таблица 13—3

$\frac{L}{T}$	20	5	4	3	2	1
n	1,15	1,18	1,23	1,30	1,44	1,87

Далее, предполагается, что общий расход на фильтрацию будет равен сумме двух порознь подсчитанных расходов и депрессия будет той же, что и для случая непроницаемого основания.

Рассматриваемое предложение в отношении расходов можно распространить и на случай, когда коэффициент плотины меньше или больше

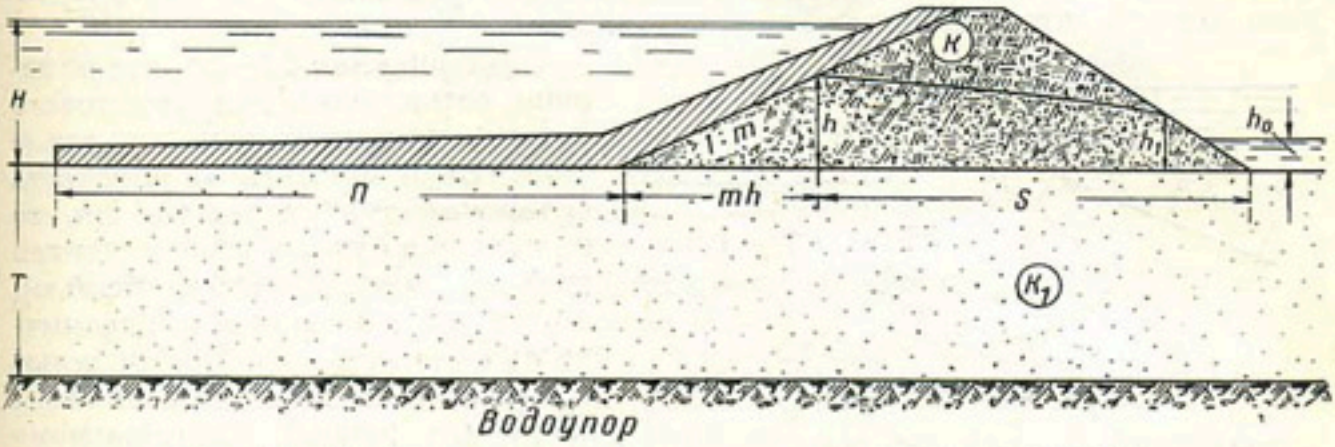


Рис. 13—26. Фильтрация через экранную плотину с понуром.

коэффициента фильтрации основания, а также на случай дренированных плотин, для которых L считается от начала плотины до начала дренажа.

Плотины с понуром и экраном. При проницаемых основаниях большой мощности, особенно когда коэффициент фильтрации грунтов основания велик, прибегают к устройству понура, которым уменьшают расход на фильтрацию, а дренажем снижают положение депрессионной кривой. Длину понура $П$ назначают по расчету, получая желаемое уменьшение расхода фильтрации; часто $П \geqslant (3 \div 5)\,H$. При устройстве понура и экрана из жирного суглинка можно пренебречь фильтрацией через них, тогда можно применить следующий приближенный прием расчета фильтрации.

Высоту стояния грунтовых вод под экраном и расход фильтрации находят подбором из уравнения (при обозначениях по рис. 13—26):

$$\frac{q}{k_1} = \frac{T}{n} \cdot \frac{H-h}{П+mh} = \frac{h-h_0}{S}\left(T + \frac{h+h_0}{2} \cdot \frac{k}{k_1}\right), \qquad (13—37)$$

где значение коэффициента n берется по таблице 13—3 с заменой в ней отношения $\frac{L}{T}$ на отношение $(П + mh + S) : T$.

Для дренированной плотины (рис. 13—27) уравнение (13—37) сохраняется, депрессионную же кривую строят по уравнению:

$$y^2 = \frac{(h-h_0)^2}{S} x. \qquad (13—38)$$

Неоднородные (с ядром, экраном и понуром) и однородные плотины на водонепроницаемых и проницаемых основаниях допускается рассчитывать по формулам, приведенным в СНиП II-И 4—62, а также экспериментальным путем по методу электрогидродинамических аналогий.

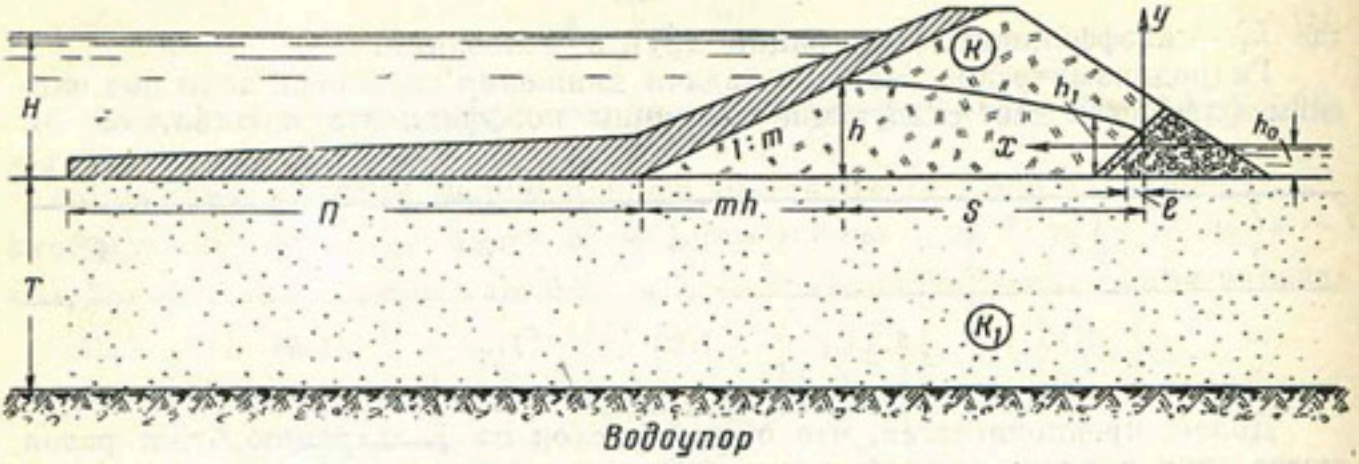


Рис. 13—27. Фильтрация через экранную плотину с понуром и дренажем.

Гидродинамические сетки, или сетки движения, обладают весьма ценными свойствами: их построение возможно для реальных условий грунтового потока при однородных и разнородных грунтах.

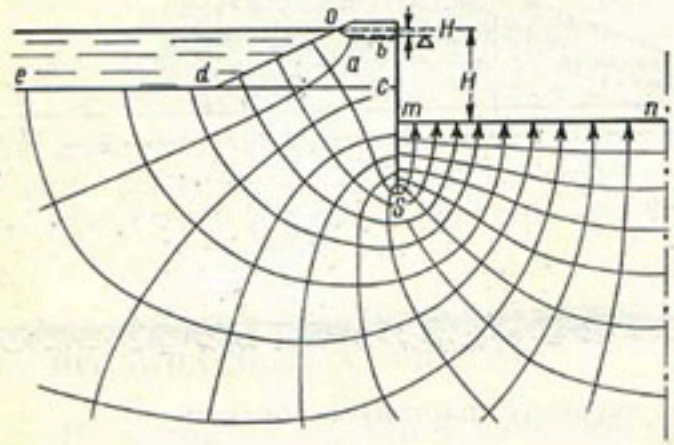


Рис. 13—28. Гидродинамическая сетка для грунтовой перемычки со шпунтом.

На рисунке 13—28 представлена сетка движения грунтового потока для котлована в русле реки. Если принять за плоскость сравнения дно котлована *mn*, то прямая *mn* будет нулевой линией равного напора (потенциалью), линия дна реки и откоса перемычки *edo* — начальной потенциалью с отметкой *H* (т. е. с величиной энергии, равной погашаемому напору *H*), линия *oabcsm* — первой линией течения (тока) и т. д.

Сначала сетку строят, полагая линию депрессии в перемычке совпадающей с горизонтом воды в реке; найдя из этой сетки число поясов *П*, находят $\Delta H = \frac{H}{П}$ и проводят горизонталь на расстоянии ΔH от уреза воды в реке. Пересечение этой горизонтали с первой потенциалью дает точку *a* депрессионной кривой.

В точке *c* напор равен $H - 2\Delta H$; в точке *b* напор будет средний между точками *a* и *c* и найдется интерполяцией по длинам *ab* и *bc*. Таким образом очерчивают линию депрессии *oab*, после чего проводят уточнение сетки.

По построенной сетке можно найти линию депрессии, фильтрационный расход, скорости фильтрации, напоры вдоль шпунта (и вообще в области движения) и градиенты выхода грунтовой воды в котлован, т. е. элементы, необходимые для расчета водоотлива и устойчивости грунтов котлована.

Сетки движения в земляных плотинах. Гидродинамическое решение фильтрационного потока (т. е. отыскание его напоров, скоростей и градиентов в каждой точке области фильтрации) в земляной плотине возможно путем графического построения сеток движения. Построение сеток движения в земляной плотине по существу не отличается от построения их под флютбетами сооружений и лишь несколько сложнее для случая земляной плотины из разнородных материалов.

Сетка движения строится таким образом. Сначала произвольно или по данным расчета плотины на непроницаемом основании строим линию депрессии. Дальнейшее построение сетки движения ведут, считая дно верхнего бьефа и верховой откос до уреза воды за первую потенциаль, подошву дренажа и дно нижнего бьефа, если $h_0 = 0$, за последнюю потенциаль. Установив таким образом границы области фильтрации и условия на них, начинают строить первую ленту потока, составляя ее из цепочки ячеек, имеющих примерно форму квадратов; аналогично строим цепочку квадратов второй, третьей и т. д. лент. В результате получается далеко еще не совершенная сетка движения, по которой, однако, можно уточнить дальнейшее построение и повысить точность графического решения.

На рисунке 13—29 приведена такая первичная (первое приближение) сетка движения. Уточнение ее ведется следующим образом: подсчитывают число поясов сетки n (для сетки на рисунке 13—29 $n = 14$); известно, что в каждом поясе теряется одна и та же доля напора $\Delta H = \frac{H}{n}$; следовательно, если за плоскость сравнения напоров принять уровень воды в нижнем бьефе, т. е. в нашем случае, когда $h_0 = 0$, дно нижнего бьефа, и считать здесь на последней потенциали напор равным нулю, то на первой следующей потенциали напор будет равен ΔH, на второй следующей — $2\Delta H$ и т. д.

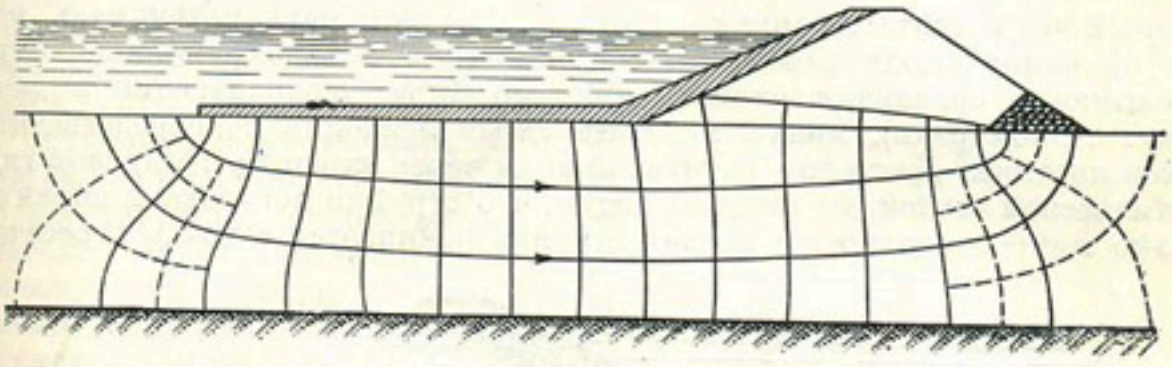


Рис. 13—29. Гидродинамическая сетка для экранной плотины с понуром.

Установив таким образом отметки напоров на каждой потенциали, проведем через точки пересечения линии депрессии с потенциалями вертикали и отложим на них, начиная от плоскости сравнения, напоры соответствующих потенциалей; полученный таким путем ряд точек соединим плавной кривой, которая и будет депрессионной линией второго приближения. По этой уточненной депрессионной линии строим сетку движения и находим число ее поясов. На основе этой сетки можно построить линию депрессии третьего приближения, но обычно погрешность сетки движения, построенной по второму приближению, не превышает 5%, что для практических расчетов является приемлемым.

На рисунке 13—30 показана сетка движения, построенная для случая, когда коэффициент фильтрации основания в 30 раз больше коэффициента грунта тела плотины [1]. Суммарный расход на фильтрацию через плотину и ее основание, подсчитанный по предложению акад. Н. Н. Павловского, не далек от расхода, получаемого по сетке. Положение депрессионной поверхности грунтовых вод в плотине, подсчитанное по акад. Н. Н. Павловскому для случая водонепроницаемого основания, будет выше, чем для водопроницаемого основания.

На рисунке 13—31 показана сетка движения для экранной плотины с отношением коэффициентов фильтрации грунтов плотины и экрана, равным 160; следовательно, вместо квадратов сетки экрана в плотине сетка будет состоять из узких прямоугольников с отношением сторон 1 : 160 (на

[1] Е. А. Замарин. Фильтрация через основания земляных плотин. «Гидротехника и мелиорация» № 4, 1959.

рис. 13—31 из-за трудности построения столь сильно вытянутых прямоугольников последние построены для групп квадратов).

Метод сеток движения в данном случае позволяет проверить работу экрана и подобрать правильно его очертание [1]. Во избежание вымыва частиц экрана под ним укладывают обратный фильтр.

Представим схему движения грунтовой воды в этой плотине. Ввиду сильной проницаемости пригрузки экрана можно пренебречь потерями

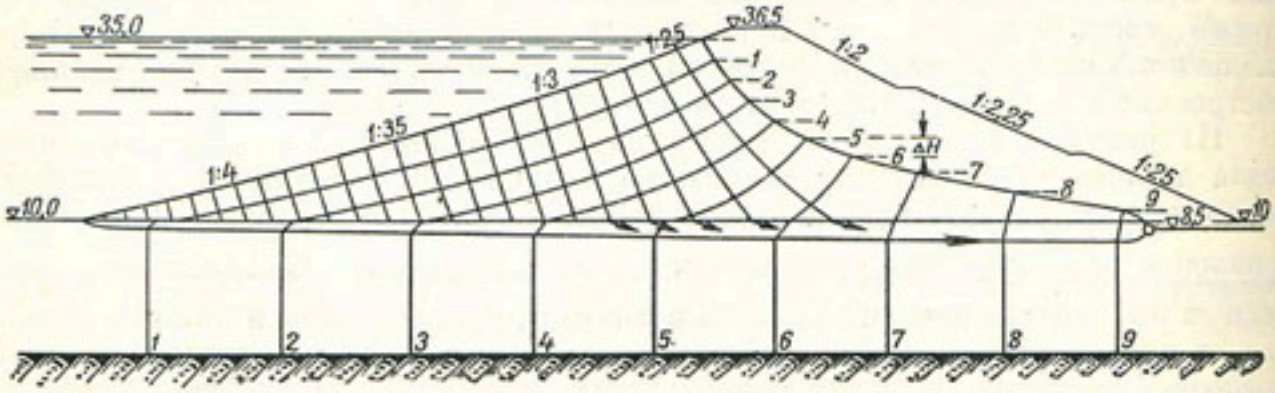


Рис. 13—30. Гидродинамическая сетка для плотины на неоднородном основании.

напора в ней и считать верхнюю грань экрана за первую потенциаль, вдоль которой напор всюду равен H — глубине воды в водохранилище. Считая за плоскость сравнения уровень нижнего бьефа (совпадающий в данном случае с дном реки), можем полагать экран лежащим непосредственно на супеси плотины. Движение грунтовой воды через экран представлено гидродинамической сеткой, из которой видно, что струйки вступают в экран нормально к его поверхности; первая струйка начинается в точке пересечения

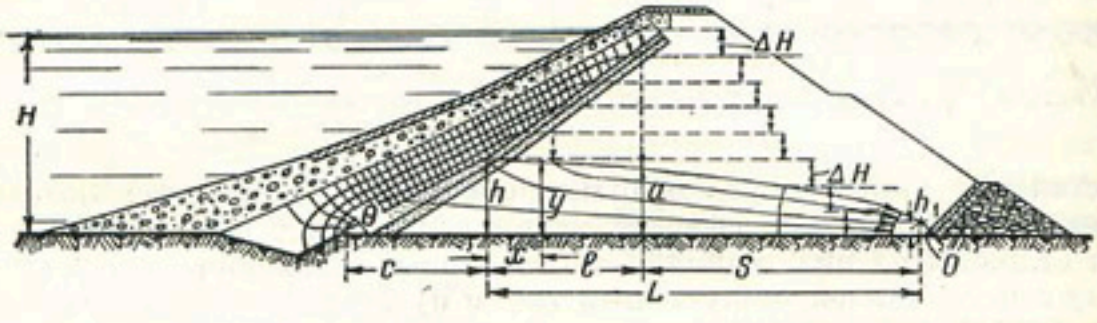


Рис. 13—31. Гидродинамическая сетка для экранной плотины.

уреза воды пруда с поверхностью экрана; она движется примерно по параболе вниз; пройдя экран, струйка падает по вертикали вниз до смыкания с линией депрессии.

Подобным же образом проходят по кривым путям и другие струйки, также падая вниз по линии депрессии; по мере удаления от уреза воды кривизна струек в экране уменьшается.

Правильно запроектированный экран должен быть устойчив против оползания и вымыва, но не содержать излишних запасов. Последнее требование удовлетворяется при равномерной фильтрации через экран, характеризуемой размерами квадратов гидродинамической сетки; чем равномернее квадраты, тем равномернее фильтрация. Для достижения этого толщина экрана должна постепенно увеличиваться книзу до линии депрессии; ниже ее можно было бы делать экран постоянной толщины, однако в целях получения большей устойчивости и здесь продолжают утолщать экран, хотя и незначительно. Верх и низ сетки в экране имеют крупные квадраты, т. е. сравнительно слабую фильтрацию.

[1] Е. А. Замарин. Гидродинамические сетки движения. «Научные записки Московского ИИВХ», вып. IV, 1937.

Метод сеток дает возможность проанализировать работу отдельных конструкций плотины (шпунты, ядра, экраны, понуры) и всей плотины в целом и тем самым выбрать из них наилучшие, установить их размеры и расположение. В настоящее время разработан ряд аналитических решений фильтрации через земляные плотины [1].

§ 13—6. ФИЛЬТРАЦИЯ В ОБХОД ПЛОТИНЫ

Вода, проникая из водохранилища в берега, постепенно насыщает их, вызывая в первые годы работы водохранилища увеличенные потери. Вследствие непостоянства уровня воды перед плотиной (из-за сработки водохранилища) движение грунтовых вод становится неустановившимся и, сочетаясь с бытовым потоком грунтовых вод, может менять направление [2].

Грунтовая вода склонов долины за водохранилищем, направляясь к тальвегу, может выклиниваться, заболачивать склоны, особенно если имеются пойменные и вышерасположенные террасы, ухудшать санитарное состояние нижнего бьефа плотины, вызывать оползни склонов долины.

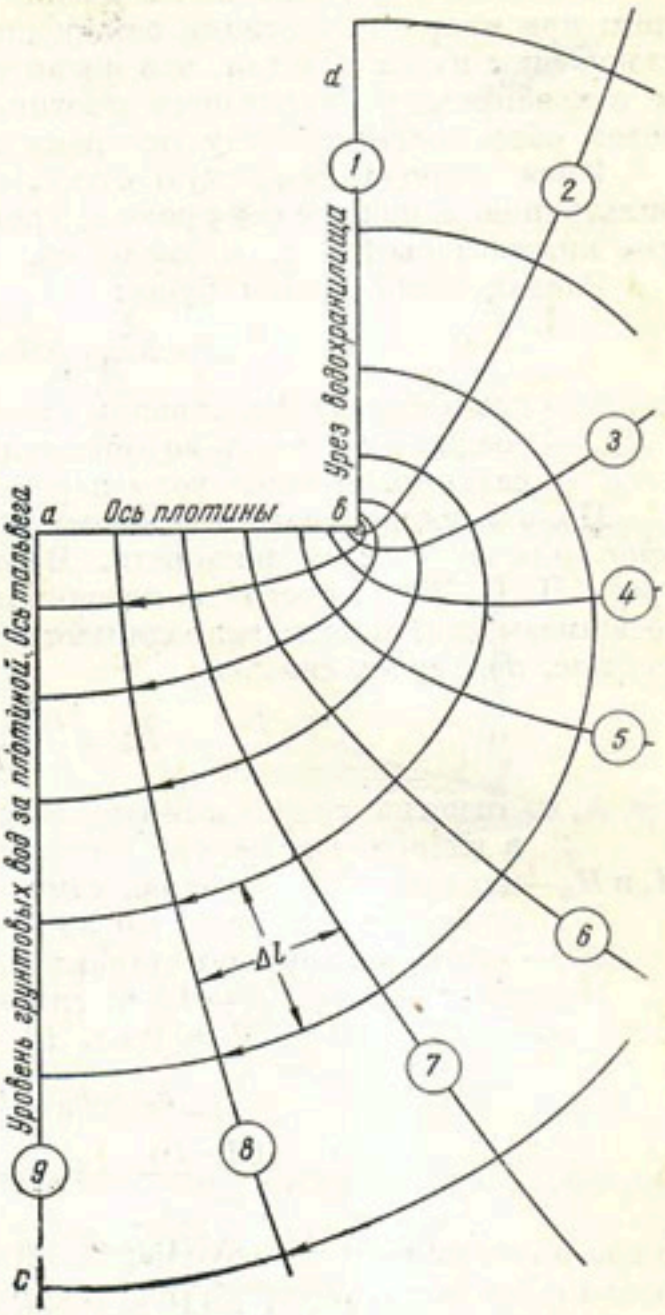


Рис. 13—32. Гидродинамическая сетка потока грунтовых вод, обтекающего земляную плотину.

Опыт эксплуатации земляных плотин показывает, что эти неблагоприятные явления, развиваясь, создают опасные для плотины или сооружений при ней положения; следовательно, при проектировании необходимо рассмотреть вопрос обтекания плотины потоком грунтовых вод и если будет установлена возможность неблагоприятных для сооружений последствий, то предупредить их, наметив соответствующие мероприятия [3].

В крупных и средних земляных плотинах обычно устраивают мощные каменные призмы с фильтрами или дренажами той или иной конструкции, но эти призмы (дренажи), хорошо дренируя тело плотины и ее основание, не в состоянии предупредить неблагоприятные последствия обтекания плеч

---

[1] Ф. Б. Нельсон-Скорняков. Фильтрация в однородной среде. Академия наук СССР, М., 1947; А. М. Мхитарян. Фильтрация воды через земляные плотины на проницаемых основаниях. «Известия Академии наук Армянской ССР» № 5, 1950; П. Я. Полубаринова-Кочина. Теория движения грунтовых вод. Госиздат технико-теоретической литературы, М., 1952.

[2] Е. А. Замарин. Потери воды из водохранилищ на фильтрацию; П. И. Шипенко. О потерях на фильтрацию из водохранилищ. «Научные записки Московского гидромелиоративного института», т. VII, М., 1939.

[3] Е. А. Замарин. Береговая фильтрация в обход земляных плотин. «Доклады ВАСХНИЛ» № 7, М., 1949.

плотины; да и самые призмы (дренажи) работают иначе, чем это принималось в расчете: вода притекает к ним не по направлению, перпендикулярному к оси плотины, а струйками, искривленными в сторону тальвега.

В качестве первого приближения можно учесть обтекание плеч плотины при мощном залегании однородного грунта под плотиной и в берегах следующим путем. Считая, что поток грунтовых вод через плотину и через ее основание перехватывается плотинным дренажем, рассмотрим отдельно поток, обтекающий плотину, построив для него сетку движения (рис. 13—32).

Имея гидродинамическую сетку, можно по ней подсчитать расход на фильтрацию и положение уровней грунтовых вод по отдельным поперечникам нижнего бьефа, т. е. выяснить, выклиниваются ли они на склонах.

Расход одной ленты будет:

$$q = kH_{ср}\,\Delta H = kH_{ср}\,\frac{H}{\Pi}\,, \qquad (13—39)$$

где k — коэффициент фильтрации грунта;

$H_{ср}$ — средняя мощность водопроницаемого слоя;

H — разность уровней воды перед и за плотиной.

Но эта гидродинамическая сетка неприменима при водопроницаемом основании небольшой мощности. В этом случае, используя предложение проф. Н. Е. Жуковского [1] о потенциальной функции $\varphi = vh$ в уравнении несжимаемости, можно гидродинамическую сетку перевести в сетку гидроизогипс, пользуясь связью:

$$h_{n-1}^2 - h_n^2 = \frac{H_1^2 - H_к^2}{\Pi} = \Delta(H^2), \qquad (13—40)$$

где h_n — отметка гидроизогипсы, совпадающей с линией равного напора в гидродинамической сетке того же порядкового номера;

H_1 и $H_к$ — начальная и конечная отметки уровня грунтовых вод, т. е. перед плотиной и в тальвеге за плотиной;

Π — число поясов гидродинамической сетки.

Например, пусть $H_к = 12$ *м*, глубина воды в водохранилище $H = 20$ *м*, тогда $H_1 = 12 + 20 = 32$ *м* (рис. 13—33). Имеем $\Pi = 8$,

$$h_n = h_9 = H_к = 12 \text{ м};$$

$$\frac{H_1^2 - H_к^2}{\Pi} = 110 = \Delta(H^2);$$

$$h_8 = \sqrt{h_9^2 + \Delta(H^2)} = \sqrt{144 + 110} = \sqrt{254} = 15{,}9 \text{ м};$$

$$h_7 = \sqrt{254 + 110} = \sqrt{364} = 19{,}1 \text{ м} \text{ и т. д.}$$

Сопоставим отметки гидроизогипс и потенциалей.

№	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Потенциали	32,0	29,5	27,0	24,5	22,0	19,5	17,0	14,5	12,0
Гидроизогипсы	32,0	30,1	28,4	26,3	24,2	21,8	19,1	15,9	12,0

Как видно, гидроизогипсы имеют большие отметки, поэтому в случае малых $H_к$ гидродинамическую сетку следует пересчитать на сетку гидроизогипс.

На рисунке 13—33 показаны депрессионные линии за плотиной, построенные по приведенной таблице и по сетке рисунка 13—32; масштаб разли-

[1] Н. Е. Жуковский. Теоретическое исследование о движении подпочвенных вод. Собрание сочинений, т. VII, 1937.

чен для обоих берегов: для левого берега прямая ab по сетке равна AB, а для правого $ab = AE$.

Как видно из рисунка 13—33, линия депрессии EN выклинивается; поэтому для предупреждения заболачивания склона необходимо устроить

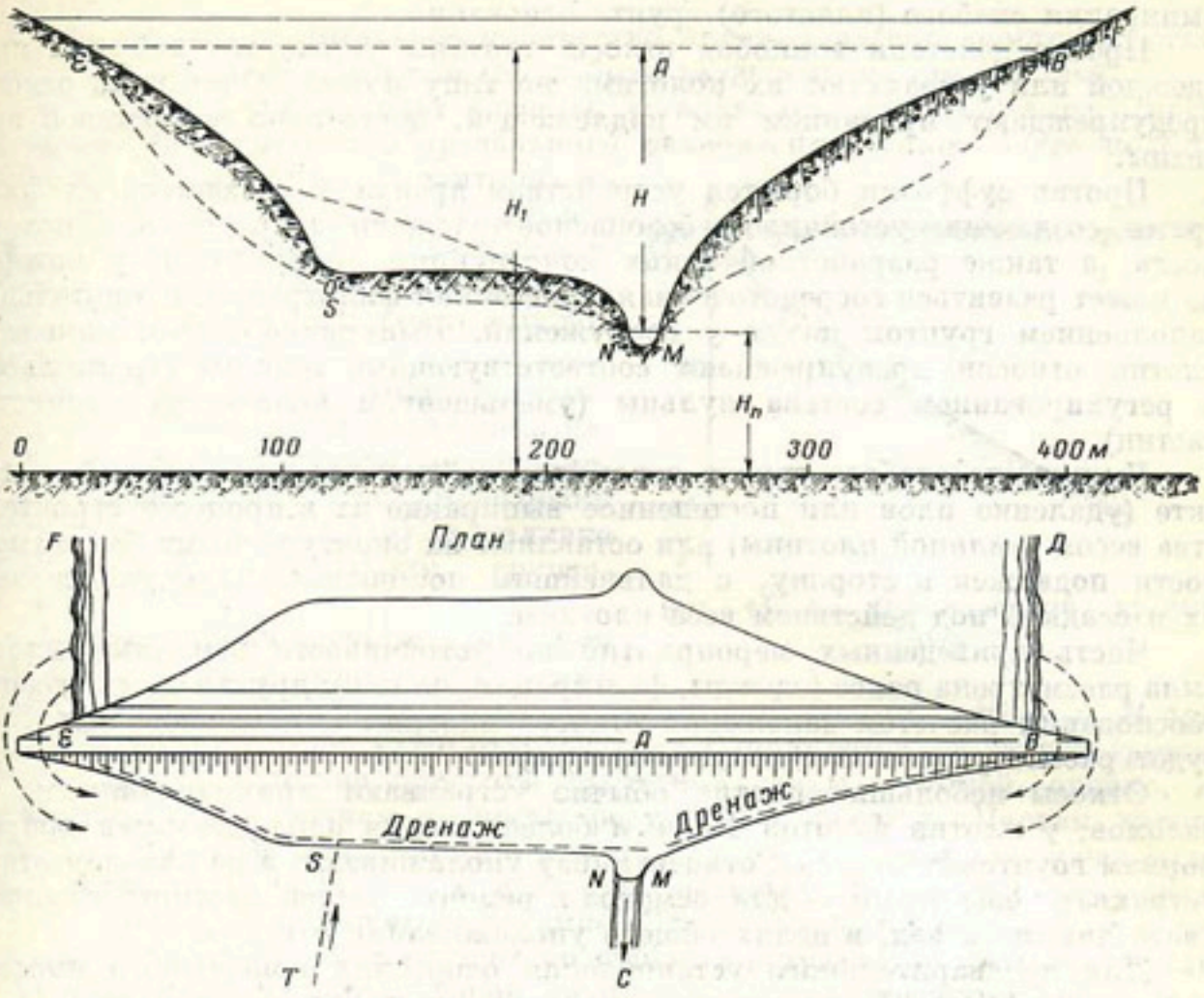


Рис. 13—33. Профиль створа и план земляной плотины.

дренаж TS, включив его в плотинный дренаж; также следует проверить устойчивость откоса ES.

Около уреза воды у плотины (точка b, рис. 13—32) ячейки сетки мелки, следовательно, здесь движение грунтовых вод более интенсивно; представляется целесообразным этот участок покрыть понуром, что будет способствовать понижению депрессионной кривой и небольшому уменьшению фильтрационного расхода.

Расход одной ленты сетки гидроизогипс найдется из уравнения:

$$q = 0{,}5\, k\Delta\,(H^2). \qquad (13—41)$$

Глава 14

Устойчивость земляных плотин

§ 14—1. УСЛОВИЯ УСТОЙЧИВОСТИ ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН

Земляные плотины представляют собой настолько большие грунтовые массивы, что нет основания проверять их на сдвиги от давления воды, ни тем более на опрокидывание. Разрушение земляных плотин возможно волнобоем; от оползания откосов из-за их крутизны или из-за быстрого снижения уровня водохранилища, когда уровень грунтовой воды в плотине со стороны

верхнего откоса снижается со значительным опозданием против снижения уровня водохранилища; от усиленной фильтрации, вызывающей суффозию грунта, особенно в случае пристенной фильтрации вдоль сооружений; от выпирания откосов незатвердевшим грунтом ядра намывной плотины; от выпирания слабого (илистого) грунта основания.

Против действия волнобоя откосы плотины укрепляют той или иной одеждой или устраивают их пологими по типу пляжа. Оползание откосов предупреждают приданием им надлежащей, достаточно устойчивой крутизны.

Против суффозии борются устройством дренажей с защитой их фильтрами, создающим устойчивое и безопасное положение депрессионной поверхности, а также разработкой таких конструкций сооружений, у которых не может развиться сосредоточенная пристенная фильтрация, и тщательным заполнением грунтом пазух у сооружений. Выпирание ядром намывных плотин откосов предупреждают соответствующими темпами строительства и регулированием состава пульпы (уменьшением количества глинистых частиц).

Выпирание слабого грунта основания предусматривают заранее в проекте (удаление илов или постепенное выпирание их в процессе строительства весом земляной плотины) или оставляют их оконтуренными без возможности подвижек в сторону, с дальнейшим постепенным самоуплотнением их и осадкой под действием веса плотины.

Часть приведенных мероприятий по устойчивости земляных плотин была рассмотрена ранее (одежды, фильтрация, пляжи); другая часть касается обоснования расчетом заложений откосов плотины и намывного ядра, что будет рассмотрено в следующих параграфах.

Откосы небольших плотин обычно устраивают прямолинейными, без изломов; у плотин высотой 12 *м* и более, следуя наблюдаемым в природе формам грунтовых откосов, откосы книзу уполаживают, а на низовом откосе устраивают еще бермы — для осмотра и ремонта частей плотины, для перехвата ливневых вод, в целях общего уполаживания откосов.

Для предварительного установления очертания поперечного профиля земляных плотин IV класса можно использовать данные таблицы 14—1, в которой по СН и П II-И. 4—62 приведены величины заложений откосов при грунтах в основании таких же или более прочных, чем тело плотины. Ширина гребня выбирается в соответствии с классом дороги, прокладываемой через плотину.

Таблица 14—1

Наименование откоса	Расчетная высота плотины в *м*						Примечание
	до 5		от 5 до 10		от 10 до 15		
	при грунтах тела плотины						
	глинистых	песчаных	глинистых	песчаных	глинистых	песчаных	
Верховой	2	2,5 *; 2 **	2,5	3 * 2,5 **	3	3 *, **	* Для плотин, не имеющих экранов, или с тонким экраном
Низовой с дренажем	1,5	2	1,75	2	1,75	2	** Для плотин, верховой клин которых состоит из суглинков или супесей
Низовой без дренажа	1,75	2	2	2,25	2,25	2,25	

В плотинах большой высоты через каждые следующие 10 *м* по вертикали от гребня заложение верхового откоса увеличивается на 0,5, а низового — на 0,25. Бермы устраиваются на откосах плотин высотой более 14 *м*.

§ 14—2. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ОТКОСОВ

Предварительно намеченный профиль земляной плотины должен быть для средних и высоких плотин проверен на устойчивость откосов против оползания.

Предложено значительное количество приемов расчета земляных откосов против оползания; все они могут быть разделены на две группы.

В первую группу входят расчеты, устанавливающие очертание откоса, находящегося в состоянии предельного равновесия; всякое более пологое очертание откоса будет гарантировать его устойчивость с некоторым известным запасом; грунт при этом рассматривается однородным (изотропным), депрессионная поверхность грунтовых вод отсутствует [1].

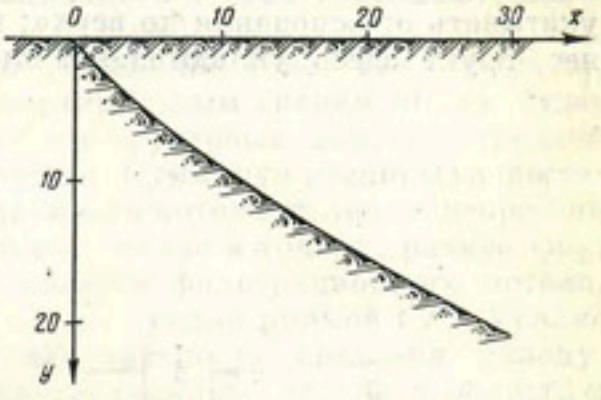


Рис. 14—1. Равнопрочный профиль откоса.

Во вторую группу входят расчеты, в которых учитывается различие в качестве грунтов плотины, основания, дренажа (считаемых также однородными каждый в своей области) и наличие депрессионной поверхности грунтовых вод.

Первая группа расчетных приемов проста по технике выполнения самих расчетов; вторая — сложна, расчеты ведутся длительным подбором. В производстве расчет устойчивости откосов чаще выполняется по второй группе, по-видимому, вследствие простоты расчетной схемы, которой, однако, не соответствует достаточная точность результатов расчета. Первая группа расчетных приемов менее принята в производстве, по-видимому, из-за сильных допущений, положенных в основу расчета; однако эти кажущиеся сильные допущения обычны в технике. Это обстоятельство дает основание расчетные приемы первой группы по точности результатов расчетов считать не уступающими приемам второй группы и заслуживающими использования в производстве предпочтительнее второй группы. Рассмотрение расчетных приемов начнем с первой группы.

Рассматривается плоская задача предельной устойчивости однородного грунта, при этом считается, что напряженное состояние массива грунта подчиняется гидростатическому закону распределения напряжений, т. е. на глубине h напряжение считается равным γh, где γ — объемный вес грунта (первое допущение).

В таком массиве отыскивается очертание откоса предельной устойчивости; если по этому очертанию выполнить откос, то уравнение, по которому было построено его очертание в сплошном массиве грунта, сохранится и для случая откоса, т. е. для случая удаления грунта с правой стороны полученного очертания откоса на рисунке 14—1 (второе допущение).

Профессор Н. Н. Маслов предложил для очертания равнопрочного профиля откоса с коэффициентом устойчивости $k = 1$ следующее уравнение:

$$x = \frac{y}{\operatorname{tg}\varphi} - \frac{c}{\gamma \operatorname{tg}^2\varphi} \ln \frac{(\gamma y + q)\operatorname{tg}\varphi + c}{q \operatorname{tg}\varphi + c}, \qquad (14—1)$$

где x и y — координаты профиля откоса;

q — удельное внешнее давление на горизонтальную поверхность гребня в $т/м^2$;

[1] В. В. Соколовский. Статика сыпучей массы. Изд. АН СССР, М., 1942; А. М. Сенков. Расчет устойчивости земляных масс. Доклад на совещании о путях развития механики грунтов. Лен. отд. ВНИТО строителей, Л., 1950. Н. М. Маслов. Некоторые новые принципы оценки степени устойчивости откосов и склонов. X научная конференция Ленинградского инженерно-строительного института. Тезисы докладов, Л., 1952.

c — удельное сцепление грунта в $т/м^2$;
φ — угол внутреннего трения грунта;
γ — объемный вес грунта в $т/м^3$.

Более крутое очертание вызовет оползание откоса, более пологое с $k > 1$ — устойчивое состояние откоса.

Недостатком расчетов равнопрочных откосов является отсутствие в них учета фильтрации, что вынуждает неявно компенсировать его введением повышенных значений коэффициентов устойчивости; вместе с тем эти расчеты просты и ясны, позволяют учитывать различие в геотехнических характеристиках грунтов. Грунты земляных плотин нет необходимости одинаково укатывать от основания до верха; нижняя часть плотины укатывается сильнее, грунт здесь укладывается плотнее; в средней части плотность укатки

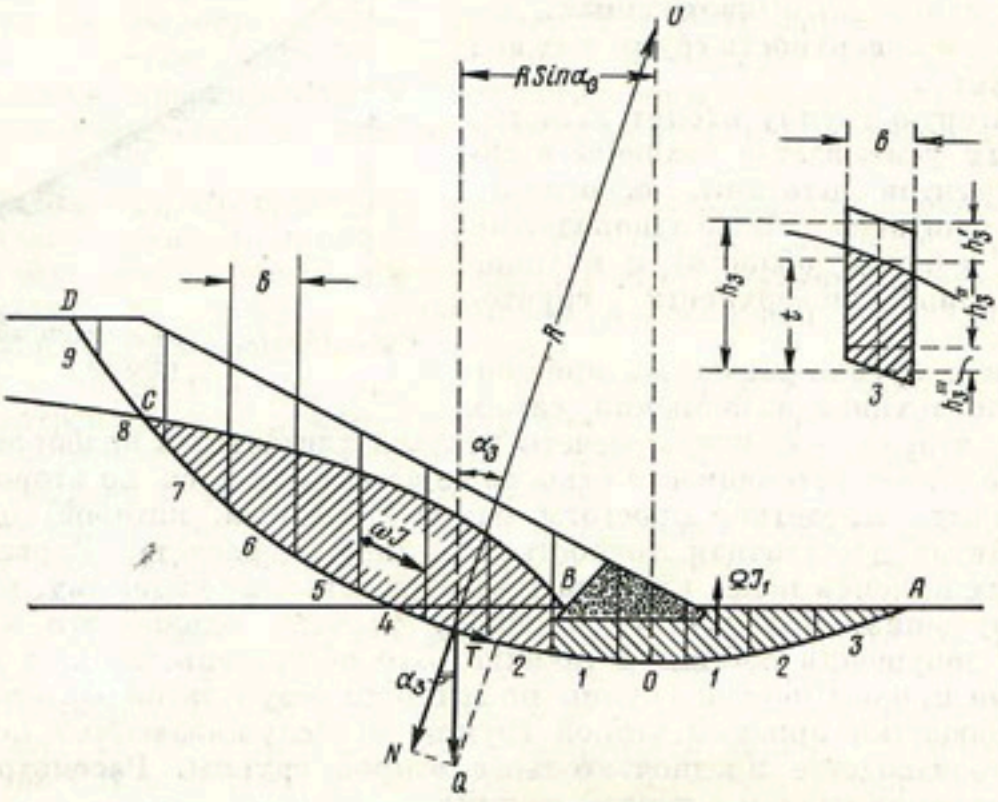


Рис. 14—2. К расчету устойчивости откосов.

несколько меньше, выше — еще меньше. Каждому такому слою грунта свойственны свои геотехнические характеристики.

Расчет устойчивости земляных откосов по круглоцилиндрическим поверхностям скольжения является приближенным приемом расчета, и степень устойчивости в нем оценивается отношением момента удерживающих сил к моменту сдвигающих относительно некоторой произвольно выбранной точки. Задача рассматривается как плоская, действующие силы — вес грунта в области скольжения, силы трения и силы сцепления — условно переносятся на поверхность скольжения, гидродинамическая сила фильтрационного потока учитывается как объемная. Ввиду произвольности выбора центра моментов приходится расчет вести для нескольких центров и принимать тот, для которого получается меньший коэффициент устойчивости.

Рассматриваемый способ расчета устойчивости откосов дает в большинстве случаев заниженные значения коэффициентов устойчивости (запаса) откоса.

Расчет заключается в следующем. Проводят одну из предполагаемых поверхностей скольжения радиусом R (дуга ACD на рис. 14—2); область, ограниченную поверхностью скольжения и внешним очертанием плотины, разбивают на отсеки шириной $b = 0{,}1\,R$, размещая нулевой отсек под центром дуги и далее относительно центра кривизны дуги скольжения; составляют уравнение моментов сил, действующих на отсеки.

Действующими силами считаются: вес отсека Q, сила трения на подошве отсека F, сила сцепления по подошве отсека S и гидродинамическое давление фильтрационного потока. Силы, действующие на плоскостях раздела отсеков, не учитывают, считая их внутренними.

Перенося силу веса на подошву отсека, разлагают ее на составляющие — касательную $T = Q \sin\alpha$ и нормальную $N = Q \cos\alpha$, где α — угол наклона подошвы отсека к горизонтали; тогда $F = N\operatorname{tg}\varphi$, где φ — угол внутреннего трения грунта откоса; $S = cl$, где c — удельное сцепление в $т/м^2$; l — длина подошвы отсека [1].

Гидродинамическое давление фильтрационного потока учитывают, исходя из следующих допущений (считая $\gamma_0 = 1\ т/м^3$).

Рассмотрим один из отсеков призмы обрушения (рис. 14—2 справа); разность гидростатических давлений по вертикальным граням отсека будет равна σti, где i — средний градиент потока грунтовых вод, t — средняя высота от линии депрессии до подошвы отсека. Суммируя разницы гидростатических давлений по всей зоне фильтрационного потока от линии депрессии до кривой скольжения, получаем сдвигающее усилие в тоннах, равное $\omega i_{ср}$, где ω — площадь в квадратных метрах области фильтрационного потока, $i_{ср}$ — средний градиент потока в области ω (т. е. уклон прямой CB). Усилие $\omega i_{ср}$ приложено в центре тяжести ω и направлено по среднему уклону.

Для дренированных плотин учет фильтрационного потока в области ω до начала дренажа ведется по-прежнему; от начала дренажа до конца кривой скольжения (область Ω), где направление потока близко к вертикальному, принимают это направление за вертикальное со средним градиентом i_1 (находимым по гидродинамической сетке). Тогда вертикальное усилие от фильтрационного потока будет равно Ωi_1 и приложено в центре тяжести области Ω.

Отношение момента удерживающих сил к моменту сдвигающих сил представляет собой величину коэффициента устойчивости плотины k (принимаемого равным 1,3 ÷ 1,5):

$$k = \frac{\Sigma Q \cos\alpha \operatorname{tg}\varphi + \Sigma cl}{\Sigma Q \sin\alpha + \omega i_{ср}\frac{r}{R} + \Omega i_1 \frac{r_1}{R}}, \qquad (14—2)$$

где r и r_1 — плечи соответствующих гидродинамических сил фильтрационного потока.

Суммирование ведут по всем отсекам, принимая $\alpha > 0$ для левых и $\alpha < 0$ — для правых отсеков; при выбранной ширине отсеков $b = 0{,}1\ R$ получается, что $\sin\alpha_1 = 0{,}1$, $\sin\alpha_2 = 0{,}2$, т. е. синус равен порядковому номеру отсека, разделенному на 10.

Вес отсека равен:

$$Q = \gamma_{пр} hb = b(\gamma_1 h' + \gamma_2 h'' + \gamma_3 h'''), \qquad (14—3)$$

где h', h'', h''' — участки сухого, мокрого или иного грунта;

γ_1, γ_2, γ_3 — их объемные веса;

$\gamma_{пр}$ — приведенный для высоты h объемный вес отсека;

$$\gamma_{пр} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots}.$$

Объемный вес мокрого грунта (ниже кривой депрессии) определяется из формулы:

$$\gamma_{мок} = (1 - n)(\delta - \gamma_0), \qquad (14—4)$$

где n и δ — порозность и удельный вес грунта;

γ_0 — удельный вес воды.

Суммирование сил сцепления ведут с учетом качества грунта и его состояния (сухой или мокрый); величины φ и c принимают по данным

---

[1] В статье О. В. Вяземского и Г. Н. Ягодина «О приближенном методе расчета устойчивости земляных и бетонных гидротехнических сооружений по круглоцилиндрическим и иным произвольным поверхностям скольжения» указывается, что разложение сил следует вести по Крею». «Известия ВНИИГ», т. 57, 1957.

изысканий или по справочникам; в предварительных расчетах можно принимать следующее значение φ и c (табл. 14—2).

Таблица 14—2

Грунты	φ естественной влажности	φ насыщенный водой	c (в $т/м^2$)
Глинистые	40—45	12—18	9—10
Суглинистые	35—40	19—25	2—5
Песчанистые	30—35	20—27	0—0,5

При строительстве в сейсмических районах необходимо учитывать сейсмические нагрузки, приложенные в центре тяжести оползня (см. § 17—3).

При расчете откосов из грунтов, обладающих трением и сцеплением, центры опасных поверхностей располагаются в круговом кольце, ограниченном с двух сторон: прямой, наклонной под углом 85° к линии откоса AB, и вертикалью; обе эти линии проводят из точки середины линии откоса (точка C на рисунке 14—3).

Из этого центра круговое кольцо описывают следующими радиусами, выраженными в долях H.

Откосы	1 : 1	1 : 2	1 : 3	1 : 4	1 : 5	1 : 6
Внутренний радиус	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3,0
Внешний радиус	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

Далее, В. В. Фандеев [1] предлагает при расчете устойчивости для заданного откоса строить на чертеже часть кругового кольца по данным приведенной таблицы и из намеченных в этой части центров проводить кривые скольжения.

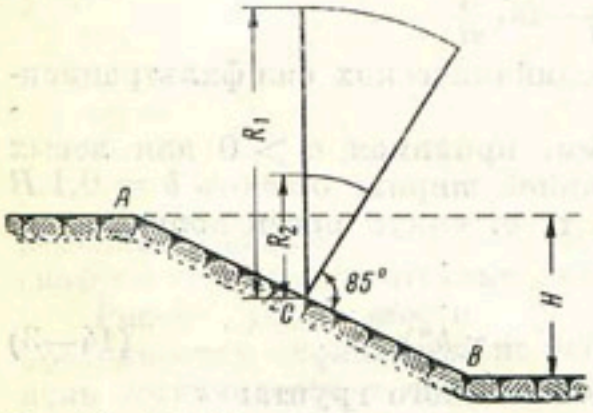


Рис. 14—3. Область центров расчетных кривых скольжения.

Что касается выбора радиуса кривых скольжения R, то приходится определять коэффициенты устойчивости для нескольких кривых скольжения, проводя их примерно от середины гребня плотины.

В зоне кривых с меньшими коэффициентами устойчивости проводят дополнительно несколько кривых для нахождения наиболее опасной из них, при которой получается наименьший коэффициент устойчивости.

В способе Р. Р. Чугаева, названном им «способом весового давления», рассматривается отсек грунта обрушения как единого твердого тела [2]. В нем принимается, что алгебраическая сумма элементарных сил, т. е. величина N, равна внешней (объемной) силе, т. е. силе тяжести грунта G.

Уравнение предельного равновесия для рассматриваемого отсека обрушения будет таким:

$$\Sigma G \sin \alpha = \Sigma G \operatorname{tg} \varphi + cL. \qquad (14—5)$$

[1] В. В. Фандеев. К вопросу расчета устойчивости земляных откосов. «Научные записки МГМИ», вып. VIII, М., 1939.

[2] Р. Р. Чугаев. Расчет устойчивости земляных откосов и бетонных плотин на нескальном основании по методу круглоцилиндрических поверхностей обрушения. Госэнергоиздат, 1963.

Действие фильтрационного потока, выклинивающегося на откос, в этом способе выражено внешней силой в виде эпюры давления $BMNCC'B$, ординаты которой нормальны к дуге скольжения (рис. 14—4). Равнодействующая этих сил давления P_0 проходит через центр окружности скольжения; тем самым ее момент относительно этого центра равен нулю.

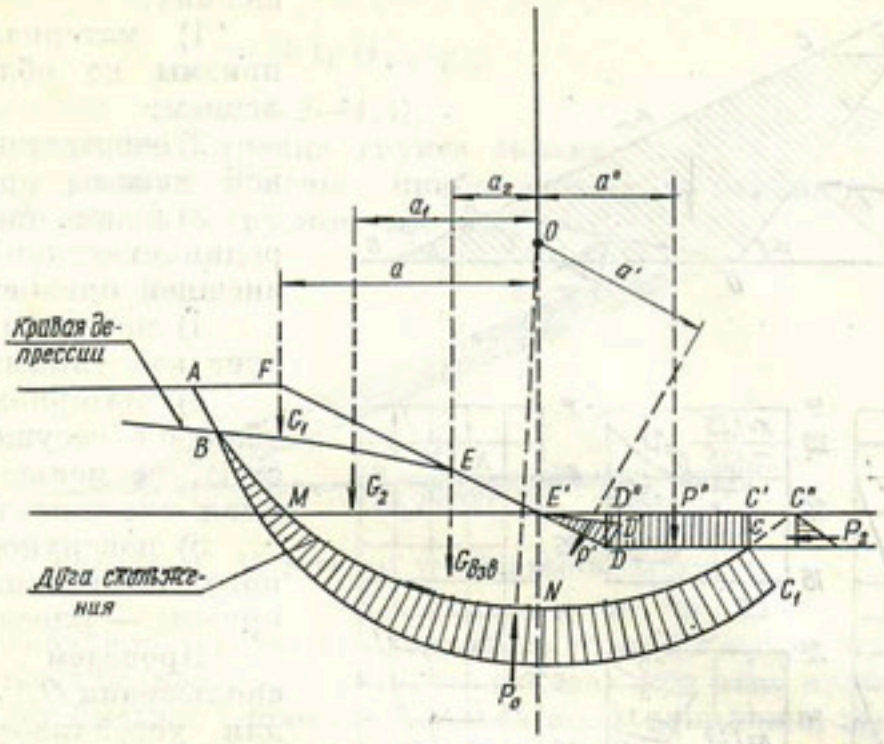


Рис. 14—4. Расчетная схема к способу Р. Р. Чугаева.

При наличии слоя воды выше подошвы откоса на поверхность откоса $E'D$ будет действовать сила P' — гидростатическое давление, изображенное эпюрой $E'DD'$, а также сила P'' — гидростатическое давление в виде эпюры $DD''C'CD'$, действующее на горизонтальную поверхность DC. Вычитая из момента активных сил момент сил веса воды в объеме $MC''NM$ (этот момент относительно центра О равен нулю), Р. Р. Чугаев получает в окончательном виде момент активных сил:

$$M_{ак} = G_1 a + G_2 a_1 + G_{взв} a_2, \qquad (14—6)$$

где G_1 — вес грунта выше кривой депрессии (площадь $AFEBA$);

G_2 — вес насыщенного грунта в зоне, ограниченной кривой депрессии, отрезком кривой скольжения и продолжением линии уровня воды перед откосом ME' (площадь $BEE'MB$);

$G_{взв}$ — вес взвешенного грунта в зоне, ограниченной уровнем ME' и кривой скольжения (площадь $ME'DCNM$);

a, a_1 и a_2 — плечи соответственных сил.

Момент удерживающих сил, или, как его называет Р. Р. Чугаев, «пассивный» момент, определяется по формуле:

$$M_{пасс} = (G'_{взв} + G_1) \operatorname{tg} \varphi R + cLR, \qquad (14—7)$$

где $G'_{взв}$ — вес взвешенного грунта, расположенного между кривой депрессии и дугой скольжения.

В порах глинистых грунтов тела плотины и основания под влиянием приложенных внешних сил и собственного веса в процессе уплотнения грунта возникает давление (поровое давление консолидации). По СН и П II-И. 4—62 это давление следует учитывать при расчете устойчивости откосов и осадки в земляных плотинах высотой свыше 25 *м*.

§ 14—3. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ЯДРА НАМЫВНЫХ ПЛОТИН

Расчет устойчивости ядра при очертании внешней призмы по трапеции методом, разработанным проф. М. М. Гришиным и инж. Б. Н. Федоровым, ведут при следующих допущениях:

1) материал внешней призмы не обладает сцеплением;

2) очертания ядра и внешней призмы прямолинейны;

3) можно пренебречь гидродинамическими силами во внешней призме;

4) материал ядра действует как тяжелая жидкость;

5) материал основания обладает несущей способностью, не меньшей, чем материал внешних призм;

6) поверхность возможного скольжения внешней призмы — плоскость[1].

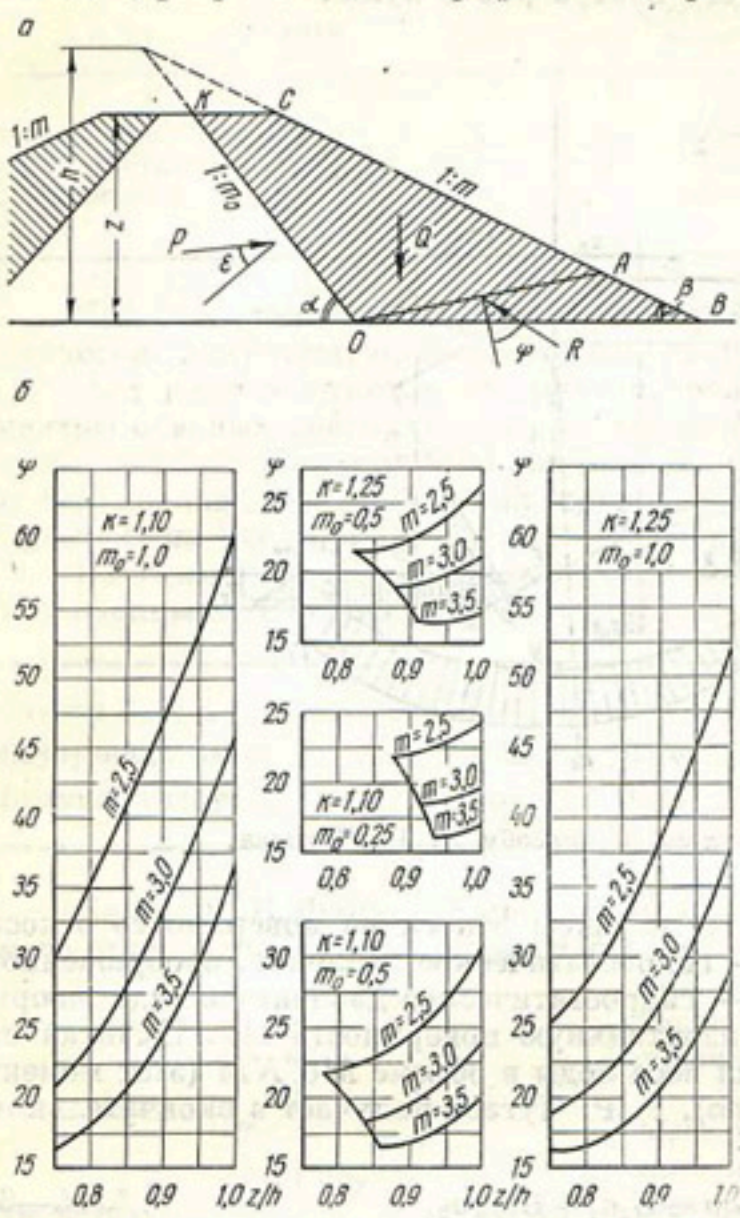


Рис. 14—5. Графики для расчета устойчивости ядра намывных плотин:
а — расчетная схема; *б* — графики.

Проведем плоскость скольжения OA (рис. 14—5); для устойчивости внешней призмы необходимо: 1) чтобы было соблюдено равновесие следующих сил: P — давления ядра, Q — веса призмы и R — реакции на плоскости скольжения, откуда можно найти величину угла φ между R и нормалью к OA; 2) чтобы угол внутреннего трения грунта призмы был больше φ.

М. М. Гришиным и Б. Н. Федоровым составлены графики (рис. 14—5) для отыскания угла скольжения φ в зависимости от заложений откоса ряда m_0, внешнего откоса плотины m и от величины отношений $k = \frac{\gamma}{\gamma_1}$, где γ_1 — объемный вес грунта внешней призмы, γ — объемный вес ядра.

В тех случаях, когда несущая способность грунтов внешней призмы больше, чем грунтов основания, расчет устойчивости ведут, как для укатных плотин.

§ 14—4. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ЭКРАНА

Считается, что устойчивость экрана против сползания его по откосу будет обеспечена, если проекция на горизонтальное направление сдвигающей силы будет меньше суммы проекций на горизонталь силы трения и силы отпора грунта призмы abc (рис. 14—6).

Пренебрегая отпором грунта по плоскости cb (что увеличивает запас расчета), можно считать, что сдвигающая экран сила равна $T = Q \sin \Theta$,

[1] М. М. Гришин. Гидротехнические сооружения, т. I. Стройиздат, М., 1947.

где Q — вес 1 пог. *м* экрана, и что сила трения равна:

$$F = N \operatorname{tg} \varphi = Q \cos \Theta \operatorname{tg} \varphi. \qquad (14-8)$$

Для устойчивости экрана необходимо выполнить зависимость:

$$Q \sin \Theta < Q \cos \Theta \operatorname{tg} \varphi \qquad (14-9)$$

или

$$k \operatorname{tg} \Theta \leqslant \operatorname{tg} \varphi, \qquad (14-10)$$

где k — коэффициент запаса (1,2—1,4);

φ — угол внутреннего трения грунта экрана.

Схема такого расчета, конечно, приближенная, в ней не учитывается сцепление грунта экрана с грунтом плотины.

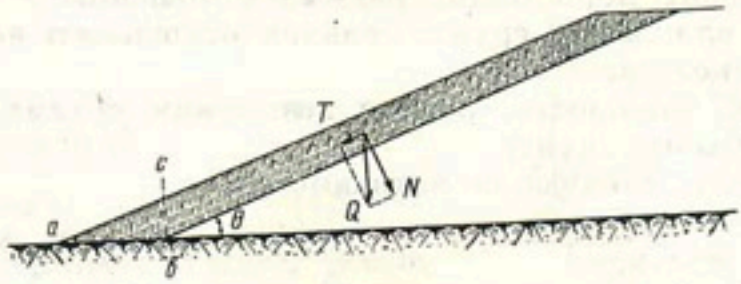


Рис. 14—6. К расчету устойчивости экрана.

Поверку устойчивости экрана и верхового откоса следует производить по кривым скольжения (как и для низового откоса); при этом наиболее опасным случаем будет быстрое снижение уровней водохранилища, вызывающее появление гидродинамических сил, действующих на экран со стороны плотины.

Глава 15

Осадка земляных плотин и сооружений

§ 15—1. КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ ИЗ МЕХАНИКИ ГРУНТОВ

Приведем классификацию грунтов по гранулометрическому составу (табл. 15—1).

Таблица 15—1

Вид грунта	Содержание частиц в % к общей массе		
	глинистых < 0,005 *мм*	пылеватых 0,005—0,05 *мм*	песчаных 0,05—2 *мм*
Глина:			
тяжелая	> 60	—	—
легкая	> 30	Меньше, чем глинистых	Меньше, чем глинистых
Суглинок:			
тяжелый	20—30	Меньше, чем песчаных	Больше, чем пылеватых
средний	15—20	Меньше, чем песчаных	Больше, чем пылеватых
легкий	10—15	Меньше, чем песчаных	Больше, чем пылеватых
Супесь:			
тяжелая	6—10	Меньше, чем песчаных	Больше, чем пылеватых
легкая	3—6	Меньше, чем песчаных	Больше, чем пылеватых
Песок:			
крупнозернистый	< 3	—	Больше 50% частиц диаметром 0,5—2 *мм*
среднезернистый	< 3	—	То же, диаметром 0,25—0,5 *мм*
мелкозернистый	< 3	—	То же, диаметром 0,1—0,25 *мм*
пылеватый	< 3	Больше, чем песчаных	—

Приведенная в таблице 15—1 классификация грунтов до некоторой степени помогает предусмотреть строительные свойства грунтов, однако она недостаточна для их более точной оценки[1].

Остановимся на наиболее употребительных характеристиках грунтов, обозначив:

n — пористость, т. е. объем пор в единице объема грунта;

m — объем частиц грунта (скелета) в единице объема грунта;

Δ — удельный вес частиц грунта;

δ — объемный вес скелета, т. е. вес единицы объема сухого грунта (при 105° С);

γ — объемный вес (объемная масса) грунта, т. е. вес единицы объема грунта с учетом веса воды в порах (естественный грунт);

ε — коэффициент пористости, равный отношению n к m;

e — весовая влажность грунта, равная отношению веса воды в порах к весу скелета;

e_0 — объемная влажность, равная отношению объема воды в порах ко всему объему грунта.

Можно написать следующие зависимости:

$$m+n=1, \qquad m=\frac{\delta}{\Delta}, \qquad n=\frac{\Delta-\delta}{\Delta}; \tag{15—1}$$

$$\varepsilon=\frac{n}{m}=\frac{n}{1-n}, \qquad n=\frac{\varepsilon}{1+\varepsilon}; \qquad m=\frac{1}{1+\varepsilon}; \tag{15—2}$$

$$l=\frac{\gamma-\delta}{\delta}, \qquad e_0=\gamma-\delta=e\delta. \tag{15—3}$$

При заполнении всех пор грунта водой полная влагоемкость грунта $e_п$ по (15—1) и (15—3) будет равна:

$$e_п\delta=n=1-\frac{\delta}{\Delta} \quad \text{или} \quad e_п=\frac{1}{\delta}-\frac{1}{\Delta}. \tag{15—4}$$

Предел пластичности соответствует той влажности грунта e_p, при которой тесто, приготовленное из грунта и воды и раскатанное в проволоку, начинает при дальнейшем раскатывании крошиться, т. е. перестает быть пластичным.

Предел текучести соответствует такой влажности e_L, когда два куска грунтового теста, положенные в чашку, сливаются вместе лишь при сильном толчке. Разность между e_L и e_p называется числом пластичности i, т. е. $i=e_L-e_p$.

Глины разделяют на три класса пластичности по количеству q песка, смешиваемого с единицей веса сухой глины и уничтожающего вязкость глины:

глины	I	класса	пластичности	$q>2$;	число пластичности	15
»	II	»	»	$2>q>1$	»	»	15—7
»	III	»	»	$q<1$	»	»	7—1
»			непластичные	$q=0$	»	»	1

Диаграммы пористости (компрессионные кривые). Для глинистых и мелкозернистых грунтов изучение зависимости между внешним давлением на грунт и сжатием грунта производится в целях устранения влияния сил поверхностного натяжения на образцах грунта, покрытых водой.

Зависимость между сжатием слоя грунта, характеризуемым коэффициентом пористости и равномерно распределенной нагрузкой на него без возможности бокового расширения грунта, представлена на рисунке 15—1.

---

[1] Н. Я. Денисов. Строительные свойства глинистых пород и их использование в гидротехническом строительстве. Энергоиздат, 1956; Н и ТУ проектирования естественных оснований зданий и промышленных сооружений (Н и ТУ 127—55), М., 1955.

В практике нагрузки на грунт колеблются в небольших пределах (1—5 *кг/см*²), поэтому соответствующий участок компрессионной кривой может быть принят, без большой погрешности, за прямую. Тогда можно написать:

$$\varepsilon_1 - \varepsilon = a(p - p_1) = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{p_2 - p_1}(p - p_1), \qquad (15—5)$$

$$\varepsilon = \varepsilon_0 - ap. \qquad (15—6)$$

В уравнениях (15—5) и (15—6) величина $a = \operatorname{tg}\alpha$ называется коэффициентом сжимаемости (или уплотнения).

Уравнение (15—5), написанное в дифференциальной форме:

$$-d\varepsilon = a \cdot dp, \qquad (15—7)$$

показывает, что бесконечно малое относительное изменение объема пор грунта прямо пропорционально изменению уплотняющих давлений на грунт; следовательно, для однородных упруго-уплотненных грунтов возможно применение теории упругости для определения деформаций грунтов.

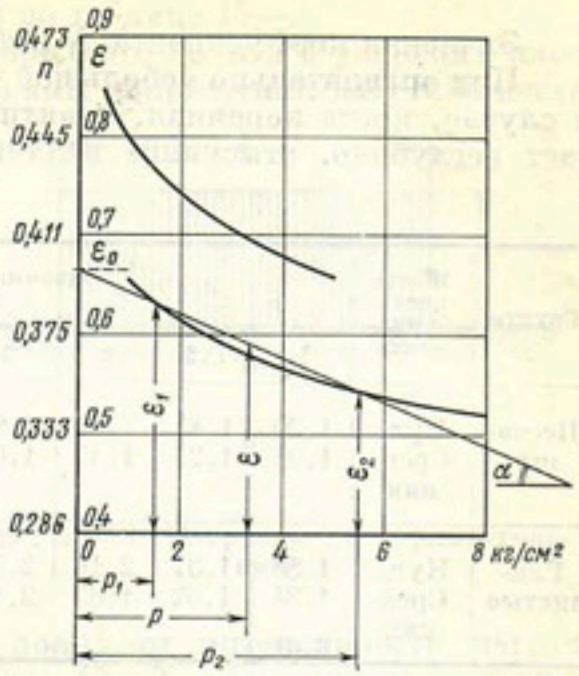


Рис. 15—1. Диаграмма пористости леса с ненарушенной (верхняя) и с нарушенной структурой.

Однако непостоянство, по мере возрастания нагрузки, модуля нормальной упругости $\frac{1}{a}$, особенно для песков, гравия, ограничивает применение решений теории упругости.

Полная осадка S слоя грунта при невозможности бокового расширения находится из уравнения:

$$S = T_1 - T_2, \qquad (15—8)$$

где T_1 и T_2 — начальная и конечная толщины слоя грунта [1].

Так как объем скелета грунта не меняется, то можно написать:

$$\frac{FT_1}{1+\varepsilon_1} = \frac{FT_2}{1+\varepsilon_2} \quad \text{или} \quad T_2 = T_1 \frac{1+\varepsilon_2}{1+\varepsilon_1}, \qquad (15—9)$$

где F — площадь слоя грунта.

Следовательно, полная осадка равна:

$$S = T_1 \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{1+\varepsilon_1} = T_1 a \frac{p_2 - p_1}{1+\varepsilon_1}. \qquad (15—10)$$

Формула осадки (15—10) относится к случаям, когда вся поверхность грунта загружена равномерной загрузкой и когда толщина грунта T сравнительно невелика. Она неприменима к учету осадки фундаментов, имеющих размеры, меньшие, чем площадь сжимаемого грунта, и неприменима, когда толщина сжимаемого слоя грунта весьма велика — теоретически бесконечна. Для определения осадки фундамента в таких случаях проф. Н. А. Цытовичем введено понятие эквивалентного слоя сжимаемого грунта толщиной T_s, осадка которого без бокового расширения грунта равна осадке фундамента заданных размеров на массиве грунта, имеющем бесконечно большие размеры в глубину и в стороны.

Н. А. Цытович предлагает следующую формулу для эквивалентной толщины сжимаемого грунта в зависимости от ширины фундамента δ и

[1] СН и П ч. II-Б. 3—62. Основания гидротехнических сооружений. Нормы проектирования. М., 1962.

отношения длины фундамента a к ширине b:

$$T_э = Nb. \qquad (15—11)$$

Значения коэффициента N выбирают по таблице 15—2.

При сравнительно небольшой мощности T сжимаемого слоя грунта, т. е. в случае, когда коренная, практически не сжимаемая порода (скала) залегает неглубоко, отыскание величины эквивалентного слоя грунта ведется

Таблица 15—2

Грунты	Жесткость фундамента	Значения N для прямоугольных фундаментов с отношением сторон $a : b$, равным										
		1	1,5	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Песчаные	Нуль	1,20	1,45	1,63	1,90	2,09	2,24	2,37	2,47	2,56	2,64	2,71
	Средняя	1,01	1,23	1,39	1,63	1,81	1,95	2,09	2,18	2,26	2,34	2,40
Глинистые	Нуль	1,58	1,31	2,16	2,51	2,77	2,96	3,14	3,26	3,38	3,49	3,58
	Средняя	1,34	1,62	1,83	2,15	2,39	2,57	2,76	2,87	2,98	3,08	3,17

Таблица 15—3

Грунты	$\frac{T}{b}$	Значения M для прямоугольных фундаментов с отношением сторон $a : b$, равным					
		1	1,5	2	3	5	10
Песчаные	1	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
	1,5	0,8	0,9	1,0	1,0	1,0	1,0
	2	0,9	1,0	1,1	1,2	1,2	1,2
	3	1,0	1,2	1,3	1,4	1,5	1,5
	5	1,1	1,3	1,4	1,6	1,7	1,8
	10	1,2	1,4	1,5	1,7	2,0	2,2
Глинистые	1	0,9	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	1,5	1,1	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
	2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,6	1,6
	3	1,4	1,5	1,7	1,9	2,0	2,0
	5	1,5	1,8	1,9	2,2	2,3	2,4
	10	1,6	1,9	2,1	2,4	2,7	3,0

Таблица 15—4

Величины напряжения σ_z, выраженные в долях от интенсивности нагрузки p, изменяющейся по треугольнику

$\frac{z}{b}$ \ $\frac{y}{b}$	—1,5	—1,0	—0,5	0	0,25	0,50	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5
0,00	0	0	0	0	0,250	0,500	0,750	0,500	0	0	0
0,25	—	—	0,004	0,075	0,256	0,480	0,643	0,424	0,015	0,003	—
0,50	0,002	0,003	0,023	0,127	0,263	0,410	0,477	0,353	0,056	0,017	0,003
0,75	0,006	0,016	0,042	0,153	0,248	0,335	0,361	0,293	0,108	0,024	0,009
1,00	0,014	0,025	0,061	0,159	0,223	0,275	0,279	0,241	0,129	0,045	0,013
1,50	0,020	0,048	0,096	0,145	0,178	0,200	0,202	0,185	0,124	0,082	0,041
2,00	0,033	0,061	0,092	0,127	0,146	0,155	0,163	0,153	0,108	0,069	0,050
3,00	0,050	0,064	0,080	0,096	0,103	0,104	0,108	0,104	0,090	0,071	0,050
4,00	0,051	0,060	0,067	0,075	0,078	0,085	0,082	0,075	0,073	0,060	0,049
5,00	0,047	0,052	0,057	0,059	0,062	0,063	0,063	0,063	0,065	0,051	0,047
6,00	0,041	0,041	0,050	0,051	0,052	0,053	0,053	0,053	0,050	0,050	0,045

по формуле Н. А. Цытовича:

$$T_s = Mb, \qquad (15-12)$$

где значения коэффициента M выбираются по таблице 15—3.

Исследуя напряженное состояние однородного грунта в условиях плоской задачи, Н. А. Цытович для вертикальных напряжений дает табличные

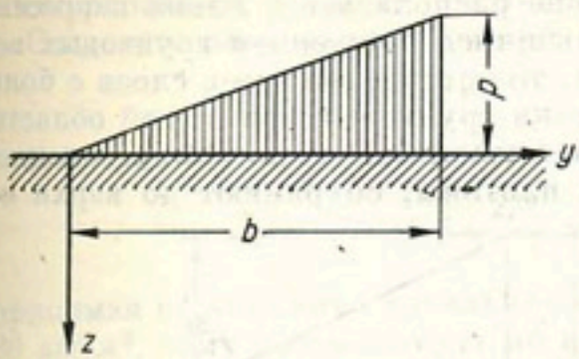


Рис. 15—2. Нагрузка по треугольнику.

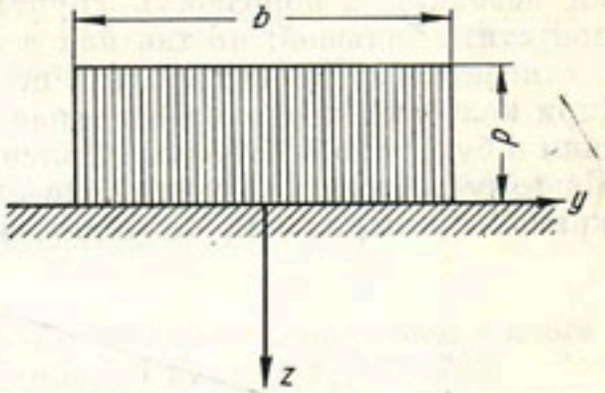


Рис. 15—3. Нагрузка по прямоугольнику.

значения напряжений σ_z, выраженные в долях от интенсивности нагрузки, распределенной по треугольнику (рис. 15—2) и по прямоугольнику (рис. 15—3). Координаты точек грунта указываются в долях ширины загрузки (табл. 15—4 и 15—5).

Таблица 15—5

Величины напряжений σ_z, σ_y и τ, выраженные в долях от интенсивности равномерно распределенной нагрузки p

$\frac{z}{b}$ \ $\frac{y}{b}$	0			0,25			0,50			1,0			1,5			2,0		
	σ_z	σ_y	τ	σ_z	σ_y	τ	σ_z	σ_y	τ	σ_z	σ_y	τ	σ_z	σ_y	τ	σ_z	σ_y	τ
0	1,00	1,00	0	1,00	1,00	0	0,50	0,50	0,32	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,25	0,96	0,45	0	0,90	0,39	0,13	0,50	0,35	0,30	0,02	0,17	0,05	0	0,07	0,01	0,0	0,04	0,0
0,50	0,82	0,18	0	0,74	0,19	0,16	0,48	0,23	0,26	0,08	0,21	0,13	0,02	0,12	0,04	0,0	0,07	0,02
0,75	0,67	0,08	0	0,61	0,10	0,13	0,45	0,14	0,20	0,15	0,22	0,16	0,04	0,14	0,07	0,02	0,10	0,04
1,00	0,55	0,04	0	0,51	0,05	0,10	0,41	0,09	0,16	0,19	0,15	0,16	0,07	0,14	0,10	0,03	0,13	0,05
1,25	0,46	0,02	0	0,44	0,03	0,07	0,37	0,06	0,12	0,20	0,11	0,14	0,10	0,12	0,10	0,04	0,11	0,07
1,50	0,40	0,01	0	0,38	0,02	0,06	0,33	0,04	0,10	0,21	0,08	0,13	0,11	0,10	0,10	0,06	0,10	0,07
1,75	0,35	—	0	0,34	0,01	0,04	0,30	0,03	0,08	0,21	0,06	0,11	0,13	0,09	0,10	0,07	0,09	0,08
2,00	0,31	—	0	0,31	—	0,03	0,28	0,02	0,06	0,20	0,05	0,10	0,13	0,07	0,10	0,08	0,08	0,08
3,00	0,21	—	0	0,21	—	0,02	0,20	0,01	0,03	0,17	0,02	0,06	0,35	0,03	0,07	0,10	0,04	0,07
4,00	0,16	—	0	0,16	—	0,01	0,15	—	0,02	0,14	0,01	0,03	0,12	0,02	0,05	0,10	0,03	0,05
5,00	0,13	—	0	0,13	—	—	0,12	—	—	0,12	—	—	0,11	—	—	—	—	—
6,00	0,11	—	0	0,10	—	—	0,10	—	—	0,10	—	—	0,10	—	—	—	—	—

§ 15—2. ОСАДКА ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИН

Напряжение грунта от собственного веса на глубине h от поверхности равно весу грунта $p = \gamma h$, приходящемуся на единицу горизонтальной площади.

Имея компрессионную кривую для грунта плотины и найдя напряжение p в плотине от собственного веса в осевом сечении ее, можно при найденных p установить величину ε, а по ней и порозность грунта n.

Если укатку плотины производить так, что в результате уплотнения грунта будут достигаться указанные выше n, то тело плотины не должно давать осадки; следовательно, нет необходимости переукатывать грунт

плотины для достижения n, меньших, чем по компрессионной кривой. Более того, при укатке слоя грунта расположенный под ним ранее укатанный слой получает так называемое доуплотнение, повышающее на 1—2% объемный вес грунта.

Однако от этого указания приходится отступать при укатке верхних слоев плотины; здесь напряжения от собственного веса и от временной нагрузки невелики и порозность грунта с точки зрения осадки можно было бы допустить большей; но так как в этой зоне располагается линия депрессии с относительно интенсивным и перемежающимся движением грунтовых вод (при колебаниях уровня водохранилища), то оставление здесь слоев с большим n будет способствовать усилению потока грунтовых вод в этой области. Поэтому порозность грунта тела плотины, рассчитанную по компрессионной кривой примерно для половины высоты плотины, сохраняют до верха ее.

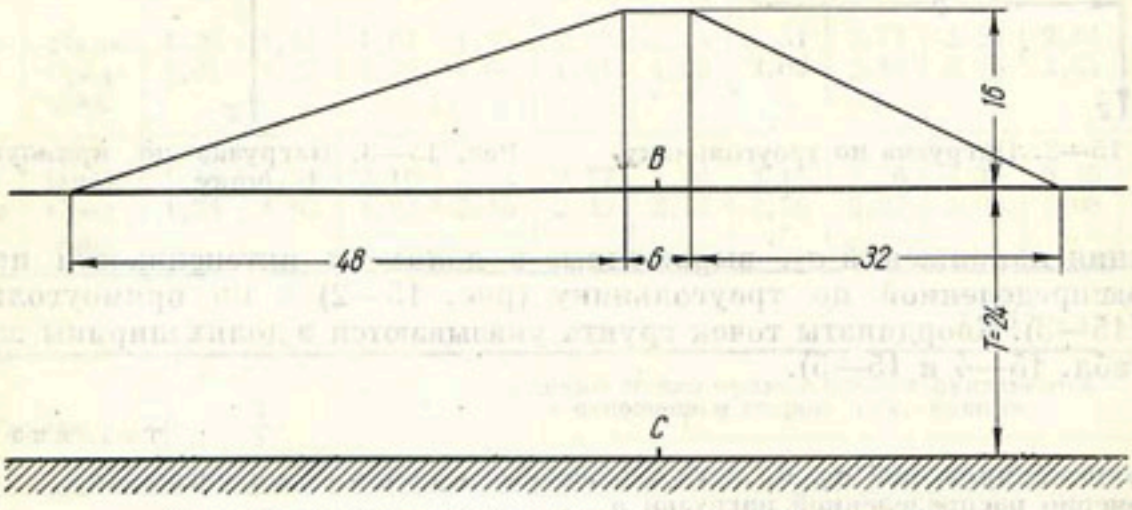


Рис. 15—4. Расчетный профиль земляной плотины.

Хотя укатка тела плотины в соответствии с компрессионной кривой устраняет осадку плотины, тем не менее эта осадка может возникнуть за счет уплотнения грунтов основания весом плотины.

Осадку основания плотины рассчитывают по приведенным выше зависимостям, применение которых рассмотрим на следующем примере.

Задан профиль плотины: $h = 16$ *м*, $m = 3$, $m_1 = 2$, $b = 6$ *м* и мощность основания $T = 24$ *м* (рис. 15—4), лежащего на практически не сжимаемом грунте; уровень грунтовых вод совпадает с подошвой плотины. Для плотины задано $\gamma = 1{,}7$ *т/м*^{3}; насыпь укатана в соответствии с компрессионной кривой. Для грунта основания получены: начальное $\varepsilon_1 = 0{,}790$, соответствующее напряжению в 3 *кг/см*^{2}, и следующие данные по компрессионной кривой:

P *кг/см*^{2}	1	2	3	4	5	6
ε	0,87	0,82	0,79	0,776	0,075	0,758

Найдем напряжения в точках B и C от нагрузки плотиной, для чего воспользуемся таблицами 15—4 и 15—5. В точке B напряжение от нагрузки будет равно $16 \times 1{,}7 = 27{,}2$ *т/м*$^2 = 2{,}72$ *кг/см*$^2 = p$. Напряжение в точке C найдем отдельно от трех нагрузок — от левого треугольника, от средней части и от правого треугольника.

В соответствии с таблицей 15—5 для средней части имеем:

$$\frac{z}{b} = \frac{24}{6} = 4 \quad \text{и} \quad \frac{y}{b} = 0,$$

следовательно, напряжение $\sigma_z = 0{,}16\ p = 0{,}44$ *кг/см*^{2}.

Для левого треугольника имеем:

$$\frac{z}{b} = \frac{24}{48} = 0{,}5 \quad \text{и} \quad \frac{y}{b} = \frac{48+3}{48} = 1{,}07.$$

Интерполируя по таблице 15—4 между $\frac{y}{b}=1$ и 1,5, находим $\sigma_z=$ $=0{,}316\ p=0{,}86\ кг/см^2$.

Для правого треугольника имеем:

$$\frac{z}{b}=\frac{24}{32}=0{,}75 \quad \text{и} \quad \frac{y}{b}=\frac{32+3}{32}=1{,}09;$$

по интерполяции находим из таблицы 15—4 $\sigma_z=0{,}258\ p=0{,}70\ кг/см^2$.

Следовательно, полное напряжение в точке C будет равно:

$$0{,}44+0{,}86+0{,}70=2{,}0\ кг/см^2.$$

В среднем в грунте основания под гребнем плотины будет напряжение:

$$\frac{2{,}72+2{,}00}{2}=2{,}36\ кг/см^2,$$

а принимая во внимание начальное напряжение 3,0 $кг/см^2$, получаем в итоге 5,36 $кг/см^2$, чему соответствует по компрессионной кривой $\varepsilon_2=0{,}762$.

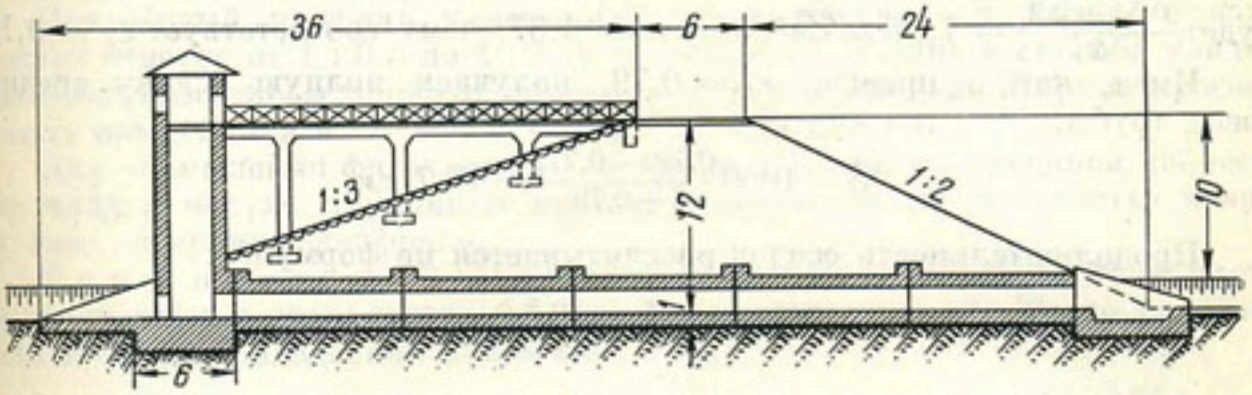


Рис. 15—5. Разрез по водовыпуску.

Находим полную осадку основания под гребнем плотины:

$$S=T\,\frac{\varepsilon_1-\varepsilon_2}{1+\varepsilon_1}=2400\,\frac{0{,}790-0{,}762}{1+0{,}79}=37\ см.$$

На эту величину следует предусмотреть повышение строительной высоты плотины и соответствующее увеличение объема земляных работ. Водовыпуск из водохранилища устроен по типу башенного с безнапорной трубой, составленной из пяти звеньев длиной по 10 $м$ каждое (рис. 15—5).

Башня ставится на берегу, где высота плотины равна 10 $м$, а расстояние от верха гребня плотины до дна трубы 12 $м$. Площадь основания башни $5\times 6=30\ м^2$, толщина фундамента 2 $м$, нагрузка на грунт под башней составляет 1,5 $кг/см^2$, толщина сжимаемого слоя грунта под башней 26 $м$, под трубой 27 $м$, ширина подошвы трубы 4 $м$.

Найдем полную осадку сооружений при следующем порядке работ: сначала строят башни, далее трубу и потом возводят земляную плотину.

Найдем осадку башни, не учитывая влияния собственного веса трубы, как вызывающего сравнительно небольшое напряжение грунта.

Сначала определим эквивалентную глубину суглинистого грунта основания: для фундамента башни имеем $\frac{a}{b}=\frac{6}{5}=1{,}2$, $\frac{T}{b}=\frac{26}{5}=5{,}2$, для которых по таблице 15—3 находим $M=1{,}62$, следовательно $T_s=1{,}62\ b=$ $=8{,}1\ м$. Далее по таблице 15—5 находим σ_z на глубине 8,1 $м$: $\frac{z}{b}=\frac{8{,}1}{5}=$ $=1{,}62$, $\frac{y}{b}=0$ и далее $\sigma_z=0{,}376\ p=0{,}376\cdot 1{,}5=0{,}56\ кг/см^2$.

Среднее напряжение слоя грунта равно $\frac{1{,}5+0{,}56}{2}=1{,}03\ кг/см^2$, а с учетом первоначального 4,03 $кг/см^2$, чему соответствует по компрессион-

ной кривой $\varepsilon_2 = 0{,}776$. Находим полную осадку башни:

$$S = 810\,\frac{0{,}790-0{,}776}{1+0{,}79} = 6{,}4\ см.$$

Найдем осадку среднего звена трубы, как наиболее нагруженного, причем ввиду большого удаления этого звена от башни и сравнительно малого напряжения грунта под этим звеном от веса башни, как это видно из таблицы 15—5, влиянием веса башни пренебрегаем. Имеем:

$$\frac{a}{b} = \frac{50}{4} = 12{,}5; \quad \frac{T}{b} = \frac{27}{4} = 6{,}75.$$

Экстраполируя по таблице 15—3 для суглинистого грунта, находим $M = 2{,}65$; следовательно, эквивалентная глубина сжимаемого слоя равна $T_s = 2{,}65 \cdot 4 = 10{,}6\ м$. Найдем на этой глубине σ_z, определив предварительно $\frac{z}{b} = \frac{T_s}{b} = 2{,}65$; $\frac{y}{b} = 0$; по таблице 15—5 $\sigma_z = 0{,}245$ $p = 0{,}54$ $кг/см^2$, так как p может быть принято приближенно равным $(12 + 1)\,\gamma = 13 \cdot 1{,}7 = 22\ т/м^2 = 2{,}2\ кг/см^2$. Среднее напряжение эквивалентного слоя грунта будет $\frac{0{,}54+2{,}2}{2} = 1{,}37\ кг/см^2$, а полное 4,37, чему соответствует $\varepsilon_z = 0{,}772$.

Имея, как и прежде, $\varepsilon_1 = 0{,}79$, получаем полную осадку среднего звена трубы:

$$S = 1060\,\frac{0{,}790-0{,}772}{1+0{,}79} = 10{,}7\ см.$$

Продолжительность осадок рассчитывается по формуле[1]:

$$S_t = S\left(1 - \frac{0{,}8}{e^{At}}\right), \qquad (15-13)$$

где $e = 2{,}718$ — основание натуральных логарифмов;

$$A = 2500\,\frac{k\,(1+\varepsilon_1)}{aT^2}; \qquad (15-14)$$

k — коэффициент фильтрации в *см/год*;
a — коэффициент сжимаемости (или уплотнения);
T — толщина сжимаемого слоя грунта в *см*;
t — время в годах, считая от начала загрузки грунта;
S_t — осадка в конце t года;
S — полная осадка.

Для условий рассмотренного примера найдем осадку основания земляной плотины в зависимости от времени. Имеем:

$$a = \frac{0{,}790-0{,}762}{2{,}36} = 0{,}0076;\ T = 2400\ см;\ S = 37\ см;\ k = 10\ см/год.$$

Производя подсчеты, получим:

Время t	1	2	3	4
Осадка S_t	26	33	36	37
Доля от полной осадки	0,71	0,90	0,96	0,99

Для грунта с $k = 100$ *см* в год осадка основания закончилась бы через 1 год.

[1] Н. А. Цытович. Механика грунтов. Госстройиздат М.—Л., 1951, стр. 449.

Глава 16

Каменнонабросные плотины

§ 16—1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Каменнонабросными называют плотины, большая часть тела которых состоит из каменной наброски. Они отличаются от массивных каменных плотин тем, что их возводят без применения вяжущих веществ, насухо. Строительство этих плотин наиболее распространено на горных участках рек в районах, богатых камнем и удаленных от путей сообщения.

Плотины из каменной наброски или кладки насухо высотой больше 8—10 *м* возводят обычно глухими, т. е. исключающими возможность перелива воды через гребень. Паводковые расходы воды при таких сооружениях пропускают через водосбросные сооружения, располагаемые вне тела плотины. Перелив воды допускается через низконапорные плотины из каменной наброски со специально укрепленным и уположенным водосливным (низовым) откосом.

Поперечный профиль каменнонабросных плотин — трапеция с заложением откосов от 1 : 0,5 до 1 : 2, в зависимости от типа и способа кладки. Более крутые откосы придают плотинам из сухой кладки. Ширина профиля понизу назначается в 2—3 раза больше высоты плотины.

Для уменьшения фильтрации через тело плотины из каменной наброски или кладки насухо применяют противофильтрационные устройства в виде экранов, ядер или диафрагм.

Типы плотин. В зависимости от способа выполнения тела плотины и основных составляющих его материалов эти плотины можно подразделить на типы, приведенные в таблице 16—1.

Таблица 16—1

Тип плотины	Противофильтрационное устройство		
	расположение	тип	конструкция
Из каменной наброски—набросная	1. По верховому откосу (рис. 16—1, *а*)	Экран	Жесткая, скользящая, гибкая
	2. В верховом откосе (рис. 16—1, *б*)	Экран	Пластичная
	3. В средней части плотины	Диафрагма (рис. 16—1, *в*), ядро (рис. 16—1, *г*)	Жесткая Пластичная
Из наброски и сухой кладки—полунабросная (рис. 16—2, *а*)	По верховому откосу	Экран	Жесткая
Из каменной кладки насухо (рис. 16—2, *б*)	По верховому откосу	Экран	Жесткая
Смешанная: а) наброска и грунт—каменно-земляная	В верховой части плотины	Экран, отсыпка грунтов (рис. 16—2, *в*)	Пластичная
б) наброска и подпорная стенка (рис. 16—2, *г*)	В верховой части плотины	Стенка	Жесткая

Набросные плотины состоят из двух основных частей: 1) тела плотины, возводимого из каменной наброски, и 2) противофильтрационного устройства — экрана, диафрагмы или ядра. Экраны устраивают по напорному откосу из жестких материалов (бетона, железобетона, дерева, металла) или пластичных (глины, суглинка, торфа). Плотины с экраном на

верховом откосе являются самыми дешевыми по сравнению с другими типами каменнонабросных плотин. Экраны укладывают на специальную подэкрановую подготовку, располагаемую на каменной наброске тела плотины. Такую подготовку делают или из каменной кладки насухо — для жестких экранов (рис. 16—1, *а* и 16—6), или в виде обратного фильтра — для экранов из пластичных материалов (рис. 16—1, *б* и 16—11).

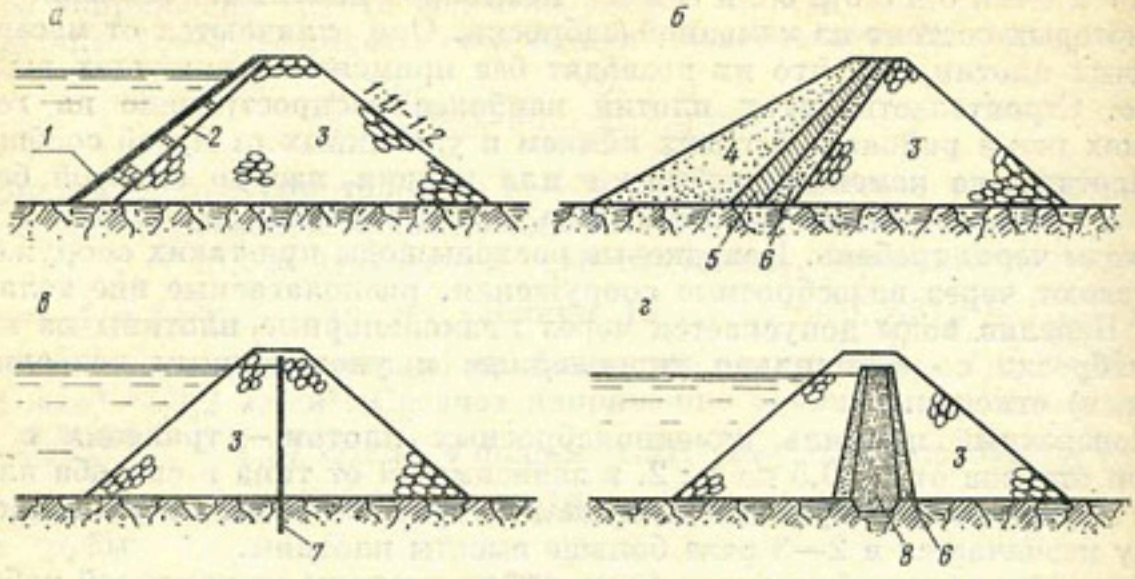


Рис. 16—1. Схемы плотин из каменной наброски:
1 — экран; *2* — подэкрановая кладка; *3* — каменная наброска; *4* — пригрузка грунтом; *5* — пластичный экран; *6* — обратный фильтр; *7* — диафрагма; *8* — ядро.

В последнее время стали часто применяться противофильтрационные устройства в виде ядра. По данным С. Н. Моисеева, среди построенных за последние 10—12 лет набросных плотин высотой около 100 *м* и выше находится 10% плотин с железобетонным экраном, 23% с грунтовым экраном и 67% плотин с ядром [1].

На VIII конгрессе по большим плотинам в 1964 г. сообщалось, что за последние годы число высоких каменнонабросных плотин значительно возросло. В 1950—1963 гг. построено 27 плотин высотой 75—150 *м*, в 1963 г. строилось и проектировалось 23 плотины высотой до 150 *м* и 15 плотин выше 150 *м*.

Полунабросные плотины отличаются от набросных тем, что их верховую часть выполняют в виде подпорной стенки из сухой кладки, а низовую — из каменной наброски. По верховому откосу из сухой кладки укладывают противофильтрационное устройство — экран (рис. 16—2,*а* и 16—15).

Плотины из сухой кладки возводят из камней, укладываемых с тщательной перевязкой швов и расщебенкой, что позволяет создавать более крутые откосы и тем самым уменьшать объем тела плотины (до 40%) по сравнению с набросными плотинами (рис. 16—2,*б* и 16—17).

Водонепроницаемость тела плотины достигается обычно устройством жесткого экрана по напорному откосу.

Смешанные плотины наиболее часто возводят из каменной наброски и грунта. К каменно-земляным относят плотины, объем наброски которых составляет половину или более половины объема всего сооружения. В таких плотинах грунт кладется с верховой стороны, выполняя роль экрана (рис. 16—2, *в*). Этот тип по конструкции является переходным к земляным плотинам с большой упорной призмой из наброски. Сюда можно отнести также плотины, возводимые набросной камня в воду и прикрытые с верховой стороны песчаным и супесчаным экраном. Кроме того, к смешанным относят плотины из наброски и бетонной кладки (рис. 16—2, *г* и 16—18).

[1] С. Н. Моисеев. Плотины каменно-земляные, набросные и из сухой кладки. Госэнергоиздат, 1962.

К достоинствам плотин из каменной наброски по сравнению с другими конструкциями следует отнести: использование местного материала (камни); сейсмостойкость, проверенную применением этих плотин во многих сейсмических районах; простоту конструкции; возможность возведения плотин в течение всего года при широкой механизации производства работ; несложность последующего увеличения высоты плотины путем наращивания

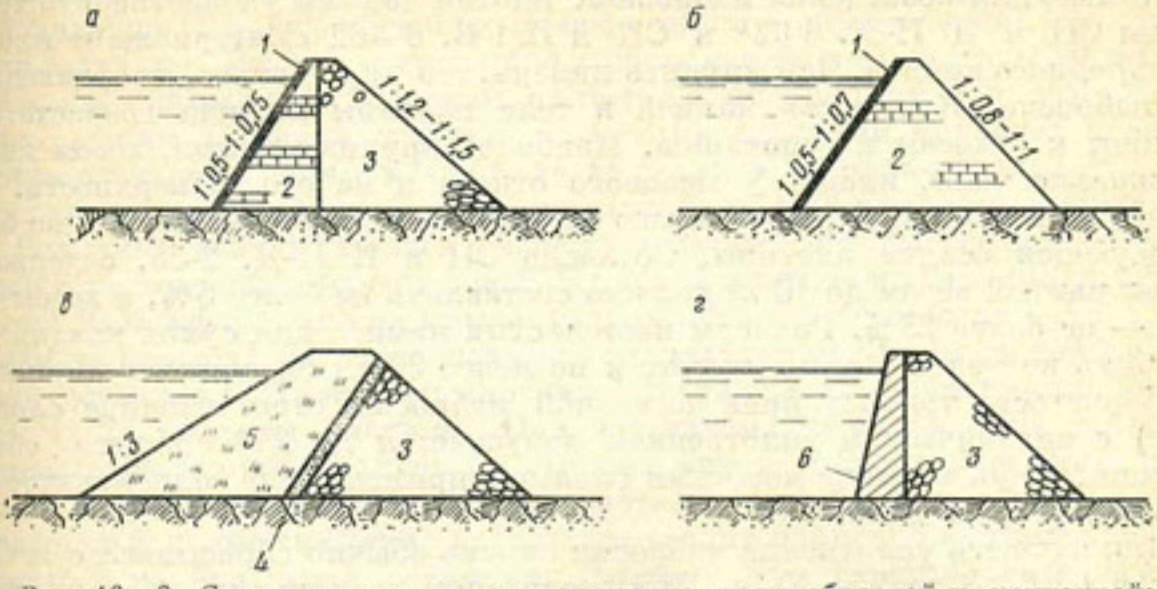


Рис. 16—2. Схемы плотин из кладки насухо, полунабросной и смешанной:
1 — экран по верховому откосу; *2* — сухая кладка; *3* — каменная наброска; *4* — обратный фильтр; *5* — пригрузка грунтом; *6* — бетонная стенка.

ее поперечного профиля; менее строгие требования, предъявляемые к качеству основания плотин из каменной наброски, чем для гравитационных бетонных плотин.

Основные недостатки каменнонабросных плотин состоят в большой трудоемкости работ, а также в последующей осадке тела плотины, в силу чего (во избежание расстройства противофильтрационных устройств — экрана, диафрагмы и нарушения водонепроницаемости) иногда приходится придавать этим устройствам сложную конструкцию. Для облегчения возведения набросных плотин необходимо в возможно большей степени механизировать разработку, транспортировку и укладку камня.

На рисунке 16—3 изображена каменнонабросная плотина высотой 55 *м* с бетонным экраном, построенная в Узбекской ССР. Длина плотины по гребню 230 *м*. К левому плечу плотины примыкает паводковый водосброс.

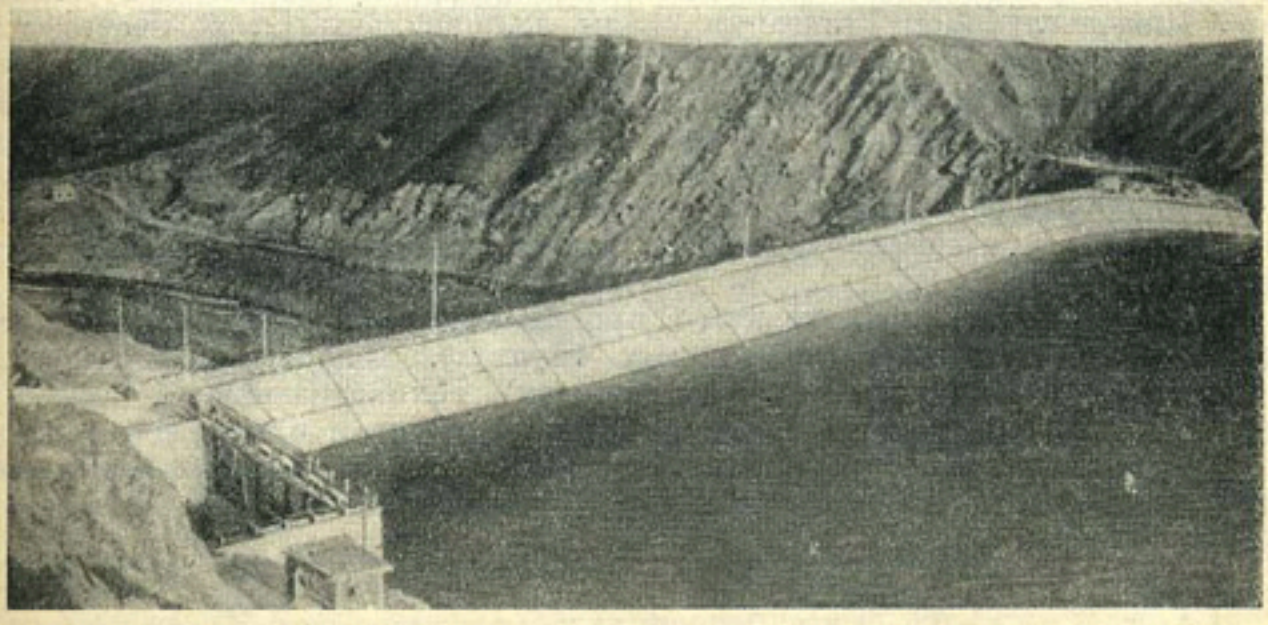


Рис. 16—3. Каменнонабросная плотина в Узбекской ССР.

Материал наброски. Камень, идущий в наброску, должен быть прочным, стойким против химического выветривания и действия мороза, а также устойчивым против разрушения фильтрационным потоком. Поэтому для наброски считают пригодными камни изверженных пород (гранита, сиенита, диорита и т. д.) и частично осадочных (плотных известняков и кварцитов).

Камень для возведения набросных плотин должен удовлетворять требованиям СН и П II-И. 6-62[1] и СН и П I-В. 8—62 «Материалы и изделия из природного камня». Чем крупнее камень, тем круче откос, получающийся при наброске. Крупность камней в теле плотины должна возрастать от середины к откосам и основанию. Наиболее крупные камни, весом иногда в несколько тонн, кладут у низового откоса и на его поверхности. Чем плотнее ложатся камни, тем меньше между ними пустот и тем меньше будет последующая осадка плотины. Согласно СН и П II-Д. 2-55, содержание мелких камней весом до 10 *кг* должно составлять не более 5%, а весом 10—30 *кг* — не более 25%. Размеры постелистых камней для сухой кладки должны быть не менее 5 *см* по высоте и не менее 30 *см* по длине и ширине.

Пористость тонкослойной каменной наброски (при толщине слоя до 2,5 *м*) с механическим уплотнением допускается до 25% общего объема наброски, а при отсыпке мощными слоями с применением гидромониторного уплотнения — до 35%.

Для лучшего уплотнения наброски камень обычно сбрасывают с эстакад высотой от 6—8 до 25—30 *м*. При возведении нескольких плотин высота сбрасывания достигает 50—75 *м*[2]. Укладку камня осуществляют кабель-кранами, дерриками и т. п. Применяют также обрушение скалистых склонов ущелий взрывным способом. Пустоты заполняют каменной мелочью под действием струй гидромониторов с давлением у сопла от 3 до 10 *атм*. Расход воды при этом рекомендуется доводить до 3 $м^3$ на 1 $м^3$ камня в теле плотины. За рубежом для более плотной укладки каменной наброски стали применять вибраторы весом до 20 *т*, уплотняющие камни диаметром до 0,6 *м*.

Основание плотины. Высокие набросные плотины ($H > 50$ *м*) возводят на скальном основании; плотины средней высоты и низкие можно строить и на аллювиальных отложениях — гравелисто-галечных и крупнопесчаных грунтах. Известны плотины, построенные на глине и плотных суглинках. Для защиты нескального грунта основания от повреждения сбрасываемыми камнями, а после постройки плотины —от вымыва профильтровавшимся в тело плотины потоком, текущим вдоль основания, до начала наброски укладывают по основанию обратный фильтр из мелкого камня и гальки. Этот фильтр следует защищать от ударов слоем сухой кладки в 1—1,5 *м*. Сопряжение плотины с основанием определяется геологическими условиями. При неглубоком залегании скалы аллювиальный слой прорезается обычно бетонным зубом, заглубляемым в скалу (рис. 16—6). Для плотин, возводимых на нескальном основании, обязательна проверка его устойчивости на выпирание за низовым откосом. При большой толще проницаемого основания фильтрацию можно уменьшить, устроив понур. Понур наиболее рационален в набросных плотинах с пластичным экраном (рис. 16—11) и в каменно-земляных, которые менее требовательны к основанию.

Для уменьшения фильтрации в проницаемых основаниях плотин применяют: цементацию (в гравелистых грунтах), холодную битумизацию (в песчаных и мелкотрещиноватых породах), силикатизацию (в песчаных грунтах), замораживание (в водонасыщенных грунтах и породах) и т. д.

Деформация набросных плотин. Плотины из каменной наброски испытывают вертикальные, горизонтальные (в сторону нижнего бьефа) и боковые

---

[1] Строительные нормы и правила, ч II, раздел И, гл. 6. Плотины каменнонабросные. Нормы проектирования, М., 1963.

[2] А. А. Ничипорович. Плотины из местных материалов. «Гидротехническое строительство» № 8, 1960.

(в направлении к местам наибольших осадок) напряжения. Вертикальное смещение (осадка) вызывается как деформацией основания, так и осадкой тела плотины под действием собственного веса и давления воды, передающегося через экран на каменную наброску. Во время строительства плотины происходит уплотнение отсыпаемого камня, поэтому осадки в этот период достигают больших величин. В первые два года эксплуатации уже под действием давления воды происходят относительно наибольшие деформации плотины, доходящие 60—70% общей величины осадки. В последующие годы деформации затухают. Размер осадки пропорционален высоте плотины, и поэтому осадка уменьшается от середины плотины к ее краям у склонов ущелья. Резкие изломы профиля ущелья с крутыми склонами приводят к резким местным осадкам, которые могут вызвать разрывы в кладке и экране. Поэтому для выравнивания осадки профилю ущелья придают параболическую форму. Величину осадки можно уменьшить тщательностью выполнения наброски и уменьшением пустот в ней. На одной плотине из каменной наброски высотой 40 *м* деформации на втором году ее эксплуатации были в 9 раз меньше, чем на первом [1]. За двенадцать лет эксплуатации Широковской плотины осадка составила 1,25% высоты плотины [2]. В среднем эта величина принимается до 1—2% высоты плотины. Под действием давления воды набросные плотины имеют горизонтальные в сторону нижнего бьефа смещения, достигающие у гребня 0,5—1,0% высоты плотины. Кроме того, в теле плотины происходят боковые смещения вследствие осадки наброски в сторону сечения плотины с наибольшими осадками. Поэтому при строительстве каменно-земляных плотин, проектируемых с центральным глинистым или суглинистым ядром и упорными призмами из крупнообломочного материала, важно заранее оценить деформации и устойчивость этих сооружений [3].

§ 16—2. ПЛОТИНЫ ИЗ КАМЕННОЙ НАБРОСКИ И ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННЫЕ УСТРОЙСТВА

Профиль плотины. Ширину гребня плотины при устройстве дороги назначают в соответствии с заданными габаритами проезжей части, при отсутствии дороги — около 0,1 H, но не менее 5 *м*. Угол наклона откосов плотины должен быть не круче угла естественного откоса каменной наброски, зависящего от размеров и формы камней и способа их укладки. Большинство построенных набросных плотин высотой 20—40 *м* в зависимости от качества основания имеет заложения откосов: верхового — от 1 : 1,1 до 1 : 1,35 и низового — от 1 : 1,2 до 1 : 1,4. В сейсмических районах оба откоса делают более пологими (на 15—20%) по сравнению с указанными выше. Так же уполаживают откосы и в плотинах большей высоты. Для предварительного назначения откосов плотин может служить график В. Н. Поспелова[4], составленный им по данным построенных и запроектированных плотин (рис. 16—4). На графике эти данные изображены кружками.

При одном и том же среднем угле наклона откосов θ, высоте плотины h, объемном весе наброски γ_1 и коэффициенте трения наброски по основанию f плотина с экраном устойчивее плотины с противофильтрационным устройством в средней ее части, что следует из схематического сравнения коэффициентов устойчивости на сдвиг k_c. В предположении, что горизонт воды стоит

---

[1] Н. В. Разин. Наблюдения за деформациями каменнонабросной плотины. «Гидротехническое строительство» № 9, 1950.

[2] С. Н. Моисеев. Плотины каменно-земляные, набросные и из сухой кладки. Госэнергоиздат, 1962.

[3] А. А. Ничипорович. О деформациях и устойчивости плотин из местных материалов. «Гидротехническое строительство» № 9, 1964.

[4] Труды МИСИ им. В. В. Куйбышева. Гидротехнические сооружения. Сборник № 29, М., 1959, стр. 323.

на уровне гребня плотины, коэффициент устойчивости для плотины с экраном может быть определен по следующей формуле (рис. 16—5,*а*):

$$k_c \frac{\gamma h^2}{2} = f\left[\gamma_1 h (b + h \operatorname{ctg}\theta) + \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{ctg}\theta\right], \qquad (16—1)$$

где γ — объемный вес воды (плотность);

b — ширина гребня плотины.

Для плотины с диафрагмой (рис. 16—5,*б*) коэффициент устойчивости будет равен:

$$k_c \frac{\gamma h^2}{2} = f\gamma_1 h \left(b + \frac{h}{2} \operatorname{ctg}\theta\right). \qquad (16—2)$$

Пусть $h = 30$ *м*, $b = 5$ *м*, $\gamma_1 = 1{,}8$ *т/м*^{3}, $m = 0{,}75$, $f = 0{,}6$, $\gamma = 1$ *т/м*^{3};

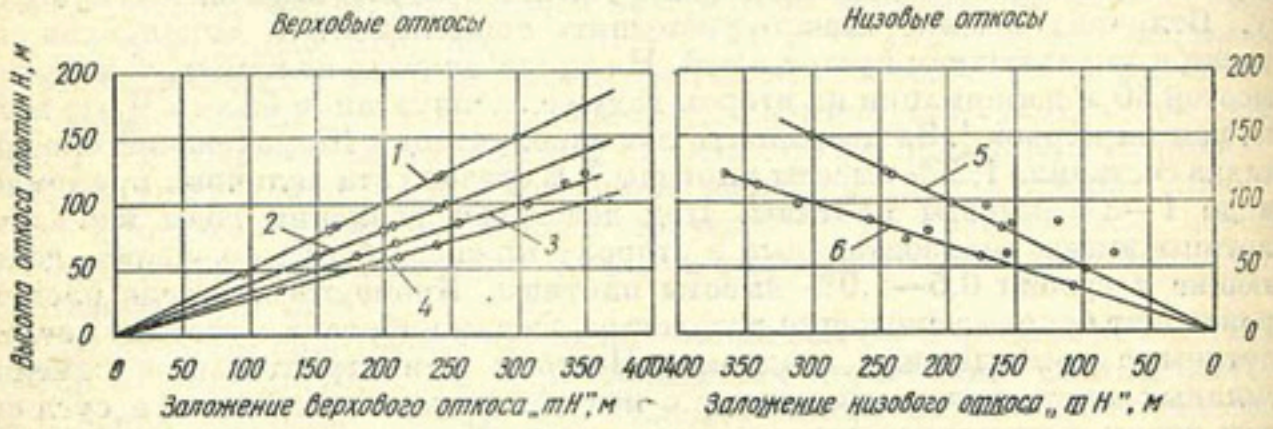


Рис. 16—4. График для назначения откосов каменнонабросных плотин:

1 — набросная плотина с ядром; *2* — набросная плотина с пластичным экраном; *3* — набросная плотина с широким ядром; *4* — смешанная плотина из наброски и грунта; *5* — набросная плотина с ядром и пластичным экраном; *6* — набросная плотина с широким ядром и смешанная из наброски и грунта.

тогда для плотины с экраном по формуле (16—1) $k_c = 2{,}42$, а для плотины с диафрагмой по формуле (16—2) $k_c = 1{,}17$.

В плотине с экраном сила трения, вызываемая весом плотины, увеличивается за счет вертикальной составляющей давления воды на экран. В плотине же с диафрагмой, помимо того, что эта составляющая отсутствует, верховая часть плотины (до диафрагмы) находится во взвешенном состоянии

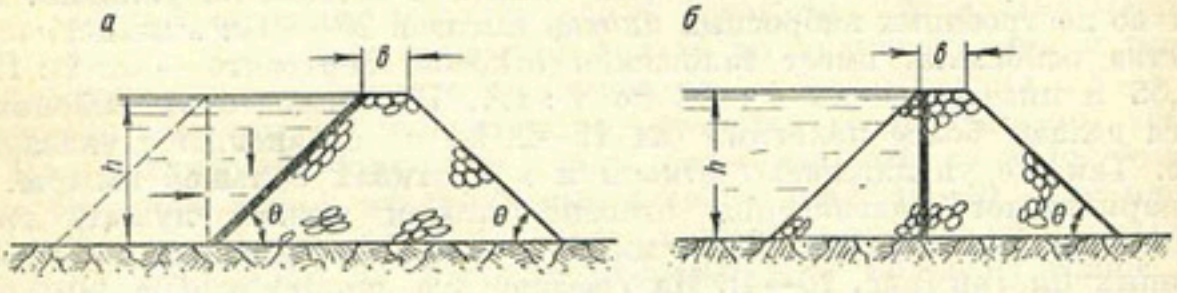


Рис. 16—5. Схемы профилей плотины с экраном и диафрагмой.

и практически не принимает участия в сопротивлении тела плотины сдвигу. Поэтому при одних и тех же величинах k_c, γ_1, b, h и f плотине с экраном можно придать более крутые откосы, чем плотине с диафрагмой; следовательно, плотина с экраном будет иметь меньший объем кладки, чем плотина с диафрагмой.

Противофильтрационные устройства. Как было указано в § 16—1, противофильтрационное устройство в набросных плотинах может быть расположено по плоскости верхового откоса в виде жесткого экрана (рис. 16—6), или в верховом откосе плотины в виде пластичного экрана, прикрытого защитным слоем (рис. 16—11), или же в средней части плотины. В последнем случае водонепроницаемость плотины создается жесткой конструкцией:

бетонной или железобетонной диафрагмой (рис. 16—13), или пластичной: ядром из глины или суглинка. Конструкции всех противофильтрационных устройств, помимо водонепроницаемости и прочности, должны обладать еще гибкостью, обеспечивающей восприятие деформаций наброски плотины. Экраны делают бетонные, железобетонные, деревянные, металлические и пластичные (асфальтовые и суглинистые). Преимуществом плотин с экраном является доступность осмотра и ремонта конструкции экрана. Все экраны, за исключением экранов из грунта, укладывают обычно на подэкрановую кладку, выравнивающую откос каменной наброски.

Минимальная толщина подэкрановой кладки в верхней части плотины 1,2—2,0 *м*, а понизу около 0,07—0,09 высоты плотины. Подэкрановую кладку выполняют из подобранных постелистых камней с тщательной перевязкой

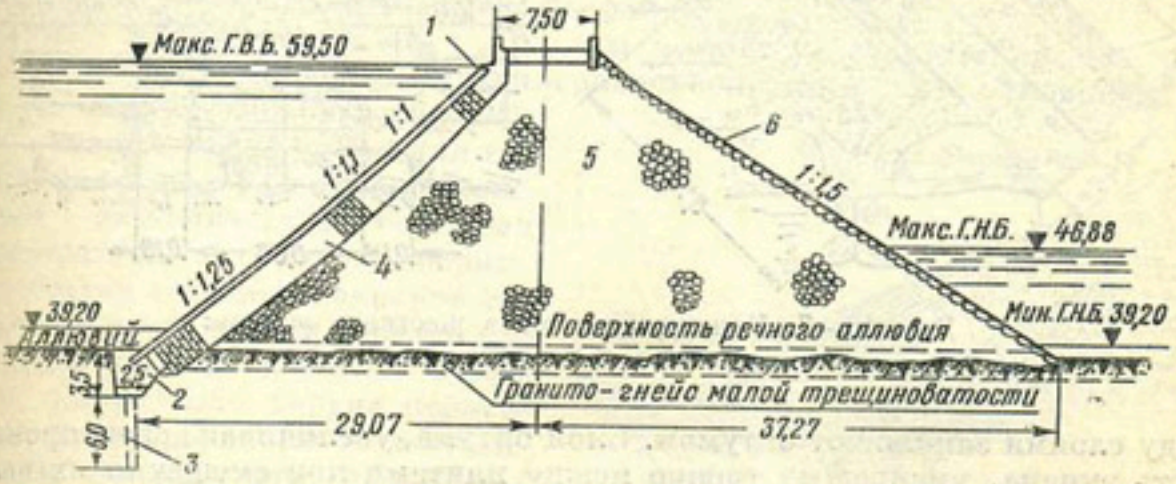


Рис. 16—6. Карачуновская набросная плотина:
1 — экран из железобетонных плит; *2* — бетонный зуб; *3* — цементационные скважины; *4* — подэкрановая кладка насухо; *5* — каменная наброска; *6* — облицовка из правильно уложенного камня.

швов и заполнением вертикальных швов мелким камнем. Пустот в такой кладке должно быть не более 20—25% объема.

Бетонные и железобетонные экраны устраивают трех типов: 1) жесткие, которые могут воспринимать деформации, вызванные температурными изменениями, и не всегда воспринимают осадочные деформации; 2) полужесткие (скользящие), воспринимающие как температурные, так и осадочные деформации, и 3) гибкие или слоистые, применяемые при значительных деформациях, т. е. в плотинах, возводимых на сжимаемом основании.

Жесткие экраны состоят из бетонной или железобетонной плиты, бетонируемой на месте работ и разделенной для возможности восприятия температурных деформаций швами в вертикальной плоскости на отдельные плиты размером 10—20 *м*. Толщину бетонных плит принимают в верхней части откоса не менее 20 *см*, а в нижней — 40—50 *см* или (0,02 ÷ 0,016) *H*. Армирование железобетонных плит 0,5—1,0%. Во избежание отслоения экрана от наброски плотины арматуру плит связывают с подэкрановой кладкой анкерами. Плиты укладывают на железобетонные опорные балки, бетонируемые в сухой кладке как вдоль, так и поперек откоса. Швы между плитами делают на балках (рис. 16—7). Подобную конструкцию экрана применяют в набросных плотинах небольшой высоты, возводимых на скальном основании и имеющих незначительную осадку, а также в плотинах из сухой кладки, имеющих еще меньшую осадку, чем набросные.

Полужесткая конструкция железобетонного экрана отличается от жесткой тем, что в ней экран разрезан еще и осадочными швами. Железобетонные плиты кладут на бетонный слой, выравнивающий откос сухой кладки. На бетон наносится слой битума, наличие которого позволяет экрану изменять положение (скользить по слою битума) независимо от осадки тела плотины. Эта конструкция плит применяется в набросных плотинах.

Гибкие экраны устраивают в набросных плотинах, особенно в сейсмических районах, и в плотинах на сжимаемых основаниях, обладающих большой осадкой. Эти экраны состоят из нескольких слоев железобетонных квадратных плит с размерами сторон 3—9 *м* и толщиной 8—18 *см*. Швы

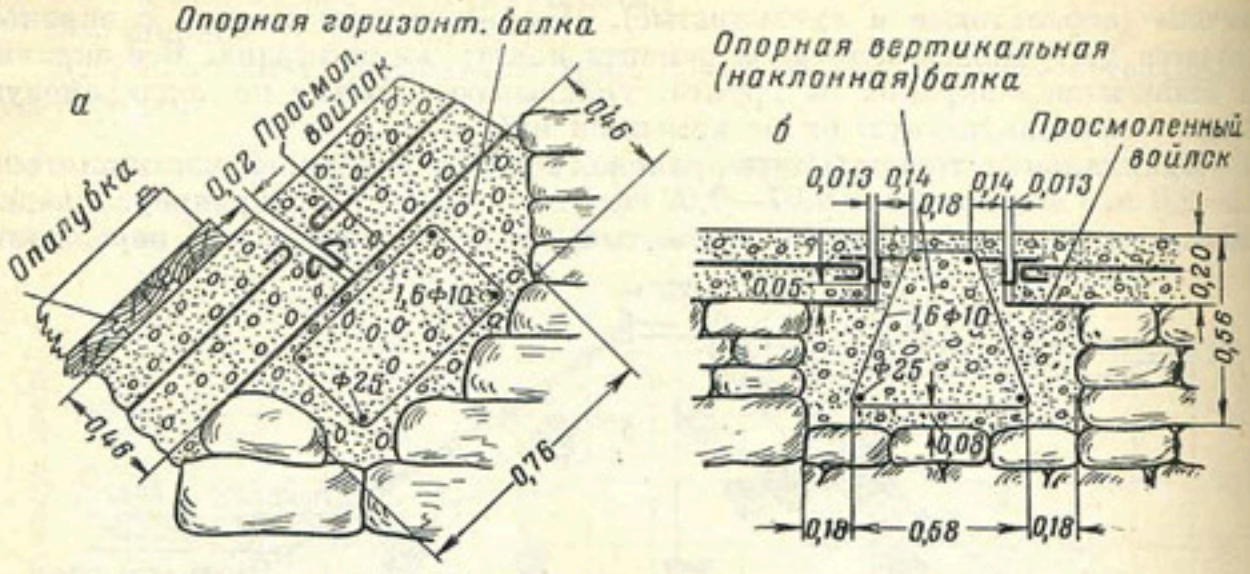


Рис. 16—7. Конструкции швов жесткого экрана:
а — осадочного; *б* — температурного.

между слоями заполняют битумом. Слои битума, увеличивая водонепроницаемость экрана, уменьшают трение между плитами при смещении их вследствие осадки тела плотины. Число рядов плит берется постоянным или же увеличивающимся сверху вниз. Армирование составляет 0,5%.

Железобетонные и бетонные экраны разделяют осадочными, идущими поперек плоскости наклона откоса (горизонтальными), и температурными — по откосу (наклонными) швами (рис. 16—7). Расстояние между температурными швами зависит от климатических условий и принимается в пределах 12—18 *м*, а между осадочными 8—15 *м*. Для придания водонепроницаемости и гибкости шву в него закладывают медный лист толщиной 2—4 *мм* U-образной формы, по краям заделанный в плиты. Сверху шов заливают асфальтом. Для увеличения водонепроницаемости, а также для защиты от механических повреждений подобных экранов поверхность их иногда покрывают торкретом; рекомендуется также оставлять деревянную опалубку. Контроль за профильтровавшейся через экран водой производится по смотровой галерее, устраиваемой за подэкрановой кладкой.

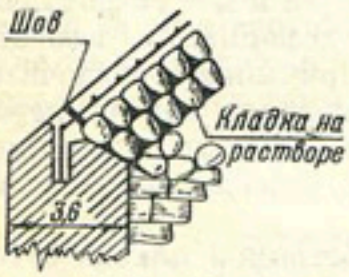


Рис. 16—8. Разрезная конструкция сопряжения экрана с зубом.

Сопряжение экрана с зубом плотины можно осуществить как жестким, так и разрезным, гибким, что более совершенно. Непосредственный переход жесткого экрана в бетонный зуб, опущенный в толщу основания плотины, возможен при предполагаемой незначительной осадке плотины (обычно в плотинах из сухой кладки).

В разрезной конструкции водонепроницаемый горизонтальный шов устраивают вдоль зуба (рис. 16—8); арматура плит экрана пропускается в зуб, но при этом обеспечивается свобода вращения экрана. Делается также шарнирное соединение, состоящее в устройстве подушки из мелкого окатанного камня, на которую укладывают железобетонную плиту, являющуюся опорой плит слоистого экрана (рис. 16—9). Шарнирность достигается укладкой трех слоев асфальта с прокладкой брезента. Гибкие швы являются наилучшими, но наиболее дорогими.

Разработаны проекты железобетонных экранов из сборных плит.

Деревянные экраны состоят из двух-трех рядов досок толщиной 5—7 *см* из сосны или лиственницы. Между досками укладывают битумные маты. Экран прибивают к уложенным по выровненному откосу подэкрановой кладки брусьям, заанкеренным в кладку. Возможна и другая конструкция (более плотного) экрана, брусья которого укладывают сплошь по откосу и опирают на горизонтально уложенные и заделанные в сухой кладке опорные бревна (рис. 16—10). Учитывая разбухание досок после заполнения водохранилища, между ними оставляют зазоры, заполненные битумом. Для предупреждения загнивания древесины, усиливающегося при частых и резких колебаниях уровня воды, рекомендуется пропитывать деревянные элементы конструкции экрана антисептиками, не растворяющимися в воде. Деревянные экраны применяют в плотинах при небольших колебаниях уровня воды верхнего бьефа.

Металлические экраны делают из сварных листов толщиной 8—10 *мм*, прикрепляемых анкерными болтами к подэкрановой кладке. Стыки листов перекрывают ребрами жесткости (тавровым или корытным железом), а швы расширения — металлическими полосами перевернутой U-образной формы. Недостатки подобных экранов заключены в сложности монтажа и большом расходе металла; кроме того, поверхность экрана подвержена биокоррозии (от железобактерий), против чего применяют антикоррозийные покрытия. Стоимость стальных экранов значительно выше конструкций экранов из других материалов.

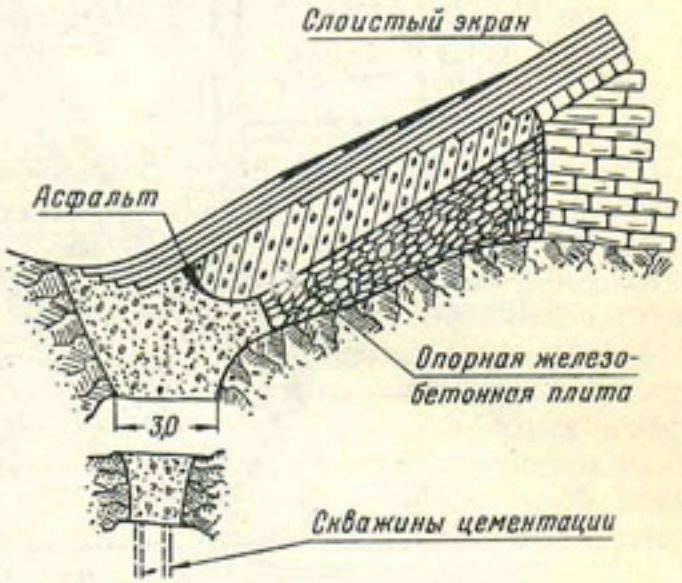


Рис. 16—9. Сопряжение гибкого экрана с зубом.

Пластичные экраны выполняют из глинистых грунтов, торфа и из специальных изоляционных материалов: асфальта или битума. Экраны из глины, суглинка и глинобетона укладывают с откосом 1 : 1,3—1 : 1,5. Конструкция их аналогична конструкции экранов земляных плотин, описанных в главе 13. Особенностью устройства пластичных экранов в набросных плотинах является отсыпка промежуточного слоя между экраном и наброской, выполняемого по типу обратного фильтра (рис. 16—11).

Асфальтовые экраны содержат примерно 10% битума, а также известковую муку и песок. Обычно асфальтовый экран состоит из двух слоев толщиной по 5—7 *см*, укладываемых на слой пористого бетона. Плиты из пористого бетона защищают также асфальтовый слой сверху. Асфальтобетонные экраны состоят из асфальтового битума и заполнителя (песка и гравия). Оба типа экранов обладают гибкостью и водонепроницаемостью. Они рекомендуются для применения в районах с мягким климатом.

В некоторых плотинах за рубежом уложены экраны из искусственных пластических материалов на полиэтиленовой основе[1]. Экраны из пластмассы стойки, способны к удлинению в 3 раза и прочны, в особенности если их с обеих сторон плотно обложить песчаными слоями толщиной по 10 *см*, а затем слоями глинобетона толщиной по 1 *м* (рис. 16—12). Для лучшей защиты экрана в слои глинобетона вибрированием вдавливают камни. Экран укладывают в виде ступеней.

В последнее время экраны из пластиков в плотинах из местных материалов устраивают в виде пластмассового ковра — водонепроницаемой

[1] Ф. Тельке. Водохранилищные плотины. Госстройиздат, М., 1957.

прокладки между бетонными сборными элементами, или в виде пластмассового экрана, представляющего собой сплошное пленочное покрытие, укладываемое на верховой откос плотины и защищаемое грунтом. В итальянской плотине Контрада Сабетта, высотой 25 *м* на верховом откосе, выровненном каменной

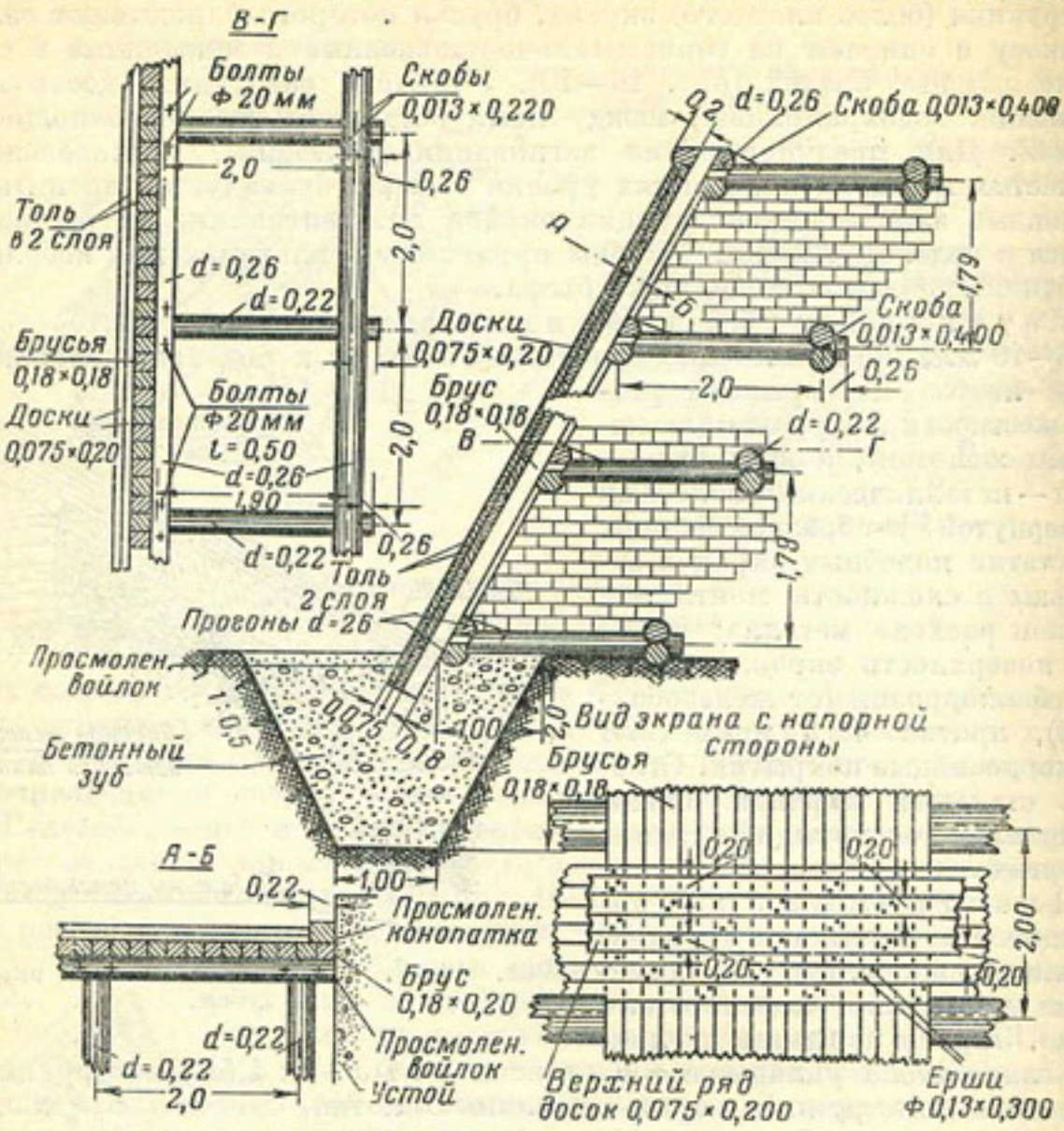


Рис. 16—10. Деревянный экран, запущенный в бетонный зуб.

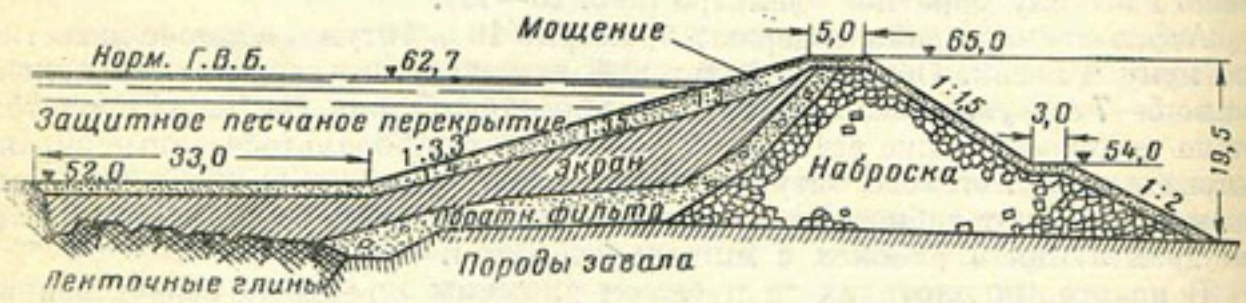


Рис. 16—11. Набросная плотина с пластичным экраном и понуром.

кладкой, уложены армобетонные плиты размером 7 × 7 *м* и толщиной 0,25 *м*. Поверх этих плит положен слой пористого бетона в 10 *см*, на который помещены склеенные между собой листы оппанола толщиной 2 *мм*. Листы оппанола защищены плитами неармированного бетона 2 × 2 *м*, толщиной 0,2 *м*[1].

[1] Б. В. Рельтов и И. Е. Кричевский. Перспективы применения рулонных пластмасс в качестве экранов плотин из местных материалов. «Гидротехническое строительство» № 11, 1964.

Фильтрационный расчет набросных плотин с грунтовым экраном или ядром, а также определение длины и толщины понура выполняется согласно СН и П II-И. 6-62. Плотины земляные насыпные. Расчеты устойчивости откосов набросных плотин проводят с учетом конструкции противофильтрационных устройств. Верховой откос для плотин с ядром и грунтовым экраном рассчитывают на случай внезапного снижения уровня воды в водохранилище. В плотинах на нескальных основаниях проверяется устойчивость низового откоса с учетом сопротивления сдвигу грунтов основания. В плотинах с экранами, положенными по верховому откосу, проверяется их устойчивость на сдвиг по основанию.

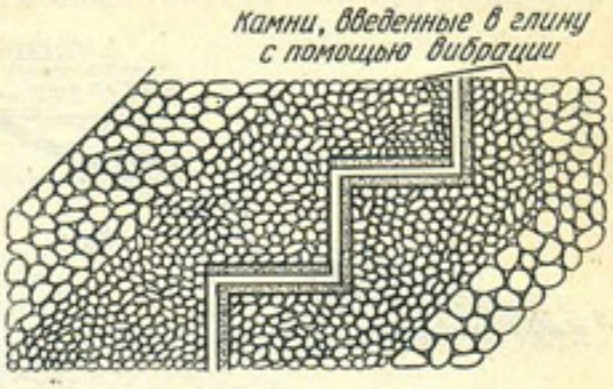


Рис. 16—12. Экран из пластмассы.

Противофильтрационные устройства в средней части плотины делают жесткими, в виде железобетонной диафрагмы, или пластичными — глиняные ядра. Давление воды, воспринимаемое этими устройствами, передается низовому клину наброски. Диафрагму обычно жестко заделывают в скальное основание, поэтому в случае перемещения наброски диафрагма испытывает деформации, подвергаясь изгибу и срезыванию. Для наблюдения за состоянием диафрагмы и отвода профильтровавшихся вод диафрагму большей частью делают полой, из двух тонких продольных стен, соединенных между собой поперечными стенами, в которых устраивают отверстия, соединенные служебными мостами (рис. 16—13). Есть примеры устройства сплошных диафрагм, которые во избежание образования трещин разрезают вертикальными температурными и усадочными швами. В сопряжении такой диафрагмы с основанием устраивают горизонтальный шов. Опыт эксплуатации каменно-

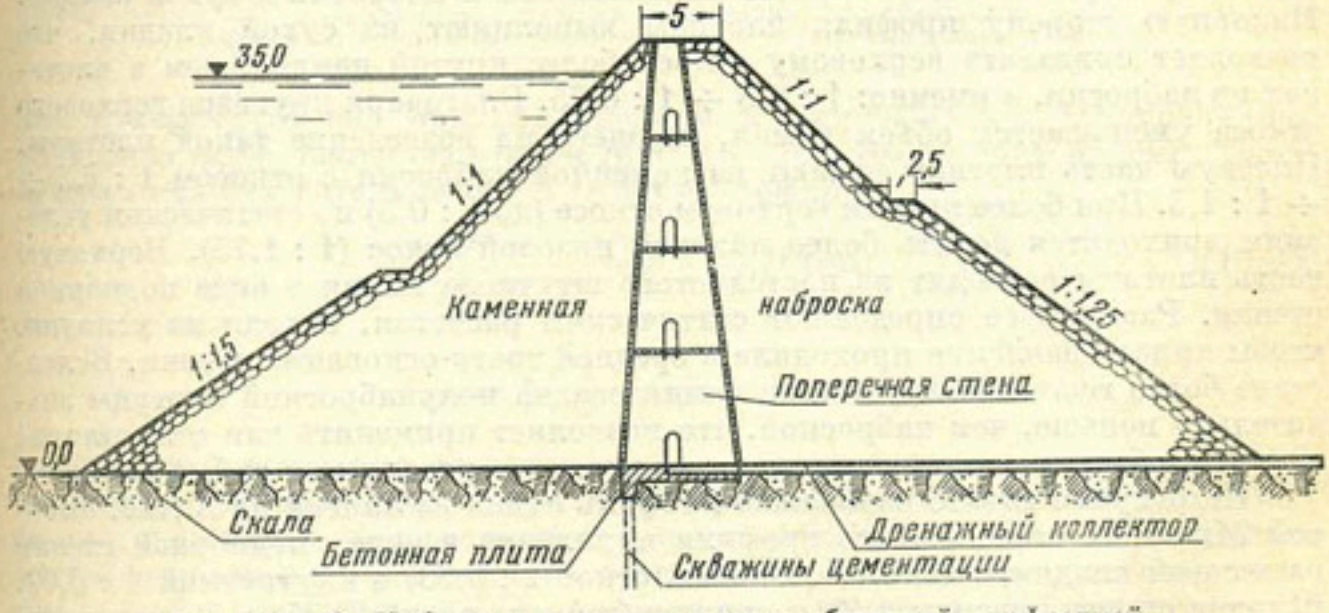


Рис. 16—13. Набросная плотина с железобетонной диафрагмой.

набросных плотин с диафрагмами показывает на неудовлетворительную их работу, так как дифрагма, являясь жесткой конструкцией, не может следовать за деформацией упорной призмы и в то же время слаба для выдерживания давления воды со стороны верхнего бьефа. Поэтому такие плотины строят редко. Преимущество пластичного ядра в каменнонабросной плотине по сравнению с жесткой диафрагмой состоит в том, что ядро нечувствительно к деформациям, вызванным изменением давления воды; вследствие этого менее вероятно нарушение прочности ядра. Ядра проектируют тонкими,

с откосами 1 : 0,2—1 : 0,4 толщиной понизу, равной 0,5—0,6 высоты плотины, или широкими, распластанными, с откосами 1 : 0,5—1 : 0,75. Между наброской и ядром отсыпают переходный слой в виде обратного фильтра, крупность которого убывает по направлению от наброски к ядру (рис. 16—1, *г*).

При устройстве глиняного ядра в каменнонабросных плотинах в Рурской области в глину вводили с помощью вибратора изюм из камней, что создало

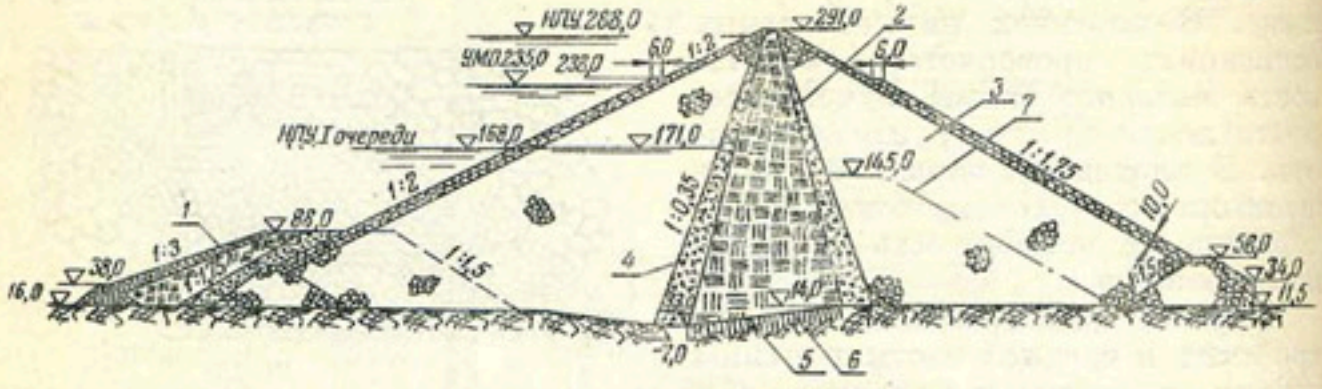


Рис. 16—14. Плотина Нурекской ГЭС:

1 — верховая перемычка; *2* — ядро из суглинка; *3* — наброска камня; *4* — двухслойный фильтр из галечника; *5* — цементация по площади глубиной 8 *м*; *6* — слой шприцбетона толщиной 10 *см*; *7* — граница отсыпки плотины первой очереди.

достаточно монолитное ядро. Оно пластичнее и значительно дешевле бетонных диафрагм.

Плотина Нурекской ГЭС высотой 295 *м* проектируется также с центральным ядром из лессового грунта (рис. 16—14) [1].

§ 16—3. ОСОБЕННОСТИ ПОЛУНАБРОСНЫХ, ИЗ КЛАДКИ НАСУХО И СМЕШАННЫХ ПЛОТИН

Полунабросные плотины состоят из каменной наброски и сухой кладки. Напорную сторону профиля плотины выполняют из сухой кладки, что позволяет придавать верховому откосу более крутой наклон, чем в плотинах из наброски, а именно: 1 : 0,5 ÷ 1 : 0,75. Благодаря крутизне верхового откоса уменьшается объем камня, идущего на возведение такой плотины. Низовую часть плотины делают из каменной наброски с откосом 1 : 1,2 ÷ ÷ 1 : 1,5. При более крутом верховом откосе (до 1 : 0,3) по статическим условиям приходится делать более пологий низовой откос (1 : 1,75). Верховую часть плотины возводят из постелистого штучного камня в виде подпорной стенки. Размеры ее определяют статическим расчетом, исходя из условия, чтобы кривая давления проходила в средней трети основания стенки. Вследствие более тщательной укладки камня осадка полунабросной плотины значительно меньше, чем набросной, что позволяет применять для этих плотин главным образом монолитные жесткие экраны, связанные с зубом плотины.

На рисунке 16—15 изображен профиль одной из плотин на Алтае, высотой 24,5 *м*. Напорная часть профиля выполнена в виде подпорной стенки из тесовой кладки, имеющей внешний откос 1 : 0,33, а внутренний 1 : 0,09. Ширина стенки поверху 4,42 *м*, понизу (в русле реки) 10,35 *м*. В основании подпорной стенки уложен слой бутобетона толщиной 1 *м*. Напорный откос защищен деревянным дощатым экраном (рис. 16—10), запущенным в бетонный зуб, который заложен в скалу, в зависимости от ее качества, на глубину до 11 *м*. В низовой части профиля из каменной наброски по основанию и по поверхности низового откоса уложены камни объемом от 1 до 2 $м^3$. Часть наброски, примыкающая к стенке из сухой кладки, выполнялась одновременно с возведением напорной части плотины. Карьерная мелочь и мел-

[1] С. А. Боровец. Нурекская гидроэлектростанция на р. Вахш. «Гидротехническое строительство» № 6, 1961.

кий камень струей гидромонитора под давлением 4,5—5 *атм* загонялись в щели между крупными камнями.

Плотины из сухой кладки по сравнению с прочими типами каменнонабросных плотин имеют наименьшую площадь профиля, а следовательно, наименьший объем. Для равномерной передачи давления на основание ширину последнего находят из условия, чтобы в треугольном профиле равно-

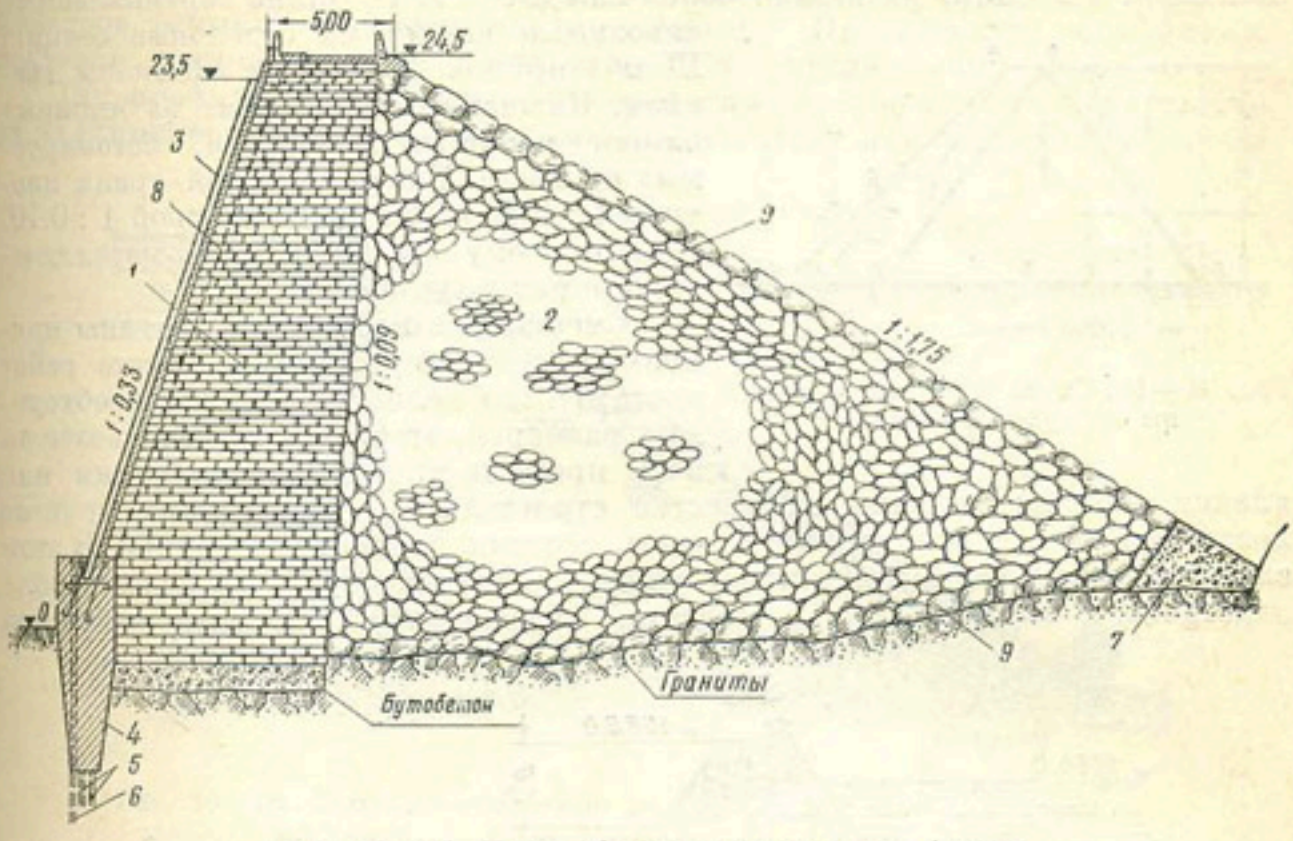


Рис. 16—15. Полунабросная плотина на Алтае:

1 — сухая кладка; *2* — наброска; *3* — деревянный экран; *4* — бетонный зуб; *5* — скважины мелкой цементации; *6* — скважины глубокой цементации; *7* — бетонный упор; *8* — верховой слой кладки на растворе толщиной 1 *м*; *9* — крупные камни 1—2 *м*³.

действующая всех сил при наполненном и опорожненном водохранилище проходила через центр основания (рис. 16—16). Выражение момента действующих сил относительно точки D напишется так [1]:

$$\frac{H^2}{2}\cdot\frac{H}{3}=\frac{H^2\operatorname{tg}\alpha}{2}\cdot\frac{2}{3}H\operatorname{tg}\alpha, \qquad (16-3)$$

откуда следует:

$$\operatorname{tg}\alpha=\sqrt{\frac{1}{2}}=0{,}707 \quad \text{или} \quad \alpha=35^\circ.$$

Поэтому верховой откос плотин из сухой кладки делают с наклоном 1 : 0,7. Устройство гребня придает профилю трапецеидальное сечение, и при этом возникает некоторый эксцентриситет равнодействующей силы относительно центра основания; во избежание этого низовой откос делают более пологим — до 1 : 1 (по линии *EGK*) или оставляют наклон 1 : 0,7, но устраивают по откосу берму (линия *ELGM*). Приведенный расчет условен и имеет ориентировочное значение. По откосам и по основанию укладывают более крупные камни (рис. 16—17). У откосов камни кладут по возможности нормально к откосам и тело плотины образуется криволинейными слоями, что целесообразно по статическим условиям. Плотины из сухой кладки наиболее приемлемы при нехватке камня. К недостаткам их следует отнести большую трудоемкость работ, так как каждый камень в кладке должен быть тщательно подобран и аккуратно уложен на месте; поэтому процесс производства

[1] С. Н. Моисеев. Плотины набросные и из кладки насухо. М., 1935.

работ требует большого числа квалифицированных рабочих. Стоимость этих плотин более высокая по сравнению с другими типами каменнонабросных плотин.

К. Марчелло для более широкой механизации возведения плотин из сухой кладки на неоднородных основаниях запатентовал тип плотины, возводимой из бетонных блоков [1]. Тело такой плотины высотой 66 *м*, построенной на р. Платани, разрезано через каждые 4 *м* по длине вертикальными сквозными швами на отдельные секции. Швы шириной 10—12 *см* засыпаны гравием. Каждая секция состоит из бетонных блоков размером 4 × 4 × 4 *м*, бетонируемых на месте. Уклон верховой грани плотины 1 : 0,65 — 1 : 0,694, низовой 1 : 0,70. По верховому откосу устроен металлический экран толщиной 6 *мм*.

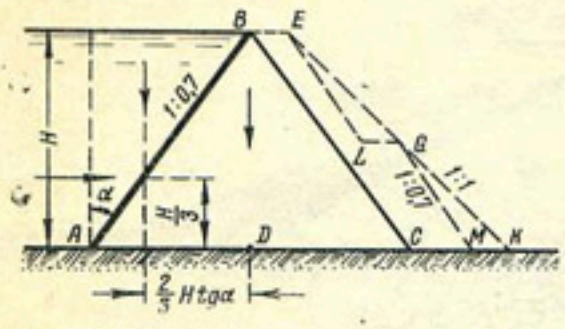


Рис. 16—16. Схема к расчету плотины из сухой кладки.

Смешанные набросные плотины применяют при отсутствии на месте работ достаточного количества камня необходимых размеров, чтобы можно было возвести весь профиль плотины из наброски или кладки насухо; наличие на участке строительства подходящих грунтов позволяет выполнять верховую часть сечения плотины из грунта. В этом случае верховая часть плотины из глины и суглинка будет выполнять роль пластичного экрана. При возведении низовой части плотины набросной

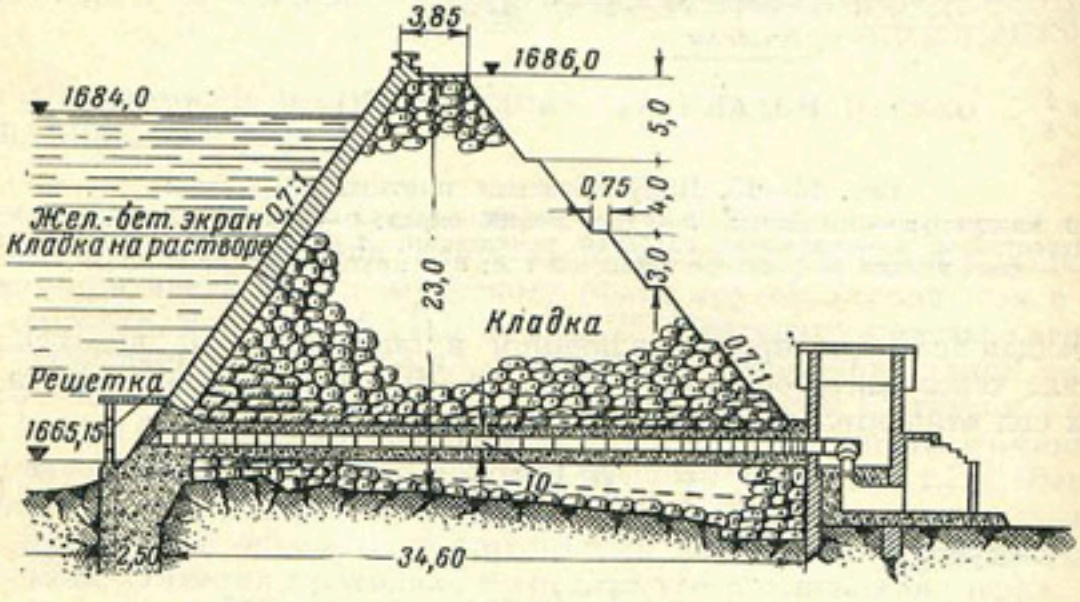


Рис. 16—17. Плотина из кладки насухо (разрез по донному водоспуску).

камня в текущую воду верховая часть создается отсыпаемым грунтом в виде мощного песчаного и супесчаного экрана (рис. 16—2,*в*).

За рубежом каменно-земляные плотины являются основным типом высоких плотин из местных материалов [2].

Примером смешанной плотины из наброски или кладки насухо с бетонной верховой стенкой может служить плотина, построенная в Китае (рис. 16—18). По верховому откосу бетонной подэкрановой стенки уложен экран, состоящий в верхней части из железобетонных плит размерами 6,1 × 7,6 *м*, толщиной от 0,9 до 1,8 *м*, а в нижней — из бетонных блоков. Особенностью этой плотины является наличие между бетонной стенкой и телом плотины

[1] В. И. Кравцов. Новый тип глухой плотины для оснований с различной степенью податливости. Госэнергоиздат, 1958.

[2] А. А. Ничипорович. Проектирование и строительство высоких плотин из местных материалов. «Гидротехническое строительство» № 8, 1958.

песчаного клина из крупнозернистого песка. Назначение этого слоя — равномерно передавать давление воды от подэкрановой кладки телу плотины и предотвращать расстройство сооружения от толчков при землетрясении. В другой плотине этого типа большой клин из галечно-щебеночной смеси создает боковое давление на стенку, уравновешивающее давление воды.

Для придания водонепроницаемости каменной наброске Гидропроектом им. С. Я. Жук в 1959 г. было предложено вместо устройства обратных фильтров замывать пустоты кладки песком [1]. Проведенные исследования показали возможность осуществления этого предложения [2].

Так, профиль Асуанской каменнонабросной плотины высотой 111 *м* состоит из глиняного ядра, понура и каменных упорных призм, замытых песком.

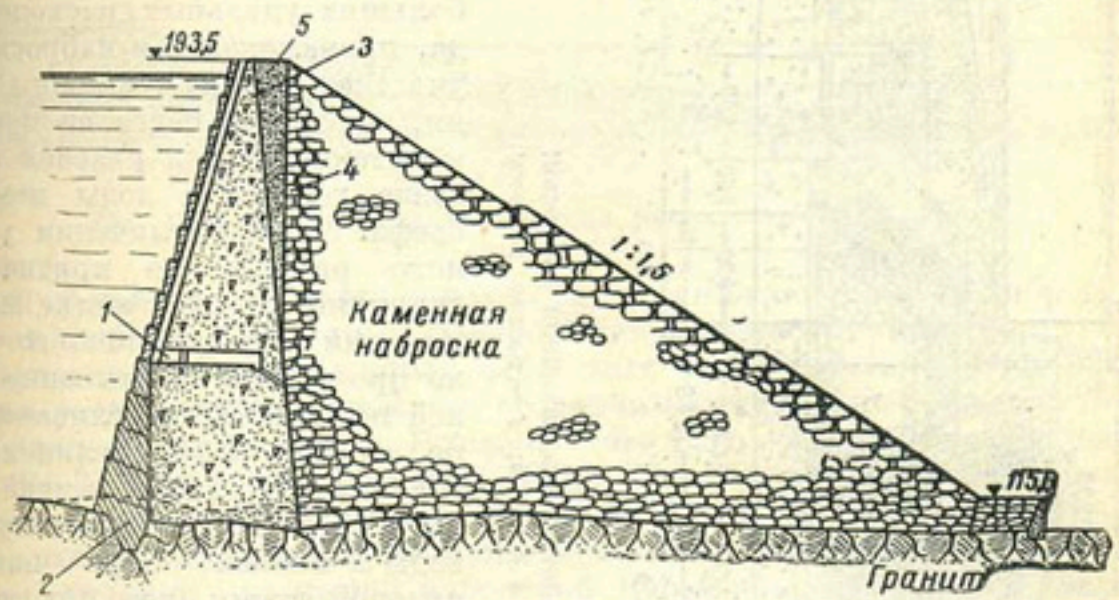


Рис. 16—18. Смешанная плотина из наброски и бетонной кладки:
1 — галерея для осмотра и сбора фильтрационных вод; *2* — бетонный зуб; *3* — битумная прослойка; *4* — вертикальная стенка из кладки на растворе; *5* — песчаное заполнение.

В таком профиле просто и надежно выполнено сопряжение тела плотины с инъекционной завесой [3]. Замыв каменных призм песком позволил отказаться от устройства обычных обратных фильтров при сопряжении камня и грунтов. Отсыпка обратных фильтров в данном случае на глубину 35 *м* вследствие замыва пор каменных банкетов оказалась излишней.

§ 16—4. ВОДОСЛИВНЫЕ И ФИЛЬТРУЮЩИЕ НАБРОСНЫЕ ПЛОТИНЫ

Перелив воды по каменнонабросной плотине возможен при условии обеспечения устойчивости низового откоса плотины против его разрушения потоком, а также предотвращения подмыва основания низовой части плотины вследствие размыва русла реки у подошвы откоса стекающей по нему водой. Наличие пустот в каменной наброске низовой части плотины способствует уменьшению размывающего действия потока на основание, так как часть расхода проваливается в пустоты наброски и во время течения в ней (наброске) происходит гашение кинетической энергии потока. С другой стороны, эта фильтрующая вода, вытекая в нижней части низового откоса, оказывает давление на камни, лежащие на поверхности этой части откоса.

---

[1] А. П. Ващинин, А. И. Огурцов, В. И. Савостьянов. Исследование по замыву песком каменных набросок. «Гидротехническое строительство» № 2, 1961.

[2] С. В. Избаш, П. М. Слисский, А. И. Смоляк. Гидравлические основы возведения плотин замывом каменной наброски песком. «Труды Московского Ордена Ленина энергетического института», вып. XXXVI, М., 1961.

[3] К. К. Кузьмин. Высотная Асуанская плотина. «Гидротехническое строительство» № 9, 1964.

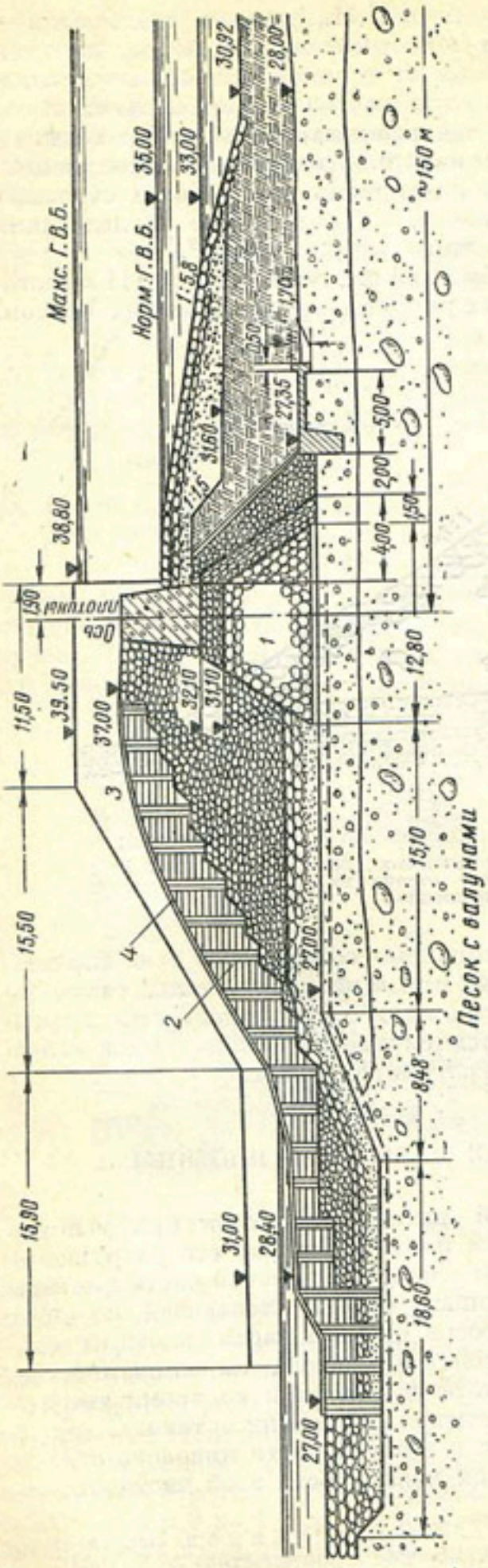


Рис. 16—19. Водосливная плотина из каменной наброски:
1 — сухая кладка; *2* — ряжи; *3* — устой; *4* — настил из досок.

и стремится их вытолкнуть. Вопросы подбора устойчивого и в то же время пористого крепления водосливной грани и устойчивости этой части плотины при переливе через нее воды изучались в нескольких научно-исследовательских институтах.

Лабораторные опыты П. И. Гордиенко [1] (институт Водгео) показали, что при переливе небольших удельных расходов вода, проваливаясь в наброску на участке, меньшем ширины гребня, протекает через ее пустоты и вытекает через низовой откос выше горизонта воды нижнего бьефа. При увеличении удельного расхода до критической величины $q_{кр}$ на участке выклинивания фильтрационного потока происходит скатывание камней под действием сливающейся по откосу воды. Величина $q_{кр}$ зависит от диаметра камней, длины участка поглощения, глубины воды в нижнем бьефе и наклона низовой грани (чем положе наклон водосливной грани и больше глубина нижнего бьефа, тем больше $q_{кр}$) и примерно равна 2,25—2,5 *м*³/*сек* на 1 *пог. м* длины водослива. Если же длина участка поглощения становится больше ширины гребня, то начинается перелив воды через гребень и течение ее по всему низовому откосу. Безопасность такого течения для каменной наброски плотины может быть достигнута лишь устройством крепления низового откоса и закреплением подошвы этого откоса. Облицованной водосливной грани в зависимости от высоты плотины придается наклон 1 : 3 — 1 : 3,5. Применение сквозных щитов и в особенности ряжей для покрытия этой грани позволяет увеличить переливаемый удельный расход до 15 *м*³/*сек*. Примером водосливной набросной плотины является плотина высотой 10 *м*, построенная по идее проф. Н. П. Пузыревского на одной из рек Алтая. Плотина состоит из верховой части, сложенной из суглинка (рис. 16—19), и низовой — из каменной наброски,

[1] П. И. Гордиенко. Водосливные плотины из каменной наброски. «Гидротехническое строительство» № 3, 1944.

поверхность которой укреплена ряжами, образующими водопроницаемый каркас [1]. Ряжи обшиты досками из лиственницы с промежутками между досками в 7,5 *см*. Ядро плотины сложено призмой из сухой кладки, на которой установлена бутобетонная стенка. С верховой стороны ядро уширено за счет стенки из камня, по грани которой уложен деревянный экран. К экрану снизу примыкает понур длиной 5 *м* из бетонных плит. Экран и понур прикрыты мощным слоем суглинка толщиной в среднем 2,5 *м*. Очертание водосливной грани плотины было установлено лабораторными опытами. Плотина рассчитана на пропуск максимального удельного расхода в 4 *м*³/*сек*. Недостатком плотины явилось засорение каменной наброски после пропуска паводка (ветками и сучьями), несмотря на установленную

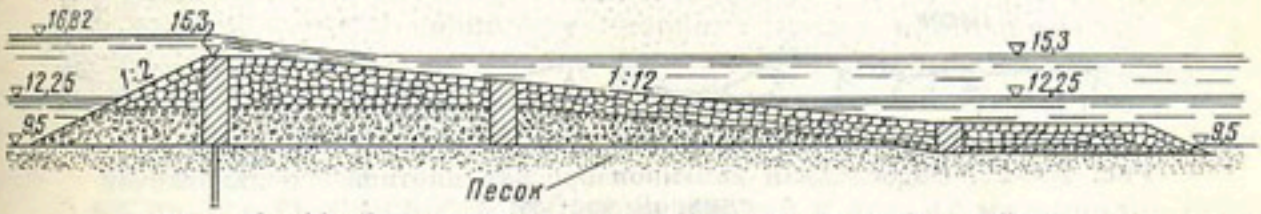


Рис. 16—20. Водосливная плотина распластанного профиля.

наплавную запань для задержки мусора, что снижает значение наброски как гасителя энергии. Кроме того, выявлена непригодность ее для пропуска льда.

Разновидностью переливных набросных плотин являются водосливные плотины распластанного профиля, возводимые на песчано-гравелистом основании для напоров до 5—6 *м*. Плотина этого типа состоит из расположенных через 10—20 *м* друг от друга нескольких (3—4) поперечных бетонных или из каменной кладки стен прямоугольного сечения толщиной поверху 1—1,5 *м*, являющихся диафрагмами плотины (рис. 16—20) [2]. Промежутки между стенами заполняют каменной наброской. Верхний слой наброски тщательно укладывают из крупного камня. Для предотвращения размыва основания плотины фильтрационным потоком, а также для предохранения водосливной грани от разрушения переливающимся потоком этой грани придают пологий наклон в пределах 1 : 8 ÷ 1 : 12. Чем выше плотина и больше глубина на ее водосливе, тем положе откос водоската. Эти плотины успешно работают лишь в условиях затопленного перелива паводковых расходов.

В институте гидрологии и гидротехники Академии наук Украинской ССР Н. Н. Беляшевским разработаны конструкции водосливных каменно-набросных смешанных плотин на скальных и прочных нескальных основаниях высотой до 10 *м* [3]. В этом типе гребень плотины для предохранения наброски от разрушения переливающейся водой и льдом выполняется в виде массивного оголовка из бетонной или бутовой кладки (рис. 16—21). Водосливная грань с наклоном 1:2,5 и положе облицовывается бетонными плитами толщиной 0,4—0,6 *м*, связываемыми между собой редкой арматурой. Водосливная часть заканчивается упорным массивом, предохраняющим плотину от подмыва и служащим водосливным носком. В верховой части плотины для создания противофильтрационного устройства отсыпается глинистый экран, защищенный от размыва песчаным слоем, поверхность которого укрепляют мостовой или другим видом крепления. Стоимость строительства этих плотин на 20—50% дешевле стоимости массивных бутобетонных и ячеистых бетонных плотин при уменьшении бетонных работ в 1,5—2 раза. Эксплуатация построенных плотин показывает успешную их работу.

Возведение плотин наброской в текущую воду. Проф. С. В. Избашом был исследован вопрос о постройке плотин без устройства перемычек набро-

[1] М. П. Горчаков и Т. Н. Пузыревская. Водосливные плотины из каменной наброски типа, предложенного проф. Н. П. Пузыревским. «Гидротехника и мелиорация» № 2, 1956.

[2] В. В. Подарев. Гидротехнические сооружения. Плотины, вып. IV. М., 1925.

[3] Н. Н. Беляшевский. Улучшенные типы водосливных плотин из каменной наброски. Киев, 1953.

ской камня в текущую воду [1]. По данным лабораторных опытов и натурных наблюдений, поперечное сечение профиля наброски изменяется в определенной последовательности [2]. Сначала отсыпь камня принимает форму

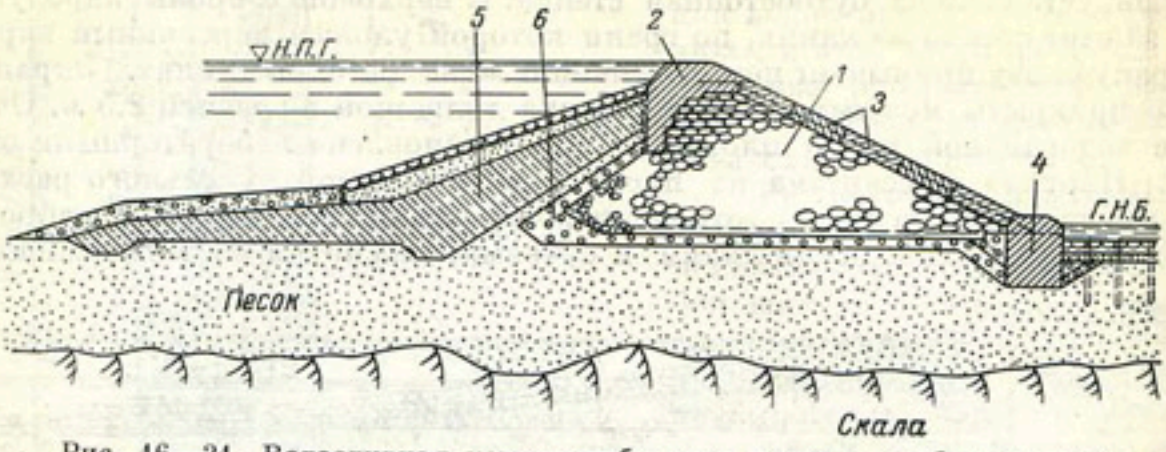


Рис. 16—21. Водосливная каменнонабросная плотина с облицованной сливной частью:
1 — каменная наброска; *2* — оголовок; *3* — плиты; *4* — упорный массив; *5* — глинистый экран; *6* — обратный фильтр.

треугольника с откосами 1 : 1 или 1 : 1,25 (рис. 16—22, *а*). По мере повышения наброски поверхность переливающейся воды из спокойной становится волнистой, гребень профиля уширяется, а низовой откос делается положе (рис. 16—22, *б*). При дальнейшем возрастании профиля происходит увеличение перепада перед ним, возрастают также скорости потока, под воздействием которых происхоит скатывание камней, находящихся на поверхности низового откоса, что делает последний положе. Течение воды по низовому откосу происходит, как по быстротоку (рис. 16—22, *в*). При пропуске воды реки через отверстия плотины или водосбросного сооружения, по мере возрастания высоты наброски и соответственно величины подпора перед ней, увеличивается расход, пропускаемый через водосбросные отверстия, и уменьшается расход, протекающий через наброску, что ведет к снижению скоростей на низовом откосе последней. Уменьшение скорости позволяет профилю наброски принимать в верхней части низового откоса более крутой наклон, вследствие чего каменная отсыпь быстро растет по высоте и выходит из воды (рис. 16—22, *г*). При отсутствии водосбросного сооружения выход профиля из воды происходит медленнее, а при некотором соотношении расхода и размеров камней он вообще невозможен: отсыпаемый камень идет лишь на распластывание профиля плотины. В период наброски камня часть расхода реки фильтрует сквозь наброшенную часть плотины, несколько уменьшая расход воды, переливающейся через гребень. Камни, находящиеся на поверхности низового откоса, будут в равновесии до тех пор, пока гидродинамическое давление переливающегося потока не станет больше силы

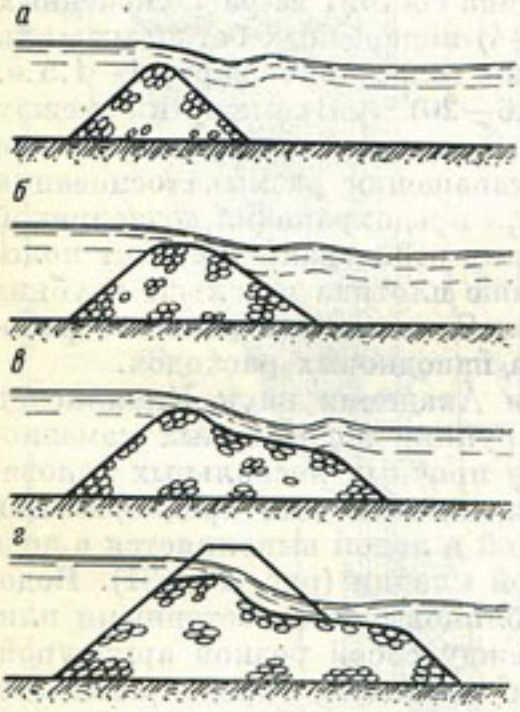


Рис. 16—22. Схема возведения плотин наброской в текущую воду.

[1] С. В. Избаш. Постройка плотин наброской камня в текущую воду. Госстройиздат. М.—Л., 1932.

[2] Н. В. Халтурина. О расчете формирования каменной отсыпки при перекрытии рек. Труды Гидропроекта, Сборник первый. Госстройиздат. М., 1958.

сопротивления камня. Величина скорости, при которой происходит сдвиг камней, определяется по формуле С. В. Избаша:

$$v = A\sqrt{2g\frac{\gamma_1 - \gamma}{\gamma}} \cdot \sqrt{D\cos\alpha}, \qquad (16—4)$$

где A — коэффициент; по данным опытов С. В. Избаша, при передвижении камня по площадке, близкой к горизонтальной, $A = 0{,}86 \div 0{,}90$, а при сдвиге камня, находящегося на поверхности низового откоса, $A = 1{,}1 \div 1{,}2$;

γ_1 и γ — объемный вес (объемная масса) камня и воды;

D — диаметр камня, приведенного к шару;

α — угол наклона к горизонту низового откоса наброски.

Задаваясь скоростью потока по формуле (16—4), можно определить по известному наклону низового откоса и γ_1 размер камней. Перед построенной таким способом пористой плотиной отсыпается обратный фильтр, а перед ним — грунтовый экран.

В настоящее время способ наброски камней и других материалов невлекомой крупности в текущую воду применяется главным образом для перекрытия русел при возведении крупных гидроузлов [1].

Глава 17

Гравитационные плотины

§ 17—1. ПЛОТИНЫ НА СКАЛЬНОМ ОСНОВАНИИ

Гравитационные бетонные или каменные плотины представляют собой крупные водоподпорные сооружения, устраиваемые поперек русла реки с целью регулирования ее стока и поднятия уровня верхнего бьефа; они используются в орошении, гидроэнергетике, водном транспорте, водоснабжении и в других отраслях народного хозяйства.

В Советском Союзе построен ряд крупных массивных плотин; на Днепре у Днепрогэса им. В. И. Ленина, на Волхове, Свири, Волге, Сыр-Дарье, Иртыше, Оби и др.

Большие сдвигающие усилия от давления воды массивные плотины воспринимают всей своей массой и сопротивляются сдвигу развивающимися по подошве плотины силами трения и сцепления со скальным основанием. Этим плотинам придают такие размеры, при которых их большой вес обеспечивает устойчивость, поэтому такие плотины называют гравитационными.

Вследствие большого объема кладки гравитационных плотин стоимость их высока, поэтому они входят в состав гидроузлов преимущественно в качестве водопропускных участков, т. е. в виде водосливных или водосбросных плотин. В таких условиях устройство их может оказаться экономически более целесообразным, чем иное решение пропуска воды реки в нижний бьеф (главным образом в паводковый период).

На рисунках 17—1 и 17—2 показаны поперечные профили водосливной и глухой гравитационных плотин. Глухие гравитационные плотины (в которых не допускается перелив через них воды) применяют преимущественно на участках примыкания водопропускных частей плотины к берегам, к зданию ГЭС и т. п.; как самостоятельные глухие гравитационные плотины с боковыми (по берегам) водосбросами или туннельными водовыпусками устраивают значительно реже, чем водосливные или плотины с затворами.

[1] С. В. Избаш. Гидравлика в производстве работ, Госстройиздат, 1949; Б. Т. Емцев. Гидравлический расчет процесса перекрытия русла наброской камня в поток. «Гидротехническое строительство» № 5, 1956.

Гравитационные плотины возводят из бетона и реже из каменной кладки, что объясняется более совершенной механизацией бетонных работ и большим совершенством конструкций бетонных плотин (например, возможностью использования железобетонных оболочек — облицовок и применения небольшого армирования).

Бетонные плотины могут быть возведены любой высоты; высота их определяется главным образом экономической стороной строительства. Самая большая в мире плотина Гранд-Диксанс имеет высоту 284 *м*.

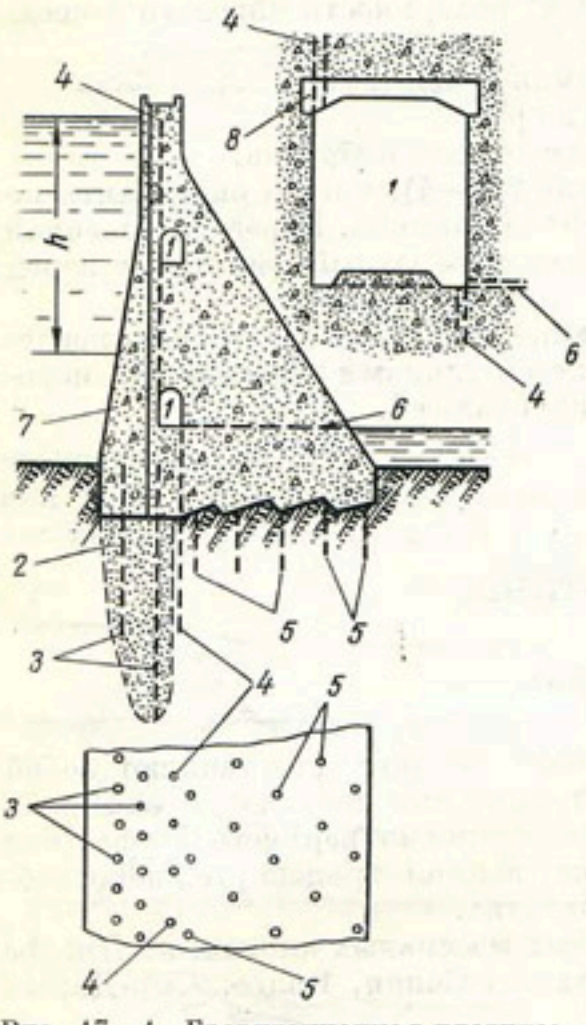


Рис. 17—1. Гравитационная плотина:
1 — смотровая галерея; *2* — цементационная завеса; *3* — цементационные скважины завесы; *4* — дренажные скважины; *5* — цементационные скважины основания; *6* — сливная трубка; *7* — облицовка плотины; *8* — сборные железобетонные балки (или арки).

В плане гравитационным плотинам придают прямолинейное очертание и только при узости водопропускного фронта, различии в геологическом строении основания, в случае русловых или эксплуатационных особенностей сброса воды в нижний бьеф придают криволинейное очертание с выпуклостью в сторону верхнего бьефа с большим радиусом кривизны (например, бетонная плотина Днепрогэса им. В. И. Ленина выполнена в плане по дуге окружности с радиусом в 600 *м*). Влияние криволинейности такой плотины на напряжения в ней и в ее основании незначительно и в расчете на устойчивость и прочность не принимается во внимание. Криволинейность планового очертания плотин учитывают в гидравлическом расчете (увеличением длины водопропускного участка), в расчете режима и конструкций нижнего бьефа и в эксплуатации плотины (очередность работы отверстий плотины во время пропуска паводковых расходов реки).

Таким образом, устойчивость и прочность гравитационных плотин определяется их большим весом; в этом отношении они аналогичны подпорным стенам, поэтому для гравитационных плотин характерны сравнительно небольшие напряжения на сжатие в бетоне, отсутствие напряжений на растяжение (или очень малые), но зато в основании плотин развиваются большие (для грунтов) напряжения, для безопасного восприятия которых необходимо иметь в основании прочные грунты, преимущественно скальные.

Опыт советской гидротехники показал, что и в случае сыпучих грунтов (песчаные) возможно возведение гравитационных плотин высотой свыше 35 *м*; в этом случае надо придать поперечному профилю плотины такие распластанные формы, которые снижали бы и выравнивали напряжения грунта основания.

Конечно, лучшим основанием под гравитационной плотиной будет прочная, монолитная, слабо- и мелкотрещиноватая, без сбросовых трещин, водостойкая и морозоустойчивая скала, благоприятно расположенная против сдвигающих усилий. Однако скальные породы таких хороших качеств и так удачно расположенные встречаются очень редко; обычно скальные породы пронизаны системой трещин различных размеров.

Цементация скального основания плотины укрепляет его и ослабляет фильтрацию через него, а устроенная в виде цементационных завес,

значительно снижает противодавление фильтрационного потока на подошву плотины, следовательно, позволяет придать плотине более обжатые формы поперечного сечения.

Цементация основания — не единственное мероприятие для его усиления; в скальных трещиноватых породах могут применяться: горячая битумизация, глинизация, силикатизация, замораживание.

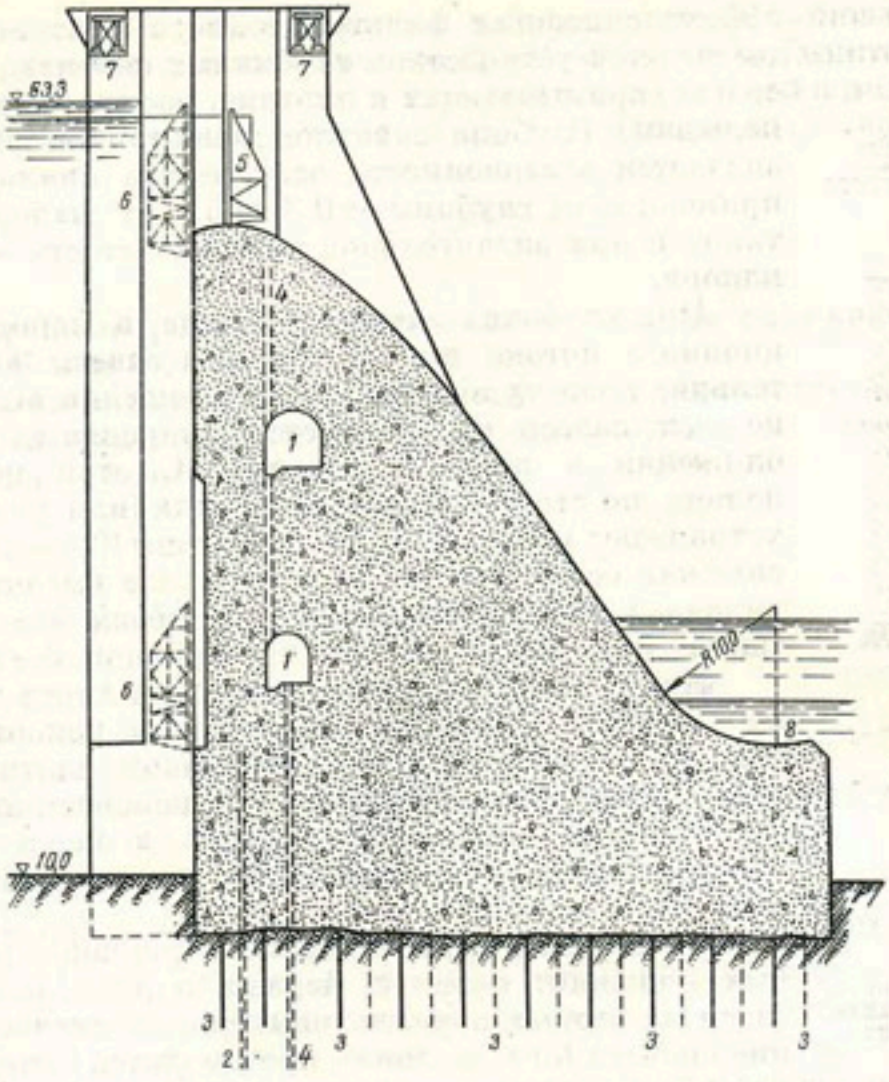


Рис. 17—2. Гравитационная водосливная плотина:
1 — смотровая галерея; *2* — скважины цементационной завесы; *3* — цементационные скважины основания; *4* — дренажные скважины; *5* — плоский затвор; *6* — строительно-ремонтный затвор; *7* — подкрановые мосты *8* — носок, трамплин.

В рыхлых несвязных породах могут применяться: силикатизация, холодная битумизация, замораживание, а в крупнозернистом песке и галечнике — цементация.

Цементация скальных пород получила наибольшее распространение в практике; технология ее хорошо разработана, и эффект ее действия весьма значителен. Иногда целесообразно применение нескольких способов укрепления грунтов; например, при наличии в породах карста или крупных каверн при больших скоростях фильтрации возможно применение сначала горячей битумизации с последующей цементацией более тонких трещин.

Цементация применима, когда ширина трещин или диаметр пор грунта не менее 0,15 *мм*, когда фильтрационные воды не агрессивны и когда они движутся со скоростью не больше 600 *м/сутки*; при больших скоростях применимость цементации должна быть доказана опытными работами, с возможным использованием ускорителей схватывания цемента.

Цементация скального основания под всей подошвой гравитационной плотины производится тогда, когда порода обладает сильной трещиноватостью (естественной или полученной от вскрыши котлована взрывным

способом), когда подошву плотины необходимо защитить от химического воздействия со стороны фильтрационного потока, когда необходимо предупредить суффозию заполнителя трещин.

Скважины для цементации основания плотины устраивают неглубокие, 6—8 *м*, размещают их в шахматном порядке примерно через 3—5 *м* друг от друга; цементацию ведут после укладки 3—5-метрового слоя бетона (рис. 17—2).

Наибольший эффект снижения фильтрационного противодавления на подошву плотины достигается устройством глубинных цементационных завес под плотиной и в берегах, примыкающих к плотине, расположенных в начале подошвы. Глубина скважин цементационной завесы назначается в зависимости от качества скальной породы; примерные их глубины от 0,3 до 0,7 от напора перед плотиной и при значительной трещиноватости — до полного напора.

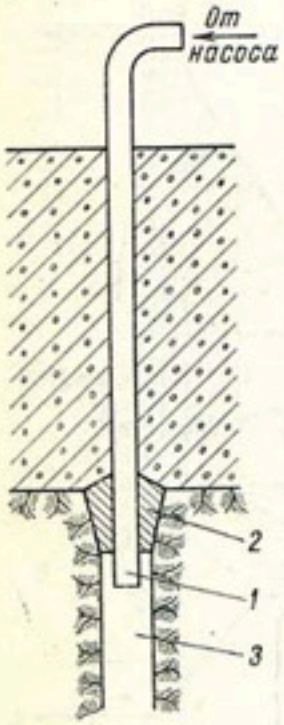


Рис. 17—3. Инъектор нажимного типа:

1 — нагнетательная труба; *2* — цементная пробка; *3* — скважина.

При глубоких завесах разница в напорах фильтрационного потока по обе стороны завесы весьма значительна; поэтому в целях предупреждения выщелачивания цемента завесы рекомендуется уширение ее по мере приближения к подошве плотины. С этой целью параллельно по сторонам основного ряда (или рядов) скважин устраивают менее глубокие скважины (0,4—0,5 от глубины скважин основного ряда), а в случае высоких плотин — параллельно этим скважинам по обеим сторонам завесы еще по ряду мелких скважин (глубиной 6—8 *м*).

Нагнетание цементного раствора через такую систему скважин обеспечит образование цементной завесы, широкой в примыкании с подошвой плотины и узкой внизу. Повышение эффективности цементации достигается применением пластифицирующих добавок (сульфитно-спиртовая барда) в количестве около ¼% их сухого вещества к весу цемента.

Нагнетание ведется сначала в основном ряду глубинных скважин, потом в первых параллельных рядах и затем во вторых параллельных рядах скважин. Нагнетание цементного молока производится гидравлическим способом — нажимным для скважин глубиной до 12 *м* (рис. 17—3) и циркуляционным — для более глубоких скважин. При тонкой трещиноватости скальных пород нажимной метод малоэффективен вследствие быстрой закупорки трещин осаждающимся цементом; циркуляционный способ не обладает этим недостатком и обеспечивает качественную цементацию [1].

Скважины перед цементацией промывают до получения осветленной промывной воды, осматривают через перископ для выяснения трещиноватости; глубокие скважины испытывают на водопоглощение по отдельным вертикальным зонам (по 6—10 *м*), что позволяет уточнять в проекте расстановку рабочих и контрольных скважин. Диаметр скважин выбирается равным 56—76 *мм*, в зависимости от глубины бурения; расстановка скважин друг от друга в основном ряду (рядах) 1,5—2,0 *м*, в боковых параллельных 2—3 *м*. Расстановка уточняется наблюдением за нагнетанием в рабочие и контрольные скважины (должна быть обеспечена непрерывность завесы).

Чтобы равномерно заполнить цементом узкие и широкие трещины, нагнетание начинают вести со слабой консистенцией цементного раствора (1:8) и заканчивают более высокой (1 : 1); при таком порядке нагнетания предупреждается заполнение цементом ближайших трещин сразу же в начале

---

[1] М. И. Ермошенко. Опыт цементации на гидротехническом строительстве «Гидротехника и мелиорация» № 6, 1955.

нагнетания. Широкие трещины лучше заполнять нагнетанием густого раствора (1 : 0,5).

Расчетные величины давлений нагнетания должны быть не менее веса вышележащей толщи породы и возведенной части сооружения; наибольшие допускаемые давления не должны быть больше 0,5 *атм* на 1 *м* глубины основной скважины и не больше 0,6—0,9 *атм* на 1 *м* глубины контрольной скважины.

В цементационной завесе удельная водопоглощаемость должна быть не больше 0,05 *л/мин* при действующем напоре $H < 25$ *м* и не больше 0,03 *л/мин* при $H = 25—75$ *м*[1]. Удельной водопоглощаемостью q называется водопоглощение, отнесенное к 1 *м* напора нагнетания и к 1 *м* глубины скважины; она определяется по формуле:

$$q = \frac{Q}{Ht}, \qquad (17—1)$$

где Q — замеренный расход в *л/мин* водопоглощения скважины под напором H в *м вод. ст.*;

t — глубина скважин в *м* в пределах испытания нагнетанием.

Толщина противофильтрационной цементационной завесы определяется по СН 123—60 из условия:

$$I_{\text{макс}} = \frac{\Delta H}{l} < I_{\text{доп}}, \qquad (17—2)$$

где I — максимальный градиент напора в теле завесы;

H — действующий напор в *м*;

$I_{\text{доп}}$ — допустимый градиент напора в теле завесы;

Δ — величина приведенного напора;

l — толщина завесы в *м*.

При обеспеченности водопроницаемости завесы удельным водопоглощением не более 0,01—0,05 *л/мин* $I_{\text{доп}} = 20—10$.

Величина Δ для завес, не достигающих водоупора, при наличии вертикального дренажа за завесой такова: при $\frac{B}{S} < 1$ $\Delta = 0{,}75—0{,}85$; при $\frac{B}{S} > 2$ $\Delta = 0{,}65—0{,}70$. При отсутствии дренажа основания значения Δ снижаются на 20—25% (B — ширина плотины по подошве; S — глубина завесы).

Битумизация основания выполняется преимущественно нагнетанием в скважины расплавленного битума; ею достигается уплотнение и заполнение трещин, карстовых пустот, предупреждение или уменьшение фильтрации, защита гидросооружения от действия агрессивных фильтрационных вод и укрепление породы основания.

Битумизация применима в скальных породах с трещинами шире 0,2 *мм*, в щебенистых и гравелистых грунтах и при скорости фильтрации свыше 100 *м/сутки*; песчаные, глинистые и тонкопористые породы трудно поддаются как горячей, так и холодной битумизации [2].

§ 17—2. КОНСТРУКЦИИ ГРАВИТАЦИОННЫХ ПЛОТИН

Конструкции гравитационных плотин должны обеспечить устойчивость и прочность плотины и ее основания без излишних запасов, должны быть экономичны и просты по выполнению и эксплуатации, красивы по оформлению, совершенны по использованию водных ресурсов, должны допускать возможность контроля состояния плотины и основания. Выполнение этих требований относится к комплексу плотины и ее оборудования (затворы,

---

[1] НиТУ. Проектирование бетонных гравитационных плотин на скальных основаниях. СН 123 — 60. М., 1961.

[2] ВНИИГ. Гидроизоляция подземных сооружений способом битумизации. Л., 1951.

подъемники, мосты), ГЭС при плотине, конструкции нижнего бьефа. В настоящей главе эти вопросы рассматриваются только применительно к самой плотине.

Дренаж. Большое значение в вопросе устойчивости и экономичности гравитационной плотины имеет уменьшение или полное снятие фильтрационного противодавления по ее подошве. Глубинная цементационная завеса, действуя как глубокий шпунт, существенно снижает противодавление, однако остаток его еще значителен; дальнейшее снижение противодавления достигается дренированием основания плотины путем устройства проходной смотровой галереи в теле плотины, ряда скважин из нее до основания и одной или нескольких выводных трубок из галереи в нижний бьеф плотины (рис. 17—1). Расстояние от верховой грани плотины до верховой стены смотровой галереи принимают не менее 2—2,5 *м*.

Фильтрационная вода поступает через скважины *4* в кювет смотровой галереи и оттуда стекает по трубке (или трубкам) в нижний бьеф или откачивается в этот бьеф (при высоком его уровне).

Однако при такой системе дренажа между дренами смотровой галереи и низовым концом подошвы плотины еще остается небольшой избыточный напор сверх уровня нижнего бьефа, который снимается практически полностью, если дрены смотровой галереи не оканчивать у верха основания, а продолжать в основании на глубину около половины глубины цементационной завесы.

Вода водохранилища может проникнуть в бетон плотины и двигаться по его порам в сторону низовой грани. Такое движение воды может повести к выщелачиванию бетонной кладки, следовательно, его нельзя допускать; это достигается двумя мероприятиями: устройством по лицевой грани плотины плотной облицовки и дренажа за ней. Облицовка должна быть не только плотной (т. е. водоупорной), но и крепкой, так как она должна противостоять действию мороза (при понижениях уровня воды водохранилища), ударам и трению льда, плавника, волнобою; она должна быть прочно и жестко соединенной с кладкой плотины, что необходимо для повышения ее устойчивости при воздействии внешних сил, сейсма, колебаний температуры.

Лучшая облицовка — железобетонные плиты-оболочки (см. главу 22), далее укладка с вибрированием гидротехнического бетона высокого качества по верховой грани плотины, с содержанием цемента до 300—350 *кг* на 1 $м^3$ бетона, слоем не менее 1 *м* наверху и около $0{,}1h$ от напора воды ниже. В качестве облицовки применяют торкрет-бетон в 2—3 слоя по металлической сетке с ячейками от 4 × 4 до 7,5 × 7,5 *см*, слоем 5—7 *см* наверху и 8—10 *см* у подошвы плотины; сетка укрепляется на арматурных стержнях, закладываемых в бетон плотины через 1 × 1 *м*; полезно бетонные облицовки снаружи покрыть 2—3 слоями горячего битума.

Для небольших плотин применяется облицовка из естественных камней; но ввиду большой трудоемкости ее устройства, трудностей в подыскании прочных и морозостойких пород она применяется редко.

Дренаж за облицовкой устраивается в виде ряда вертикальных скважин, собирающих воду в верхнюю смотровую галерею, из которой вода выводится трубкой дренажа на низовую грань плотины или спускается в нижнюю галерею, что лучше, так как не вызывает охлаждения тела плотины зимой через выводную трубку и не портит внешнего вида низового откоса плотины. Между смотровыми галереями, независимо от верхней, устраивается дренаж из вертикальных скважин; расстояние между скважинами назначают 2—5 *м*, диаметр скважины 25 *см*. Дренажные скважины располагают не ближе $0{,}1h$ от верховой грани, где h — напор воды в рассматриваемом сечении, но не менее 2 *м*. Вместо скважин можно устанавливать во время кладки бетона трубы из пористого бетона или устраивать дренажные шахты диаметром 0,8 *м* или 0,8 × 1,0 *м*, проходящие от гребня до основания плотины. В качестве опалубки таких шахт устанавливаются также трубы или плиты из пористого бетона.

Смотровые галереи. В плотинах высотой более 30 *м* устраивают не менее двух галерей, что создает большие удобства для устройства дренажа плотины и контроля его работы. Нижняя смотровая галерея должна быть достаточно широка (3,5—4,0 *м*) и высока, чтобы из нее можно было вести бурение цементационных и дренажных скважин; если наблюдения за работой дренажных скважин покажут чрезмерное усиление в какой-либо скважине притока грунтовых вод, то для ликвидации такого опасного явления скважину инъецируют из галереи и спустя некоторое время пробуривают другую

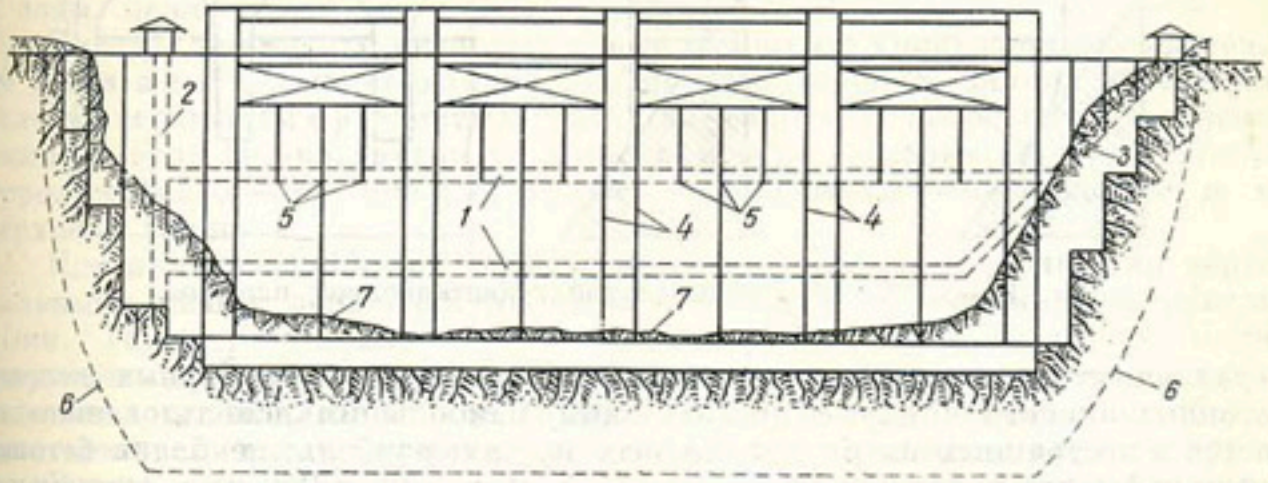


Рис. 17—4. Разрез по продольной оси водосливной плотины:
1 — смотровая галерея; *2* — лифт; *3* — спуск в галерею; *4* — конструктивные швы; *5* — температурные швы; *6* — контур цементационной завесы; *7* — поверхность основания.

(дренажную) вблизи зацементированной. Для обслуживания указанных работ полезно укладывать вдоль галереи узкоколейный путь. По концам галереи устраивают подъемные люки (лифты), а вдоль нее — ряд вертикальных вентиляционных колодцев (рис. 17—4). Смотровые галереи должны быть хорошо освещены, оборудованы контрольной аппаратурой, учитывающей фильтрационный поток, осадку плотины, ее напряженность.

Смотровые галереи ослабляют профиль плотины; наличие их должно быть учтено в расчете плотины; для восприятия повышенных напряжений, возникающих в окружающем галерею бетоне, вдоль ее контура укладывается арматура.

Очертание профиля плотины. Очертание поперечного профиля глухой плотины, точно следуемое расчету, составляется из отрезков прямых, и только в случае высоких плотин очертание низовой грани может отступать от прямолинейного.

Верховую грань в зоне колебаний уровня водохранилища лучше делать вертикальной, а ниже — наклонной; при таком очертании грани истирание кладки льдом будет меньше; кроме того, выравниваются напряжения по подошве плотины при сработанном уровне водохранилища.

В основание плотина врезается тупыми зубьями, что способствует повышению ее устойчивости: помимо сил трения, сдвигу плотины будут сопротивляться силы сцепления бетона с основанием или силы срезывания зубьев основания или плотины. В расчет устойчивости вводится меньшая из трех последних сил.

Гребень глухой плотины устраивается всегда проезжим: относительно узким, когда предусматривается только эксплуатационное движение, и широким при более интенсивном движении через плотину. Формы гребня плотины показаны на рисунке 17—5.

В водосливных плотинах и плотинах с затворами гусек плотины устраивается по типу практических профилей (см. главу 22) с уступом (рис. 17—2) или с криволинейной вставкой (рис. 22—2), плавно сопрягающей низовую грань плотины с водобоем.

Швы плотины. Строительство бетонных массивных плотин ведется отдельными блоками, разделяемыми временными строительными (рабочими) швами, ликвидируемыми по мере возведения плотины. Строительные, или рабочие, швы устраивают для разделения тела бетонной плотины на отдельные блоки, исходя из условия бетонирования. Так, на строительстве Цимлянской плотины Волго-Донского канала была устроена бетоновозная

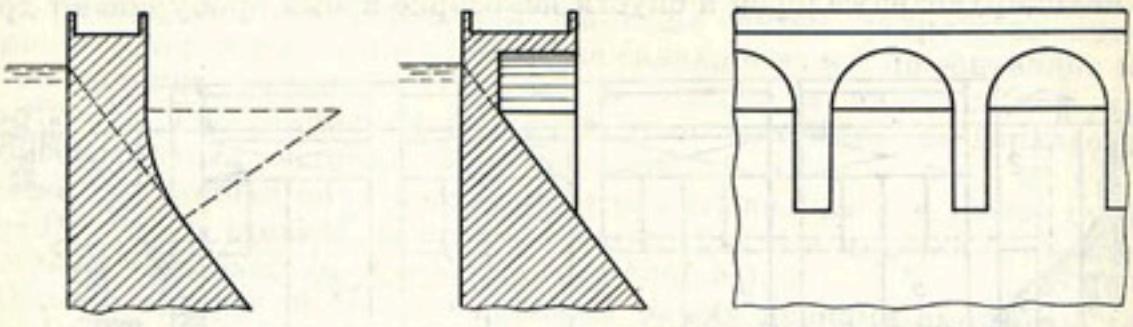


Рис. 17—5. Формы гребня глухой гравитационной плотины.

металлическая эстакада (в дальнейшем их будут строить из сборных железобетонных конструкций) с последующим наибольшим использованием ее частей в постоянных эксплуатационных мостах; наибольшие блоки бетонирования были: в водосливной плотине 1547 $м^3$, в бычках 940 $м^3$, в фундаментной плите 2480 $м^3$ при средней величине по плотине 524 $м^3$. Разбивка на блоки бетонирования и марки бетона (по старому ГОСТ) водосливной плотины приведены на рисунке 17—6.

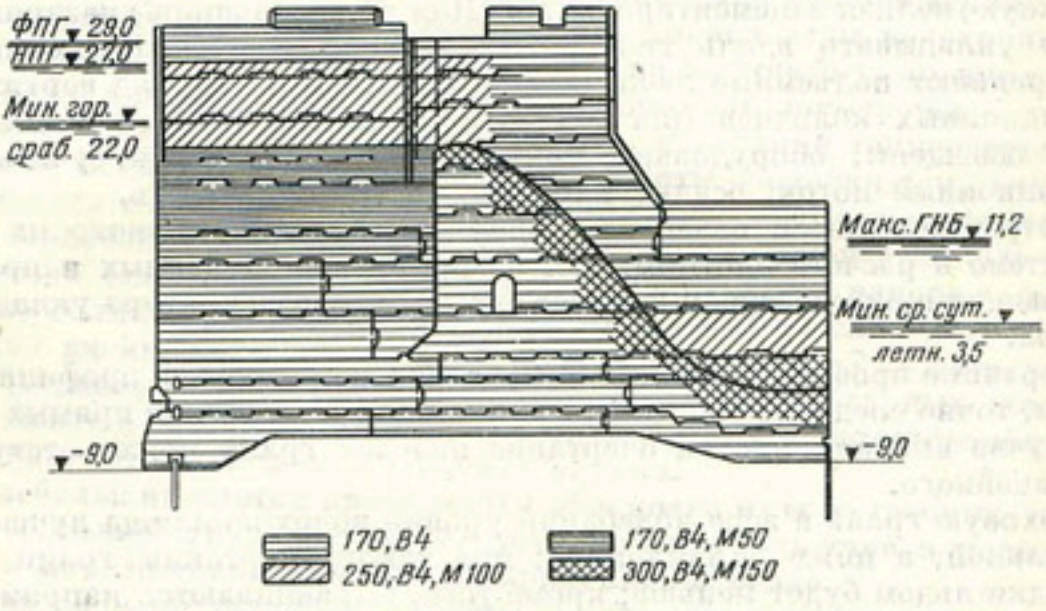


Рис. 17—6. Разбивка на блоки бетонирования и на марки бетона водосливной плотины.

По СН 123 — 60 предельные нормы расхода цемента в бетонной кладке должны составлять: в верхней части плотины (гребень на высоту 4—5 *м*), в наружной зоне со стороны напорной грани и в зубе плотины — 260 *кг/м*^{3}; в наружной зоне низовой грани, смачиваемой переменным уровнем воды,— 275 и во внутренней зоне — 160 *кг/м*^{3}.

Размеры строительных блоков определяются условиями твердения бетона и производственными соображениями, причем отдельные блоки должны быть расположены вперевязку. Поверхности продольных горизонтальных (рабочих) швов выполняются в форме штраб (с соответственными впадинами и выступами) для улучшения условий сопротивления бетона сдвигу.

На строительстве плотины Братской ГЭС (наибольшей высотой 125 *м*) была принята столбчатая разрезка вертикальными строительными швами через 13,8 *м* [1]. Ширина блоков бетонирования в отдельных частях плотины от 7 до 21 *м*. Высота типового блока 3 *м*.

Для уменьшения влияния усадки применяют искусственное охлаждение уложенного бетона при помощи металлических охладительных труб, которые закладывают в бетон и через которые пропускают охлажденную воду (4—5°) от холодильной установки. Охлаждение обычно производится до тех пор, пока не установится одинаковая температура внутри бетонного массива и воды, движущейся по трубам.

Полезно применять низкотермичные цементы с уменьшенным выделением тепла в период схватывания. Слабая напряженность бетона и различие условий его работы в различных частях плотины обусловливают применение разных марок бетона внутри тела плотины и по ее периметру (рис. 17—6): морозостойкого — по низовой грани, водоупорного — по подошве и по верховой грани.

Плотину разделяют на отдельные крупные части постоянными вертикальными швами, перпендикулярными к ее оси, называемыми конструктивными. Такое разделение вызывается принятой системой строительства очертанием поперечного профиля створа плотины и учетом различия в осадках отдельных частей плотины, конструкциями сооружения, стремлением обеспечить независимость деформаций отдельных частей плотины друг от друга.

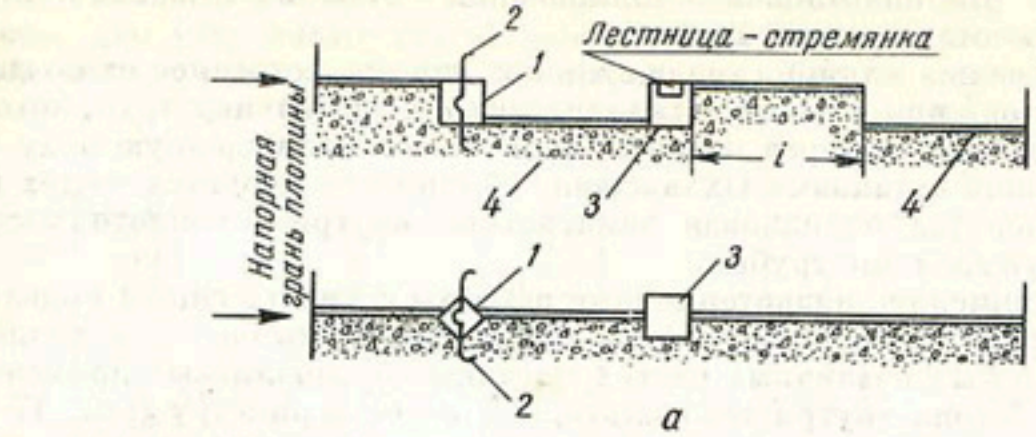
В пределах отдельной части плотины, ограниченной конструктивными швами, могут устраиваться температурные швы; в небольших сооружениях они совмещаются с конструктивными швами. Влияние колебаний температуры воздуха сказывается не на всей массе плотины, а на глубине 4—8 *м*, в зависимости от амплитуды колебания температуры воздуха, конструкций и размеров плотины. Температурные швы шириной 1,5—2,0 *см* устраивают через 12—15 *м* на глубину 10—12 *м* в бетонную кладку; расстояние между конструктивными швами выбирают около 25—50 *м*. Все швы должны быть антифильтрационны.

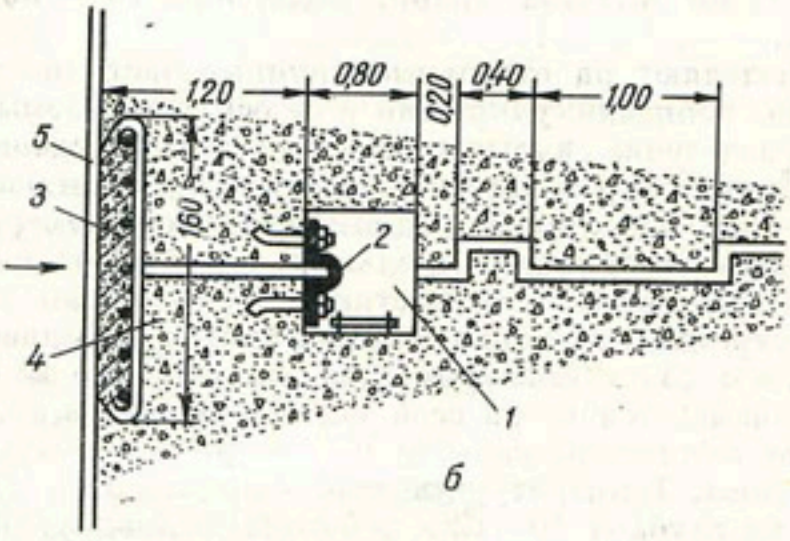
На рисунке 17—7 приведены горизонтальные разрезы конструктивных швов. В 2—4 *м* от напорной грани устраивается противофильтрационная шахта *1* круглого или квадратного сечения с гибкой пластинкой *2* из латуни или нержавеющей стали толщиной 2—3 *мм*; шахту потом заполняют битумом. Для пополнения со временем битума и устранения в нем пустот через него пропущена обогревательная трубка. На расстоянии около 3 *м* от первой шахты устроена вторая дренажная шахта *3*, соединяющаяся со смотровой галереей. Размеры квадратных шахт обычно от 0,7 × 0,7 до 1,0 × 1,0 *м*, а круглых — 0,7—1,0 *м* в диаметре. Штрабы *4*, хотя их часто делают, необязательны, а иногда оказываются даже вредными, вызывая образование трещин по основанию зубьев и в прилегающих частях плотины вследствие неодновременности процессов схватывания твердения бетона в смежных блоках, в результате чего образуются местные перенапряжения в одном блоке и недонапряжения в другом. Металлический лист не рекомендуется располагать в зоне сильных колебаний температуры (ближе 1,5 *м* от напорной грани); глубину штраб делают около 1 *м*, а длину — 3,5 *м*.

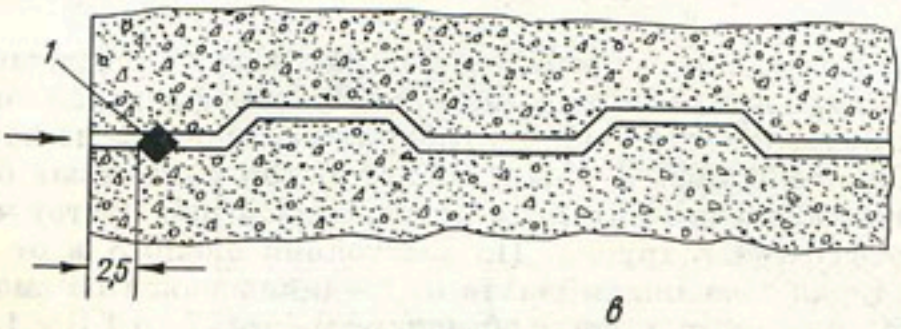
На рисунке 17—7, *б* показана деталь конструкции шва массивной плотины высотой 60 *м*. В дренажном колодце *1* была предусмотрена возможность дополнительного уплотнения шва медной пластинкой *2*, однако в эксплуатации шов оказался и без этого достаточно плотным благодаря железобетонной плите (пробке) *3* толщиной 10—15 *см*, уложенной на слое *4* проасфальтированной джутовой ткани. В качестве противофильтрационных мер с напорной стороны, кроме более жирного облицовочного слоя, применено торкретирование *5* и обмазка сидеритом.

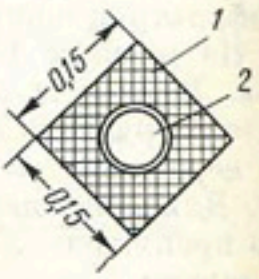
---

[1] Н. А. Огородников. Бетонные плотины Братской ГЭС. «Гидротехническое строительство» № 4, 1962.









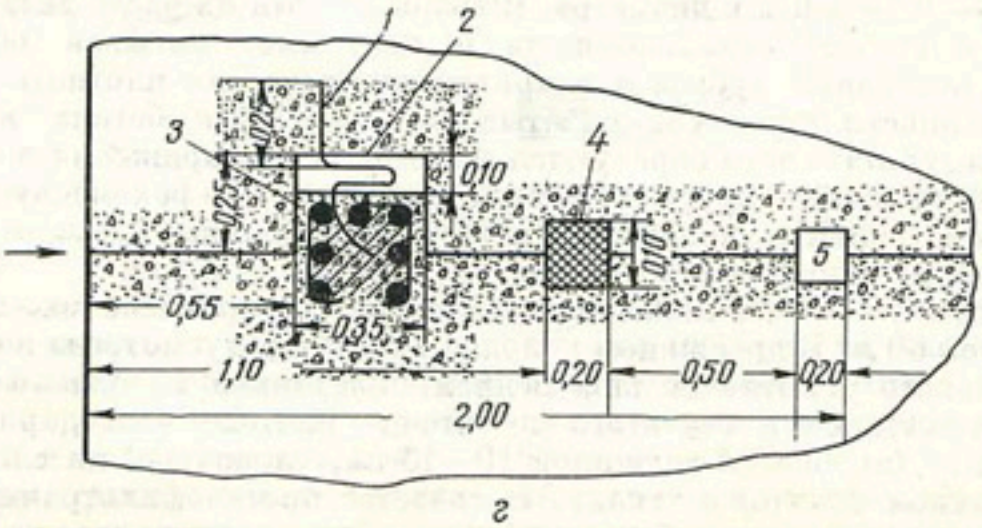


Рис. 17—7. Конструктивные швы в горизонтальном разрезе.

В швах Днепровской плотины (рис. 17—7, *в*) водонепроницаемость достигается битумной квадратной шпонкой *1*, расположенной на расстоянии 2,5 *м* от напорной грани и укладкой толя по всему периметру шва. Битум в шпонке разогревался паром через трубу *2* диаметром 5 *см*, заложенную в шпонку.

На рисунке 17—7, *г* противофильтрационным уплотнением служит медный лист *1* толщиной 4—6 *мм*; один конец листа заделан в штрабу блока *2*,

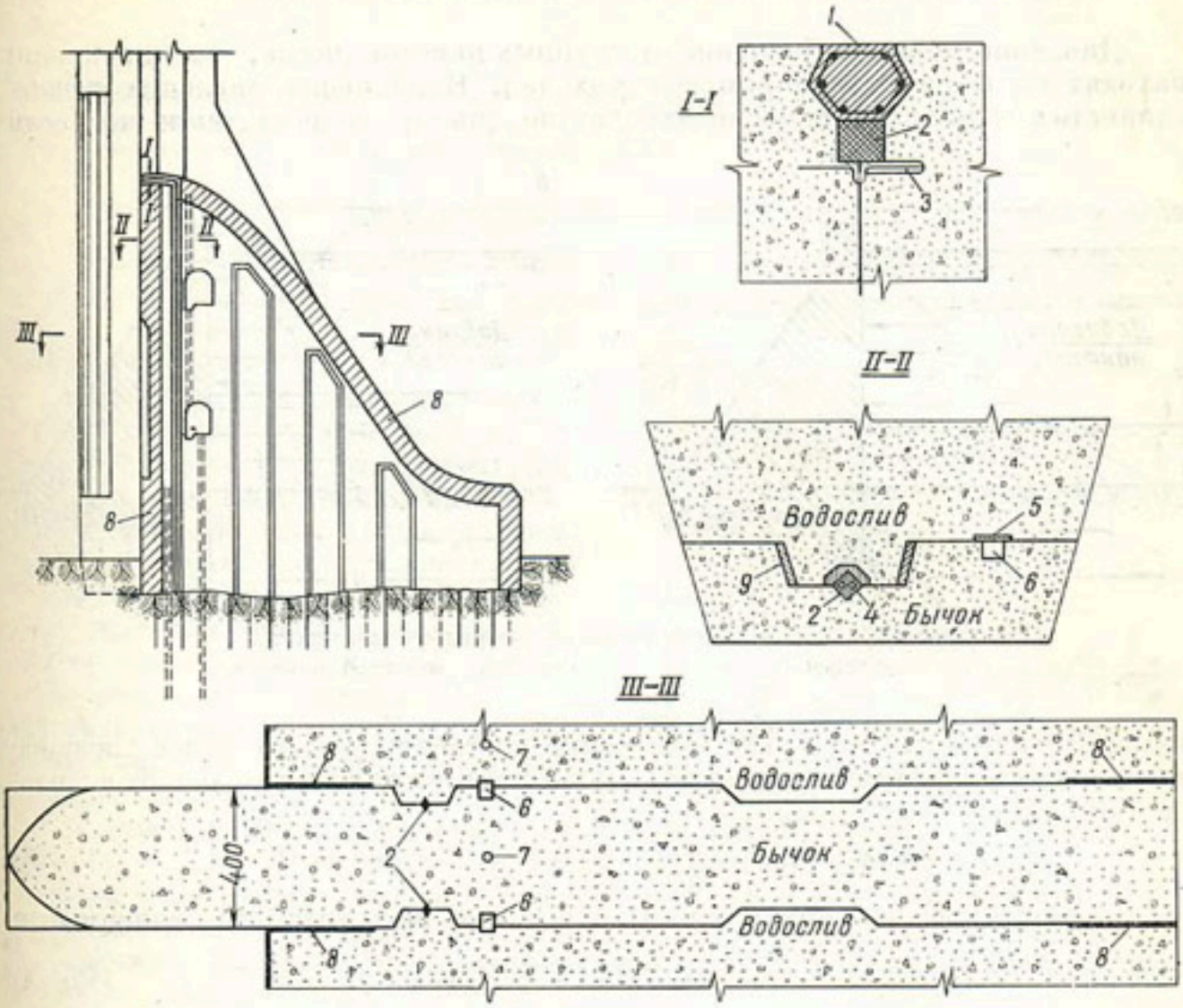


Рис. 17—8. Шов между быком и водосливом:

1 — железобетонная шпонка; *2* — гудронная шпонка, *3* — гибкий нержавеющий лист; *4* — трубка для прогрева битума; *5* — железобетонная плита толщиной 8 *см*; *6* — дрена 20 × 20 *см*; *7* — дрена *d* = 15 *см*; *8* — прокладка из битумных матов; *9* — просмоленный войлок.

а другой в армированный зубец *3* соседнего блока. За уплотняющим листом расположена шахта *4*, залитая асфальтом. В 2 *м* от напорной грани расположен дренажный колодец *5*.

На рисунке 17—8 показан шов между быком и водосливом плотины. Быки и водосливы, расположенные на прочной скале, отделены друг от друга без устройства температурных швов на водосливе (пролетом 20 *м*). Стык быка и водослива выполнен с тремя штрабами, уплотнение достигается битумной шпонкой с обогревательной трубкой; за шпонкой в быке делают контрольную дрену.

По условиям производства работ и пропуска расходов реки в строительный период способом гребенки быки возводят ранее водосливов, поэтому четвертую грань дрены устраивают из железобетонных плит толщиной 8 *см*, за которыми ведут кладку водослива. Для предупреждения проникания воды в стык спереди и сверху по контуру стыка укладывают непрерывную ленту из битумных матов. Использование в швах холодных асфальтовых мастик предотвращает оплывание и оползание мастиковых покрытий, нанесенных

на вертикальные поверхности, что особенно существенно в случае возведения сооружений в жарких районах[1].

Для сокращения объема бетона и уменьшения фильтрационного противодавления устраивают расширенные швы шириной 5 *м* и более.

§ 17—3. СИЛЫ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА ГРАВИТАЦИОННЫЕ ПЛОТИНЫ

Давление наносов. Давление от крупных наносов (песка, гравия, гальки) находят по формулам теории сыпучих тел. Наибольшее давление свежих глинистых и илистых наносов находят по закону гидростатики; так, если

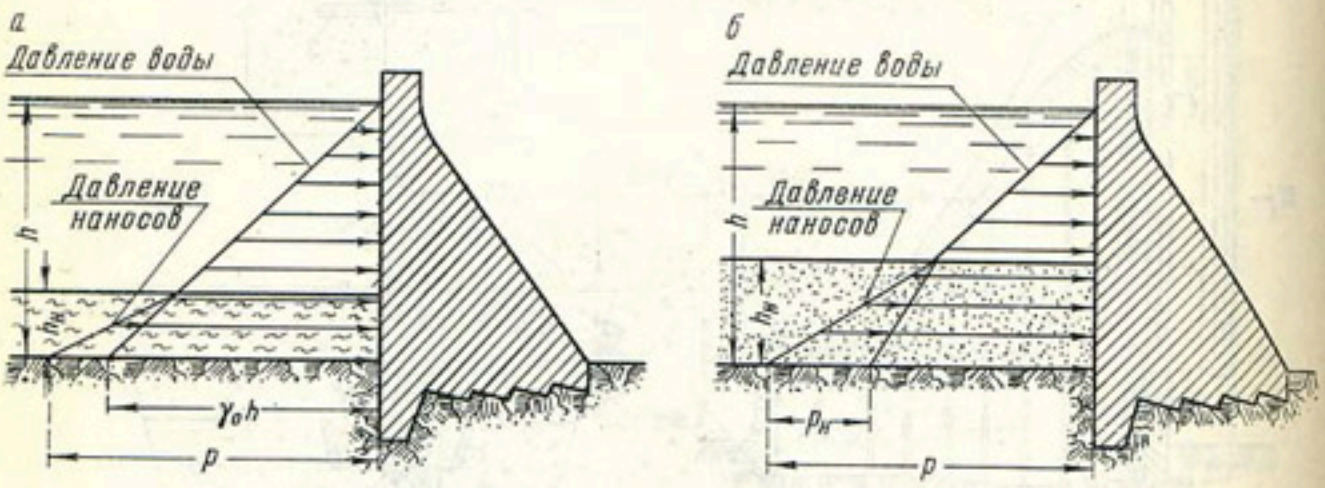


Рис. 17—9. Давление наносов и воды на плотину:
а — для свежих наносов; *б* — для уплотнившихся наносов.

толщина глинистых наносных отложений составляет $h_н$, то общее удельное давление на плотину от слоя воды глубиной h и от наносов у дна будет равна (рис. 17—9, *а*):

$$p = \gamma_0 h + (\gamma_н - \gamma_0) h_н = \gamma_0 h + (\delta - 2\gamma_0)(1 - n) h_н, \qquad (17—3)$$

где объемный вес (объемная масса) наносов $\gamma_н$ находится из зависимости:

$$\gamma_н = (\delta - \gamma)(1 - n) + \gamma_н, \qquad (17—4)$$

где n — объемная порозность наносных отложений;

δ — удельный вес наносов, примерно равный 2,6 $т/м^3$ (26 $кн/м^3$);

γ_0 — удельный вес воды, равный 1 $т/м^3$ (10 $кн/м^3$).

Удельное давление уплотнившихся (слежавшихся) глинистых наносов у дна находят по формуле:

$$p_н = \gamma_н h_н \operatorname{tg}^2(45° - \varphi/2). \qquad (17—5)$$

По наблюдениям на мургабских водохранилищах, $\gamma_н$ свежих глинистых и илистых наносных отложений составляет 1,15—1,20 $т/м^3$ (11,5—12 $кн/м^3$) и уплотнившихся 1,30—1,35 $т/м^3$ (13—13,5 $кн/м^3$); $\varphi = 12—14°$ (0,21—0,24 *рад*).

Уплотнившиеся глинистые наносы тормозят движение фильтрационного потока, поэтому давление воды на плотину в данном случае определяют с учетом фильтрационного потока через слой уплотнившихся наносов (рис. 17—9, *б*).

---

[1] П. Д. Глебов и С. Н. Попченко. Заполнение швов гидротехнических сооружений холодными асфальтовыми мастиками. «Гидротехническое строительство» № 6, 1956; Н. Ф. Щавелев. Проектирование асфальтовых шпонок в швах гидросооружений. ВНИИГ — Энергоиздат. М.—Л., 1956.

Силы и нагрузки, действующие на гравитационные плотины, определяют по Н и ТУ проектирования бетонных гравитационных плотин на скальных основаниях (СН 123-60).

Таблица 17—1

Характеристика крупного заполнителя	Плотность вибрированного бетона	
	в *кгс/м*³	в *кн/м*³
Щебень или гравий из известняка или песчаника	2400	24
Щебень или гравий из изверженных пород . .	2500	25

Плотность бетона принимается в зависимости от свойств крупного заполнителя (щебня) и метода уплотнения при укладке; для вибрированного бетона плотность по СН 55—59 принимают по таблице 17—1 [1].

Объемный вес железобетона определяется путем увеличения объемного веса бетона на $^1/_2$ веса арматуры.

Давление воды на плотину вычисляют по законам гидростатики. Длину и высоту волн определяют по графикам, приводимым в «Технических условиях определения волновых воздействий на морские и речные сооружения и берега» (СН 92—60). По указаниям СН 92—60 подсчитывают давление волны на стенки сооружений.

Движение потока грунтовых вод через трещины в скальном грунте изучено недостаточно, поэтому учет противодавления от грунтовых вод на подошву плотины носит весьма приближенный характер [2]. Упрощенно величину противодавления считают как сумму взвешивающей силы и фильтрационного давления, уменьшенного (за счет действия цементационной завесы) на коэффициент α (рис. 17—10):

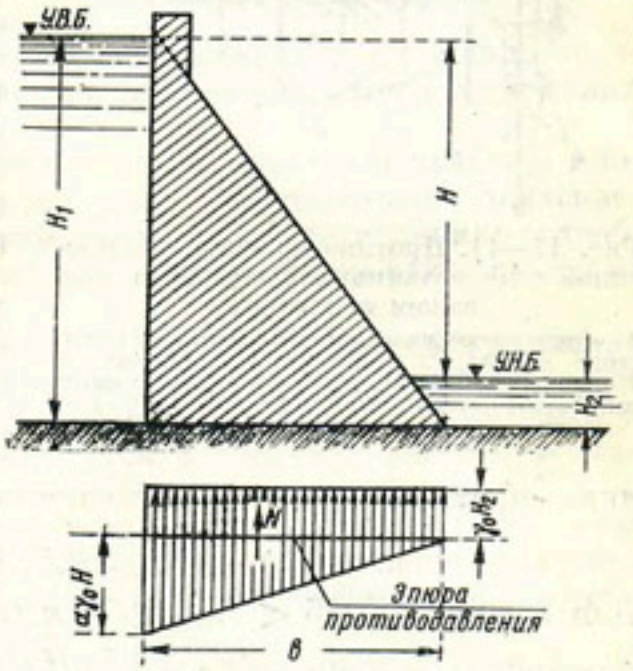


Рис. 17—10. Противодавление под плотиной.

$$N = \gamma_0 b \left(H_2 + \frac{\alpha H}{2} \right). \qquad (17—6)$$

Значение α в зависимости от качества скалы и высоты плотины колеблется от 0,3 до 0,7.

Цементационная завеса и дренаж плотины значительно уменьшают противодавление на подошву плотины. При достаточно глубокой завесе и безупречно работающем дренаже противодавление становится незначительным.

---

[1] Н и ТУ проектирования бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений (СН 55—59). М., 1959.

[2] Г. М. Ломидзе. Движение воды в щелях. Изд. Академии наук Армянской ССР. Тбилиси, 1947; Б. Ф. Рельтов. О взвешивающем давлении воды на связные грунты; Р. Р. Чугаев. Критика работ ряда авторов по вопросу о «противодавлении» в случае гидротехнических сооружений; О. В. Вяземский. О силовом воздействии тяжелой жидкости на скелет грунта. «Известия ВНИИГ» № 41, 1949; В. М. Моисеенко. О взвешивающем действии воды на сооружения. «Гидротехническое строительство» № 8, 1950.

На рисунке 17—11 показано распределение противодавлений по подошве гравитационной плотины, снабженной цементационной завесой и дренажем — глубоким за завесой и мелким под подошвой. Сравнительно большое противодавление под зубом плотины (участок начала пьезометрической кривой) компенсируется бóльшим весом цементационной завесы; далее давления по подошве плотины незначительны и характеризуются участком *ced* пьезометрической кривой. Положение кривой *ced* может быть установлено режимом насосов, откачивающих профильтровавшуюся воду: если профильтровавшаяся через скважины *3* вода собирается в кювете нижней смотровой галереи, то точка *c* будет находиться на уровне воды в кювете, т. е. близ дна нижней галереи, и скважины *3* будут принимать воду из верхнего и нижнего бьефов. Если скважины *3* будут подключены к насосу, то положение точки *c* может быть поднято до уровня нижнего бьефа (рис. 17—11), и вода в скважины будет поступать только из верхнего бьефа.

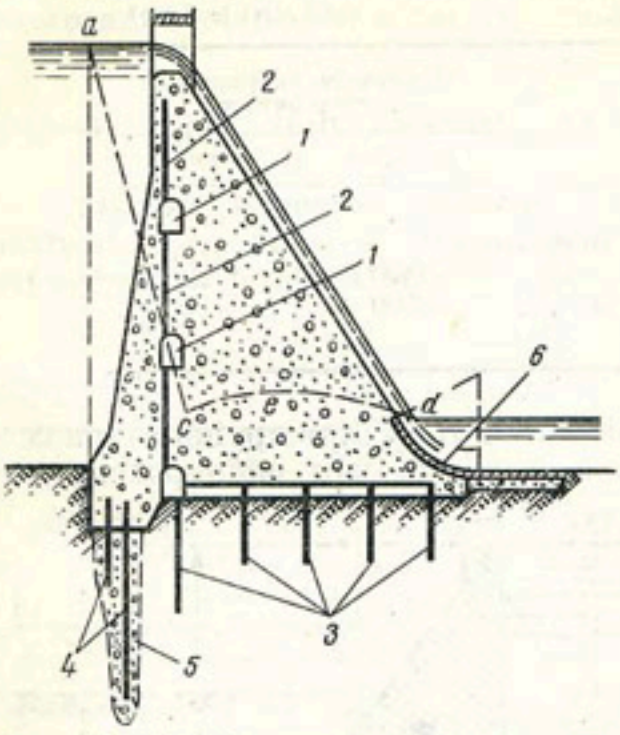


Рис. 17—11. Противодавление под плотиной с цементационной завесой и дренажем основания:

1 — смотровая галерея; *2* — дрена из пористого бетона; *3* — дренажные скважины; *4* — цементационные скважины; *5* — цементационная завеса; *6* — облицовка; *aced* — эпюра пьезометрических давлений.

В зависимости от высоты плотины (при наличии противофильтрационной цементационной завесы и дренажа, СН 123 — 60[1] рекомендуют следующие эпюры фильтрационного противодавления. Для плотин при $H_{пл} < 25$ *м* величина противодавления определяется по формуле (рис. 17—12, *а*):

$$W_ф = 0{,}5\gamma H l (1 - \alpha_0)\alpha_2. \qquad (17-7)$$

Для плотин при $25 < H_{пл} < 75$ *м* (рис. 17—12, *б*):

$$W_ф = 0{,}5\,\gamma H [l(1 - \alpha_0) + b\alpha_1'']\alpha_2. \qquad (17-8)$$

Для плотин высотой $H_{пл} > 75$ *м* (рис. 17—12, *в*):

$$W_ф = 0{,}5\,\gamma H [l_1(1 + \alpha_1' - \alpha_1'') + l_2\alpha_1' + b\alpha_1'']\alpha_2. \qquad (17-9)$$

В эти формулы введены следующие обозначения:

H — действующий на плотину нормальный расчетный напор;

α_2 — коэффициент площадной пористости, примерно равный 1;

α_1' и α_1'' — коэффициенты, приближенно равные: $\alpha_1' = 0{,}4$ и $\alpha_1'' = 0{,}2$;

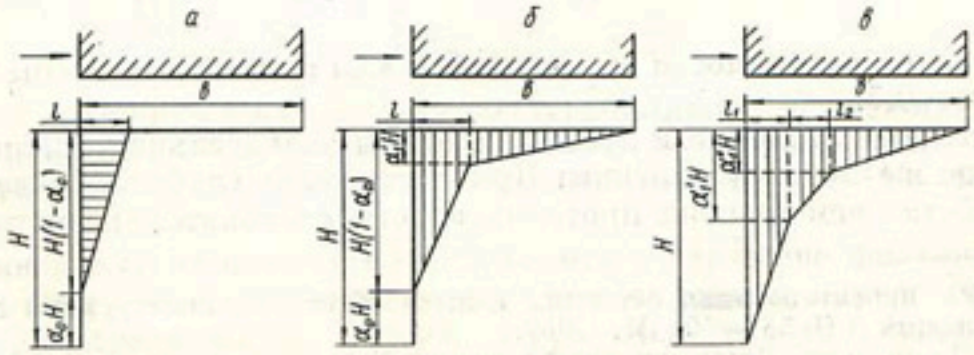


Рис. 17—12. Эпюры противодавления.

[1] Государственный комитет Совета Министров СССР по делам строительства. Н и ТУ проектирования бетонных гравитационных плотин на скальных основаниях. СН 123—60. М., 1961.

l_1 — длина участка от передней грани фундамента плотины до низовой грани противофильтрационной завесы, на которой напор снижается от H до величины $\alpha_1' H$;

l_2 — длина участка от низовой грани завесы до вертикальных плоскостей дренажных устройств;

α_0 — коэффициент, учитывающий потери напора фильтрационного потока через скалу основания до верхней грани завесы. Его величину рекомендуется принимать по опытным данным.

При отсутствии противофильтрационной завесы, но при наличии дренажа, противодавление можно определять по формуле:

$$W_\Phi = 0{,}5\,\gamma H\,(l + b\alpha_1''), \qquad (17\text{—}10)$$

где $l = l_1 + l_2$, а α_1'' в этом случае рекомендуется принимать равной 0,5. Кроме противодавления, на подошву плотины действует еще и взвешивающее давление, площадь эпюры которого равна:

$$W_{вз} = \gamma H_2 b\alpha_2, \qquad (17\text{—}11)$$

где H_2 — напор воды со стороны нижнего бьефа (считая от уровня подошвы фундамента плотины).

Статическое давление льда считается пропорциональным толщине ледяного покрова, сведения о котором получают с ближайших метеорологических станций.

При повышении температуры воздуха лед расширяется и давит на плотину, при понижении — сжимается, оказывая отрицательное давление. Давление льда не может быть больше временного его сопротивлениярз аздроблению, изменяющегося от 35 до 70 $т/м^2$ (350—700 $кн/м^2$) в зависимости от температуры и структуры льда.

Согласно СН 76 — 59 [1], величины максимального статического давления льда $W_л$, вычисленные для различных географических пунктов, составляют при протяженности ледяного поля $L < 50$ $м$ от 15 до 20 $т/м^2$ (150—200 $кн/м^2$). При $L > 50$ $м$ величина $W_л$ уменьшается путем введения в расчетную формулу коэффициентов 0,9—0,6 при $L = 50$—150 $м$.

Если при эксплуатации плотины перед ней поддерживается постоянная майна (путем околки льда, пуском под воду сжатого воздуха, периодическими колебаниями уровня водохранилища), то в расчете устойчивости плотины статическое давление льда не учитывается.

Согласно СН и П II-А. 12—62 [2], расчетная сейсмичность гидротехнических сооружений принимается по таблице 17—2.

Таблица 17—2

Класс гидротехнических сооружений	Расчетная сейсмичность сооружений при сейсмичности пункта строительства (в баллах)			
	6	7	8	9
I класс	7	8	9	—
II и III классы и основные сооружения IV класса	6	7	8	9
Второстепенные сооружения IV класса	6	7	7	8
Временные сооружения	Без учета сейсмических воздействий			

Сейсмическая сила P_c, действующая при землетрясении, находится по формуле:

$$P_c = 1{,}5QK_c, \qquad (17\text{—}12)$$

где Q — нагрузка, вызывающая инерционную силу (сила тяжести сооружения);

K_c — коэффициент сейсмичности, принимаемый по таблице 17—3.

[1] Технические условия определения ледовых нагрузок на речные сооружения (СН76—59). Госэнергоиздат, 1960.

[2] Строительные нормы и правила, ч. II, раздел А, гл. 12. Строительство в сейсмических районах. Нормы проектирования, М., 1963.

Таблица 17—3

Расчетная сейсмичность (в баллах)	7	8	9
Значение K_c	0,025	0,05	0,1

Действующая на элементарный объем сооружения сейсмическая сила определяется по формуле:

$$P_к = Q_к K_c \left(1 + 0{,}5\,\frac{x_к}{x_0}\right), \qquad (17-13)$$

где $Q_к$ — сила тяжести элементарного объема и вертикальная нагрузка, действующая на него в точке K;

x_0 — расстояние от подошвы сооружения до центра тяжести элементарного объема;

$x_к$ — расстояние от подошвы до центра тяжести всего сооружения.

Удельное инерционное сейсмическое давление воды W_c верхнего бьефа на напорную грань (в $т/м^2$) определяется по формуле:

$$W_c = K_c \gamma K_\theta \frac{0{,}875\sqrt{hy}}{1 - 3{,}38\left(\frac{L}{1000}\right)^2}, \qquad (17-14)$$

где h — максимальная глубина воды перед сооружением в $м$;

y — расстояние от уровня водной поверхности до расчетного сечения в $м$;

γ — объемная масса воды, равная 1 $т/м^3$ (10 $кн/м^3$);

K_θ — коэффициент, значение которого определяется в зависимости от угла наклона напорной грани к вертикали θ; при $\theta = 0°$ $K_\theta = 1$; при $\theta = 30°$ (0,53 *рад*) $K_\theta = 0{,}4$; при $\theta = 45°$ (0,79 *рад*) $K_\theta = 0{,}2$; при $\theta = 90°$ (0,57 *рад*) $K_\theta = 0$.

Боковое давление грунта при сейсме изменяется. При вертикальной задней грани подпорной стенки и горизонтальной поверхности засыпки

$$P = (1 \pm 2K_c \operatorname{tg}\varphi)\,q, \qquad (17-15)$$

где q — давление грунта без учета сейсма;

φ — угол внутреннего трения.

Знак плюс относится к активному давлению, знак минус — к пассивному.

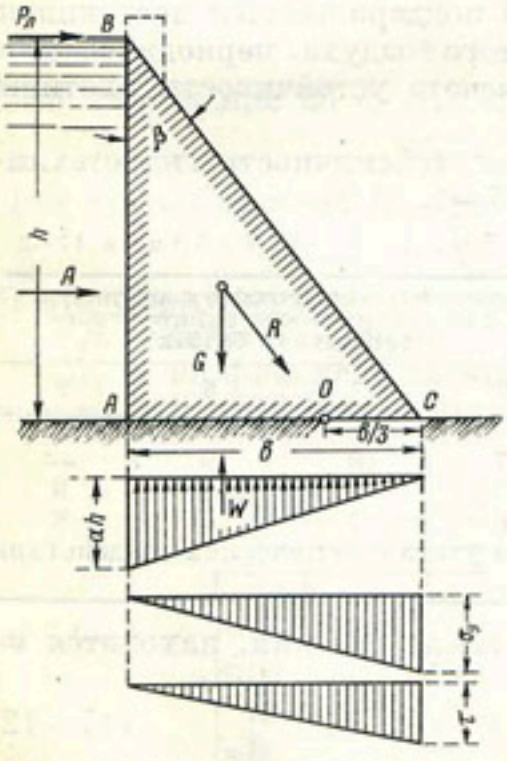


Рис. 17—13. Расчетная схема гравитационной плотины.

§ 17—4. РАСЧЕТ ГРАВИТАЦИОННЫХ ПЛОТИН

Расчет гравитационных плотин должен подтвердить, что проектный профиль плотины статически устойчив, не имеет излишних запасов, что в нем напряжения не превосходят допускаемые, в основании плотины отсутствуют растягивающие напряжения, сжимающие находятся в допустимых пределах.

Рассмотрим элементарный профиль плотины — прямоугольный треугольник ABC (рис. 17 — 13), расположенный на горизонтальном основании AC и не испытывающий противодавления (коэффициент противодавления $\alpha = 0$).

Плотина находится под воздействием двух сил: силы собственной тяжести $G = 0{,}5\gamma_1 bh$, где γ_1 — объемная масса кладки, и давления воды, рав-

ного $A = 0{,}5\gamma h^2$, считая объемную массу воды равной $\gamma = 1\ т/м^3$ и полагая уровень ее на вершине B профиля плотины.

Растягивающие напряжения в основании будут отсутствовать, когда равнодействующая R сил G и A не выходит из ядра сечения, т. е. из средней трети ширины основания.

Составив уравнение моментов относительно крайней точки O средней трети, через которую проходит равнодействующая, получим:

$$h = b\sqrt{\frac{\gamma_1}{\gamma}} = b\sqrt{\gamma_1}. \qquad (17-16)$$

Если в предыдущем расчете учесть объемную массу противодавления фильтрационного потока $W = 0{,}5\alpha\gamma_0 hb$ и ввести ее момент в уравнение моментов, то получим:

$$h = b\sqrt{\frac{\gamma_1 - \alpha}{\gamma}} = b\sqrt{\gamma_1 - \alpha}; \qquad (17-17)$$

следовательно, при наличии противодавления фильтрационного потока требуется бóльшая ширина по основанию плотины.

При γ_1, изменяющемся от 2,2 до 2,5 $т/м^3$, $\operatorname{tg}\beta = \frac{b}{h}$ принимается равным 0,8—0,7.

Если учесть еще давление льда $P_л$ (в $т/пог.\ м$), приложенное в точке B, то связь между b и h получается следующей:

$$\sqrt{6P_л + h^2} = b\sqrt{\frac{\gamma_1 - \alpha}{\gamma}} = b\sqrt{\gamma_1 - \alpha}. \qquad (17-18)$$

Среднее напряжение на сжатие по подошве плотины будет:

$$\sigma_{ср} = \frac{G}{b} = \frac{\gamma_1 h}{2} \qquad (17-19)$$

и наибольшее:

$$\sigma_y = 2\sigma_{ср} = \gamma_1 h. \qquad (17-20)$$

Чтобы найти величины скалывающих напряжений, напишем уравнение равновесия для элементарной треугольной призмы у низового откоса плотины (рис. 17—14) $\sigma_y dx = \tau dy$ (собственным весом призмы, как бесконечно малой величиной второго порядка, пренебрегаем), откуда получаем: $\tau = \sigma_y \frac{dx}{dy}$. Так как $\frac{dy}{dx} = \frac{h}{b} = \operatorname{tg}\varphi$, то на подошве плотины будет:

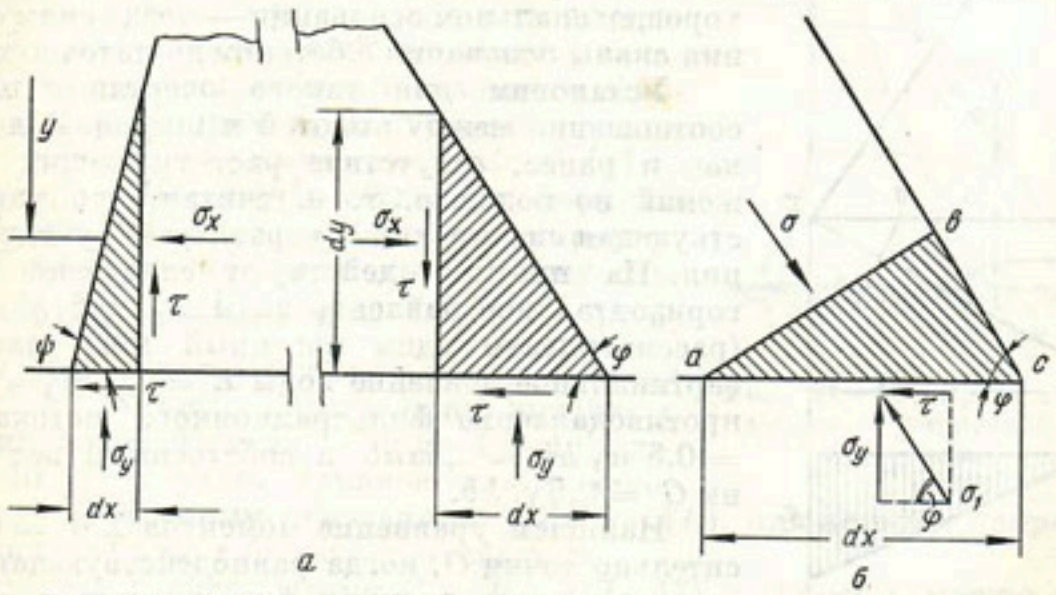


Рис. 17—14. К расчету напряжений в гравитационной плотине.

$$\tau = \frac{\sigma_y}{\operatorname{tg}\varphi} = \gamma_1 b = h\sqrt{\gamma_1}. \qquad (17-21)$$

Однако полученные напряжения не будут главными; плоскостями главных напряжений у низовой грани будут низовая грань плотины bc и площад-

ка, ей перпендикулярная, ab (рис. 17—14). Чтобы в этом убедиться, рассмотрим элементарную призму abc. Из уравнения (17—21) следует, что равнодействующая τ и σ_y направлена параллельно внешней грани плотины bc; сумма проекций τ и σ_y на направление ab будет равна:

$$\sigma_y \cos\varphi - \tau \sin\varphi; \qquad (17—22)$$

подставляя из (17—21), получаем:

$$\sigma_y \cos\varphi - \sigma_y \frac{\sin\varphi}{\operatorname{tg}\varphi} = 0. \qquad (17—23)$$

Следовательно, на площадке ab не будет скалывающих напряжений, значит площадки ab и bc являются площадками главных напряжений. Написав сумму проекций сил на направление bc:

$$(\sigma_y \sin\varphi + \tau\cos\varphi)\,dx = \sigma \sin\varphi\, dx, \qquad (17—24)$$

после сокращения и замены $\operatorname{tg}\varphi = \frac{h}{b} = \sqrt{\frac{\gamma_1}{\gamma}} = \sqrt{\gamma_1}$ получаем величины главных напряжений плотины:

$$N_1 = \sigma = h(\gamma_1 + \gamma) \text{ (на грани } ab), \qquad (17—25)$$

$$N_2 = 0 \quad \text{(на грани } bc). \qquad (17—26)$$

Для горизонтальных сечений, расположенных на глубине y в формуле (17—25) h заменяется на y.

В практическом профиле плотины, вследствие устройства на ней гребня для дороги, по подошве при пустом водохранилище возникнут растягивающие напряжения. Чтобы не допустить этих напряжений, напорную грань плотины вместо вертикальной устраивают наклонной, с заложением $b_1 : h = 0{,}05 \div 0{,}10$ (рис. 17—15); меньшее заложение принимается для высоких плотин, когда влияние гребня уменьшается, и для плотин на хорошем скальном основании — когда силы сцепления скалы основания с бетоном достаточно велики.

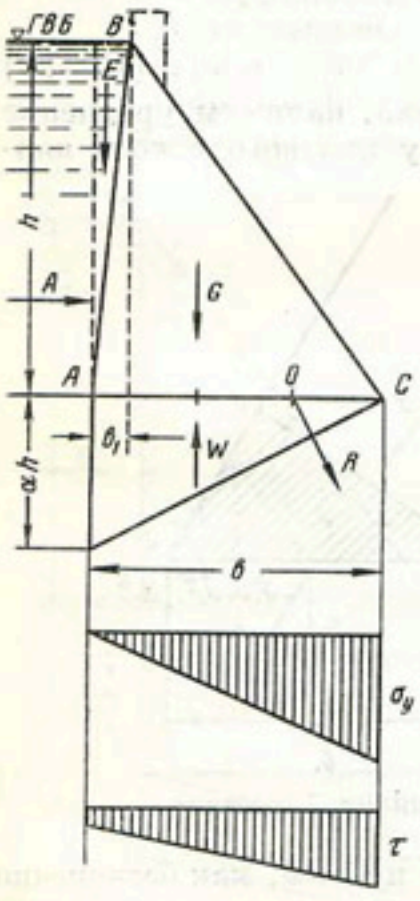


Рис. 17—15. Гравитационная плотина с наклонной передней гранью.

Установим для такого очертания плотины соотношение между высотой и шириной, полагая, как и ранее, отсутствие растягивающих напряжений по подошве, т. е. считая, что равнодействующая сил проходит через границу ядра сечения. На плотину действуют следующие силы: горизонтальное давление воды $A = 0{,}5\gamma h^2 = 0{,}5h^2$ (рассматриваем один погонный метр плотины); вертикальное давление воды $E = 0{,}5\, hb_1 = 0{,}5\, hb_1$; противодавление фильтрационного потока $W = 0{,}5\ \alpha\gamma\, hb = 0{,}5\alpha hb$ и собственный вес плотины $G = 0{,}5\,\gamma_1\, hb$.

Напишем уравнение моментов $\Sigma M = 0$ относительно точки O, когда равнодействующая сил R проходит через границу ядра сечения, т. е. через точку $O\left(OC = \frac{1}{3}\, b\right)$; получаем для треугольного профиля плотины (рис. 17—15):

$$h = b\sqrt{\gamma_1(1-n) + n(2-n) - \alpha}, \qquad (17—27)$$

где $n = b_1 : b$, или $b_1 = nb$;

α — коэффициент противодавления.

При соотношении h и b по уравнению (17—27) по подошве не будет растягивающих напряжений и сжимающие напряжения будут изменяться по пря-

мой от нуля до σ_y, при среднем значении $\sigma_{ср}$:

$$\sigma_{ср} = \frac{G+E}{b} = 0{,}5h(\gamma_1 + n\gamma); \qquad (17—28)$$

$$\sigma_y = h(\gamma_1 + n\gamma). \qquad (17—29)$$

Чтобы найти величину скалывающих напряжений, выделим элементарную треугольную призму у верхового откоса (рис. 17—14, *а*), составим для нее уравнение равновесия проекций сил на вертикаль $\Sigma Y = 0$ и получим (при $\gamma = 1\ т/м^3$):

$$\sigma_y \cdot dx + \tau \operatorname{tg} \psi \cdot dx = \gamma y\, dx \quad \text{или} \quad \tau = \frac{\gamma y - \sigma_y}{\operatorname{tg} \psi}. \qquad (17—30)$$

В начальной точке $\sigma_y = 0$, $y = h$:

$$\operatorname{tg} \psi = \frac{h}{b_1} = \frac{h}{nb} \qquad (17—31)$$

и τ будет:

$$\tau = \gamma nb = nb. \qquad (17—32)$$

В конечной точке $\sigma_y = h(\gamma + n\gamma)$ по уравнению (17—21) получаем:

$$\tau = b(\gamma_1 + n\gamma). \qquad (17—33)$$

Формулы (17—21) и (17—33) показывают на линейное распределение нормальных (сжимающих) и скалывающих напряжений по подошве плотины, где они достигают наибольших величин у низового откоса.

Расчетным напряжением для бетона плотины будет главное нормальное (сжимающее) напряжение, развивающееся в площадке, перпендикулярной к низовой грани плотины у основания плотины.

В верхних частях плотины, достаточно удаленных от основания, можно оставить напорную грань вертикальной, придав ей уклон лишь в нижней части (рис. 17—16).

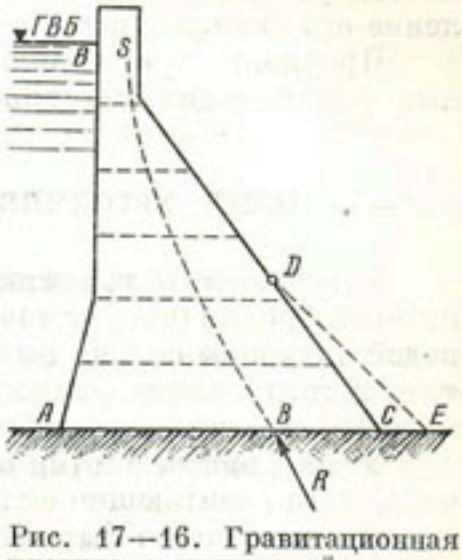


Рис. 17—16. Гравитационная плотина с уширенной подошвой.

Профиль плотины можно очертить по треугольнику при определенной ее высоте, зависящей от несущей способности скального основания. Пусть, например, допускаемое давление на скалу основания составляет $[\sigma] = 10\ кг/см^2 = 100\ т/м^2$; тогда из формулы (17—15) при известной величине γ_1 (например, $\gamma_1 = 2{,}5\ т/м^3$) можно найти высоту треугольного профиля плотины $h = \frac{\sigma}{\gamma_1} = \frac{100}{2{,}5} = 40\ м$. Если бы требовалось возвести плотину высотой более 40 *м*, то тогда вместо прямолинейного очертания низовой грани *BC* (рис. 17—16) следовало бы ей придать ломаное или плавное очертание с уширенным основанием (с *AC* до *AE*), при котором напряжения в основании не будут больше допускаемых.

Пользуясь зависимостями (17—16), (17—17) и (17—27), можно установить очертание поперечного профиля массивной плотины. Наличие гребня, изломов очертаний граней, учет действия иных сил, например сейсмических, влияют на напряжения в теле плотины и в основании, следовательно, необходимо установить соответствие расчетных напряжений допускаемым, а также устойчивость профиля (см. § 17—5). С этой целью строят кривую давлений, разделяя плотину горизонтальными сечениями, проходящими через характерные точки профиля (например, через изломы его очертания), или сечениями, проходящими по швам.

Аналитически находят величину и направление реакции основания *R*:

$$R^2 = (\Sigma V)^2 + (\Sigma U)^2, \qquad (17—34)$$

где ΣV — сумма действующих на плотину вертикальных сил;

ΣU — сумма действующих на плотину горизонтальных сил.

Далее строят кривую давлений SB, начиная сверху.

Величины нормальных напряжений в горизонтальных сечениях определяют по формуле неравномерного сжатия:

$$\sigma = \frac{P}{b}\left(1 \pm \frac{6e}{b}\right), \qquad (17—35)$$

где P — сумма вертикальных сил в сечении;

b — ширина подошвы основания;

e — эксцентриситет силы P.

Учет строительных свойств основания (жесткости, упругости) на распределение в нем напряжений дает несколько отличные величины σ, чем по уравнению 17—35; определение этого распределения напряжений ведется экспериментальным методом (метод тензосетки [1], оптический метод).

Кривая давлений не должна выходить из средней трети ширины горизонтальных сечений, т. е. нигде не должно быть растягивающих напряжений. Растягивающие напряжения у напорной грани плотины могут вызвать появление трещин или раскрытие горизонтальных швов, что повлечет за собой перераспределение сил и напряжений в сторону ухудшения прочности и устойчивости плотины.

Лишь в верхней части плотины при учете значительного давления льда можно допустить растягивающие напряжения, для восприятия которых по напорной грани ставят арматуру.

Получающиеся по расчету большие скалывающие напряжения, превосходящие обычно допускаемые, не ведут к разрушению плотины, что объясняется условиями работы бетона (только сжатие), повышающими сопротивление его скалыванию.

Прочность гравитационных плотин определяется величиной нормальных (сжимающих) напряжений.

§ 17—5. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ГРАВИТАЦИОННЫХ ПЛОТИН

Устойчивость гравитационных плотин против опрокидывания вокруг низовой бровки (вокруг точки C на рис. 17—13) всегда обеспечена, если равнодействующая сил не выходит за границу очертания основания плотины, т. е. и тогда, когда равнодействующая выходит из ядра сечения и когда по подошве плотины могут быть растягивающие напряжения.

Устойчивость плотин на сдвиг по горизонтальной подошве будет обеспечена, если сдвигающие силы будут меньше сил сопротивления сдвигу. Сдвигающие силы могут быть определены достаточно точно; что же касается определения сил сопротивления, то здесь нет такой ясности.

Если считать, что по всей подошве плотины сцепление бетона плотины со скалой обеспечено, то тогда коэффициент устойчивости на сдвиг найдется из уравнения:

$$k_c = \frac{cb}{\Sigma X}, \qquad (17—36)$$

где ΣX — сумма всех горизонтальных сдвигающих сил;

c — удельное сцепление бетона плотины с основанием;

b — ширина основания плотины.

Рассмотрим устойчивость плотины, у которой подошва не горизонтальна, а обработана в форме зубцов (рис. 17—1).

В том случае, когда временное скалывающее напряжение скалы меньше c, скалывающее усилие по зубцам скалы будет иметь меньшую величину,

---

[1] Н. С. Розанов. Метод тензосетки и его приложение к исследованию напряженного состояния гидросооружений. ВНИИГ, Энергоиздат, М.—Л., 1958.

чем усилие сцепления скалы с бетоном плотины, и в формулу (17—36) вместо c следует подставлять временное скалывающее напряжение скалы; так же поступают, когда временные скалывающие напряжения бетона меньше c (более редкий случай).

Если сцепление между бетоном и скалой полностью отсутствует, то k_c находят из формулы:

$$k_c = f\frac{\Sigma Y}{\Sigma X}, \qquad (17—37)$$

где f — коэффициент трения бетона по основанию;

ΣY — сумма всех вертикальных сил, действующих на плотину.

В СН 123-60 приводятся значения коэффициентов f и c. В зависимости от качества скальных пород $f = 0{,}65—0{,}70$ при $c = 20—40$ $т/м^2$ (200—400 $кн/м^2$).

При плоской подошве плотины, наклоненной в сторону верхнего бьефа, k_c вычисляется по следующей формуле:

$$k_c = f\frac{\Sigma Y\cos\alpha + \Sigma X\sin\alpha}{\Sigma X\cos\alpha + \Sigma Y\sin\alpha}, \qquad (17—38)$$

где α — угол наклона подошвы плотины к горизонту.

При наличии взвешивающего давления он соответственно вводится в предыдущие формулы.

По СН 123-60 коэффициент запаса устойчивости принимается при основных сочетаниях нагрузок и воздействий в зависимости от класса капитальности плотины: для I класса $k_c = 1{,}3$; для II — 1,2 и для III — 1,15.

Оба рассмотренных случая являются крайними; в действительности в основании могут наблюдаться трение и сцепление, и тогда условие устойчивости плотины против сдвига примет следующее выражение:

$$k_c = \frac{f\Sigma Y + cb}{\Sigma X}. \qquad (17—39)$$

Устройство армированного зуба (рис. 17—11) значительно повышает устойчивость плотины на сдвиг.

§ 17—6. НОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ ГРАВИТАЦИОННЫХ ПЛОТИН

Гравитационные бетонные плотины просты по условиям строительства и эксплуатации; вместе с тем в них далеко не полностью используются строительные свойства бетона — напряжения в нем много меньше допускаемых, и он, в сущности, играет роль балласта. Так, в плотине высотой 60 $м$

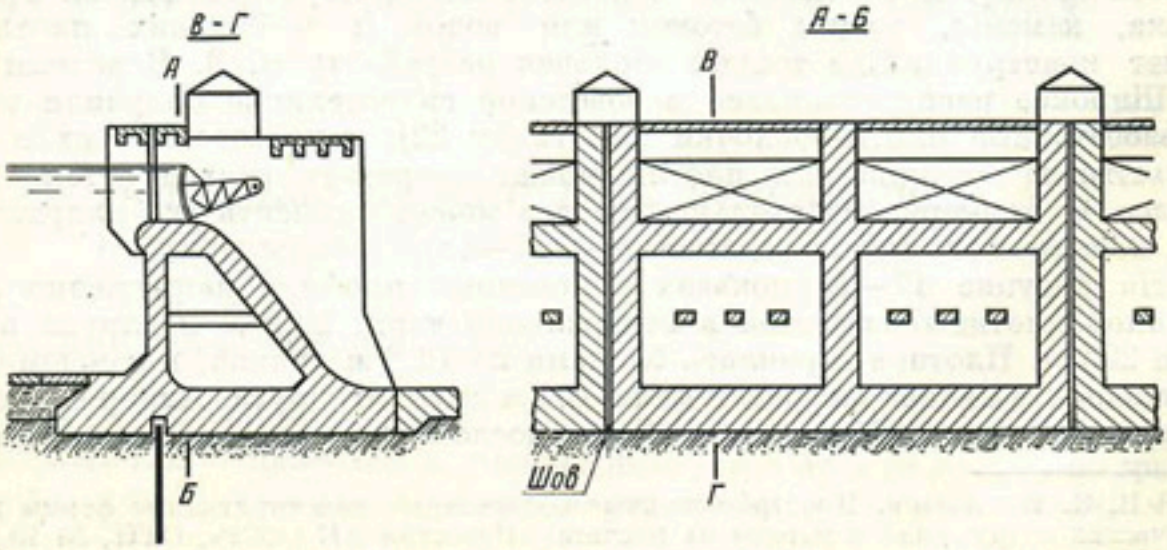


Рис. 17—17. Гравитационная плотина с железобетонной оболочкой.

наибольшие напряжения сжатия в бетоне по формуле (17—25) будут равны $\sigma = h(\gamma_1 + \gamma) = 60(2{,}3 + 1{,}0) \simeq 200\ т/м^2 = 20\ кг/см^2$, т. е. в несколько раз менее допускаемых; поэтому представляется целесообразным вместо устройства массивной бетонной кладки построить устойчивую и прочную плотину

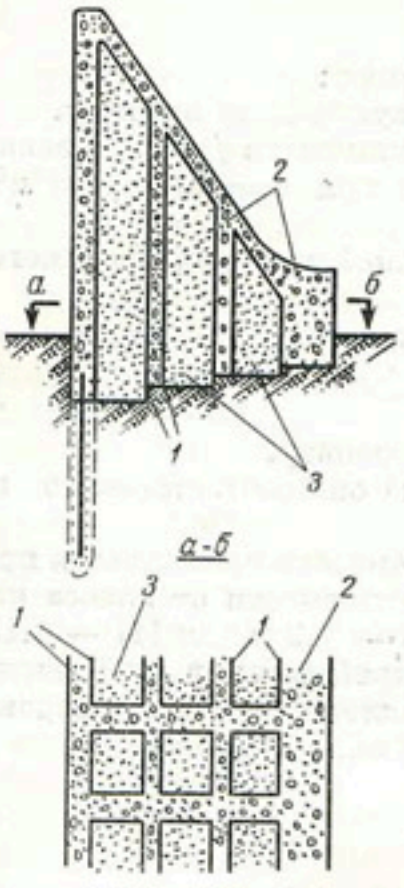


Рис. 17—18. Ячеистая гравитационная плотина из плит-оболочек:

1 — плиты-оболочки; *2* — монолитный бетон; *3* — балласт.

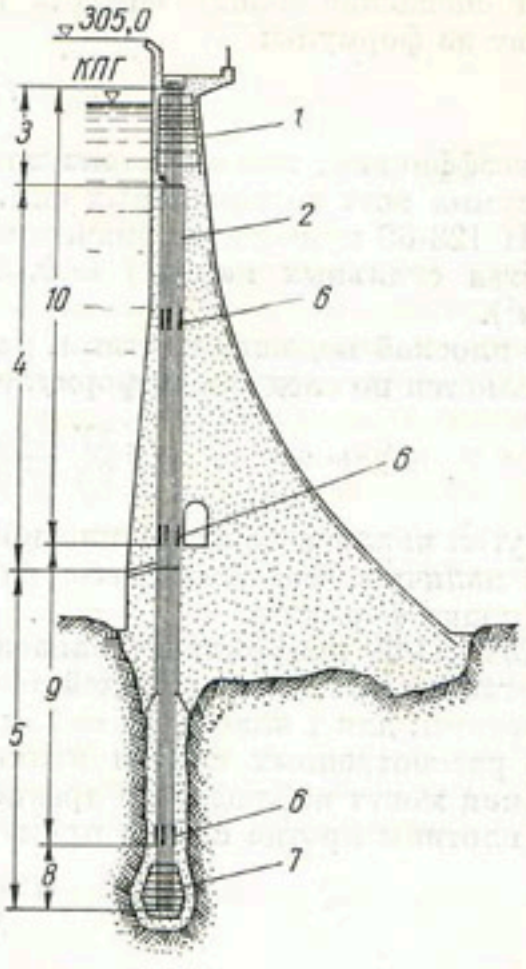


Рис. 17—19. Поперечный разрез плотины на р. Элтне-Лериджк:

1 — верхняя армированная часть профиля; *2* — 28 стержней диаметром 28 *мм*; *3* — установка стержней с изоляцией; *4* — установка стержней в шахте; *5* — закладка затяжки с изоляцией в скважине диаметром 1,22 *м*; *6* — места соединения стержней; *7* — армированный анкерный конус; *8*, *9* и *10* — первый, второй и третий ярусы стержней.

из тонкостенной железобетонной оболочки, усиленной жесткими железобетонными связями (рис. 17—17), с заполнением внутренней полости балластом из местных строительных материалов (песок, гравий, галька, камень), тощим бетоном или водой (в небольших плотинах). Расчет конструкций из тонких оболочек разработан В. З. Власовым [1].

Широкое распространение в советской гидротехнике получили тонкие железобетонные плиты-оболочки (см. главу 22); использование их в строительстве гравитационных плотин может сократить расход бетона вдвое и более и примерно во столько же раз может повысить его напряжение, т. е. повысить его использование (рис. 17—18).

На рисунке 17—19 показан поперечный профиль напряженно армированной плотины [2] высотой в центральной части 22,2 *м* и длиной в этой части 295 *м*. Плотина строилась блоками по 12,8 *м* длиной, в каждом блоке ставилось два анкера на расстоянии 6,4 *м* друг от друга. Анкер состоял из 28 стальных стержней диаметром 28 *мм*; после завершения строительства пло-

[1] В. З. Власов. Пространственные облегченные конструктивные формы гидротехнических сооружений и методы их расчета. «Известия АН СССР», ОТН, № 10, 1951.

[2] М. А. Минкельдей. Облегченная напряженно армированная плотина в Шотландии. «Гидротехническое строительство» № 5, 1957.

тины и натяжения анкеров (1040 *т* на анкер) они были забетонированы в шахтах 0,7 × 1,22 *м*. С целью повышения устойчивости плотин применяется их заанкерование к основанию тросами, что, например, выполнено на плотине Шефрас (Алжир) 37 тросами (рис. 17—20).

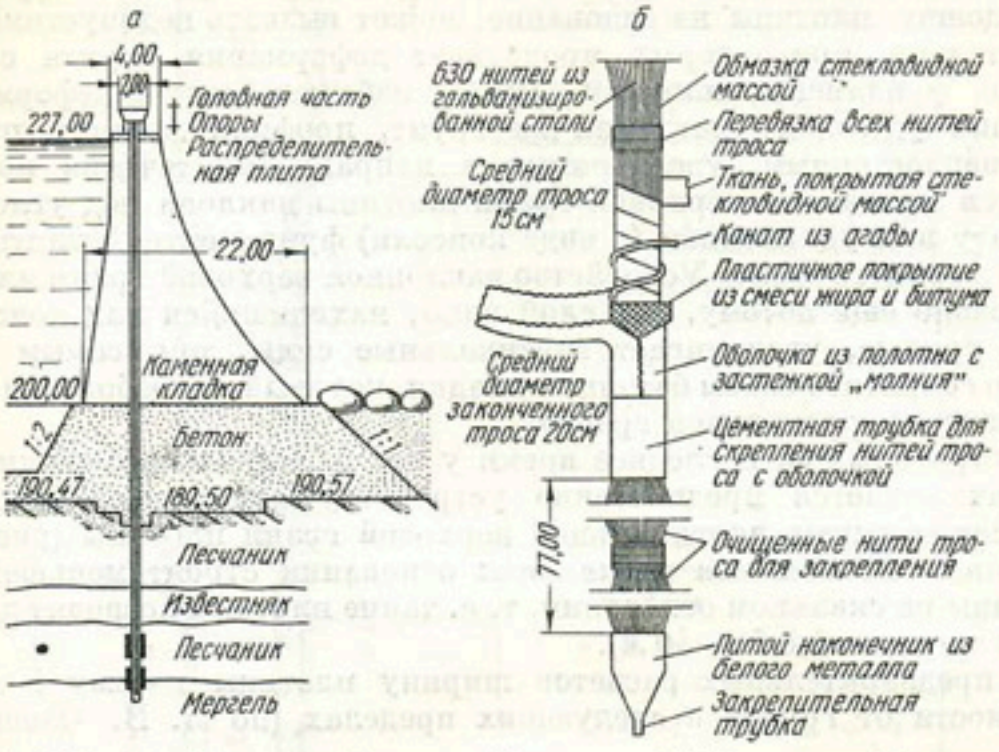


Рис. 17—20. Поперечный разрез (*а*) плотины Шефрас на р. Мекерра (Алжир) и деталь анкерного троса (*б*).

Проф. А. З. Басевич [1] предложил предварительно обжатые конструкции путем натяжения специальных тяжей и арматуры; например, если у гравитационной плотины подошву сделать узкой, то, при загружении плотины давлением воды равнодействующая сил выйдет за пределы ядра сечения (но оставаясь в пределах подошвы) и в зоне передней грани по подошве плотины появятся растягивающие напряжения. Если до наполнения водохранилища водой обжать бетон плотины до напряжений, равных по величине (или даже несколько больше) ожидаемым растягивающим, то при наполненном водохранилище по подошве такой плотины уже не будет растягивающих напряжений. Тяжи, сжимающие плотину, можно выпустить ниже подошвы в глубь основания и, так сказать, «пришить» плотину к основанию, что позволит еще более уменьшить ширину ее, не нарушая ее устойчивости и не вызывая растяжений в бетоне и в стыке с основанием.

Глава 18

Бетонные плотины на нескальном основании

§ 18—1. ОБЩИЕ СООБРАЖЕНИЯ

Наличие в основании бетонных плотин грунтов — песка, глины, галечника, гравия и т. д.— приводит к уменьшению устойчивости плотин по сравнению с плотинами такого же профиля на скальном основании, потому что

[1] А. З. Басевич. Железобетонные и армокаменные гидросооружения с предварительным обжатием кладки. «Известия ВНИИГ», т. 41. Энергоиздат, 1949.

коэффициент трения бетона по грунтам в 1,5—4 раза меньше коэффициента трения бетона по скале. Следовательно, в этом случае для обеспечения устойчивости плотины на сдвиг требуется увеличить вертикальные силы, что поведет к значительному увеличению силы трения по основанию, сопротивляющейся сдвигающей силе. Но увеличение нагрузки, передающейся через подошву плотины на основание, может вызвать недопустимые напряжения в грунте, при которых произойдет деформация грунта с выпором его из-под фундамента плотины. Чтобы избежать такой деформации для уменьшения удельного давления на грунт, профиль плотины приходится делать распластанным, увеличенным в направлении течения потока. Это достигается приданием верховой грани плотины наклона под углом 45—60° к горизонту или удлинением (в виде консоли) фундаментной плиты плотины в сторону верхнего бьефа. Устройство наклонной верховой грани или консоли целесообразно еще потому, что слой воды, находящийся над консолью или верховой гранью, увеличивает вертикальные силы, тем самым позволяя несколько сократить объем бетонной кладки, который потребовался бы в случае плотины с вертикальной гранью.

В построенных за последнее время у нас плотинах на больших равнинных реках отдается предпочтение устройству консольной фундаментной плиты с сохранением вертикальной верховой грани плотины (рис. 18—1)[1].

Бетонные плотины на нескальном основании строят меньшей высоты, чем плотины на скальном основании, т. е. такие плотины возводят для низких и средних напоров (до 50—40 *м*).

Для предварительных расчетов ширину плотины понизу b назначают в зависимости от грунта в следующих пределах (по Л. В. Олешкевичу)[2].

при галечниковых и гравелистых грунтах		$b = (1{,}25 \div 1{,}75)\,H$
» супесчаных и песчаных	»	$b = (1{,}75 \div 2{,}00)\,H$
» суглинистых	»	$b = (2{,}00 \div 2{,}25)\,H$
» глинистых	»	$b = (2{,}25 \div 2{,}50)\,H$

Здесь H — действующий напор на плотине.

Бетонные плотины на нескальном основании обычно сооружают водосливными, т. е. с переливом воды через гребень или порог плотины. Удельные расходы, пропускаемые через водослив, достигают 25—40 $м^3/сек$ при песчаных основаниях и до 50—60 $м^3/сек$ в случае глинистых оснований. Для того чтобы не увеличивать размеры и объем дорогостоящего крепления за водосливом (т. е. водобойной и сливной частей), зависящих от качества грунта основания, удельного расхода и, следовательно, от скоростей потока, оттекающего от водослива плотины, перелив воды через водослив не допускают слоем, большим 8—10 *м*. Поэтому напор, создаваемый плотиной, поддерживается в нижней части бетонным телом плотины, а в верхней — затворами, устанавливаемыми на гребне водослива (с напором на затворах не более 10 *м*) (рис. 18—1). Ширина русла реки всегда бывает больше длины водосливного фронта плотины. Поэтому большое значение имеет обеспечение плавного подвода потока к плотине и отвода его от нее с тем, чтобы не допустить сбойности потока, блуждания русла и т. д. В созданном плотиной широком и глубоком верхнем бьефе никаких выправительных сооружений не делают, за исключением устройства в отдельных случаях плавучих бон для направления льда и плавающих тел от водоприемных отверстий гидроэлектростанции к отверстию плотины. В нижнем бьефе при небольших глубинах воды целесообразно возводить струенаправляющие дамбы для сосредоточения потока в одном русле, предупреждения растекания, способствующего образованию побочных русел и блужданию потока по пойме.

---

[1] Б. С. Успенский. Гидроэлектрические станции большой мощности. «Электричество» № 1, 1952.

[2] Справочник по гидротехнике. Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, М., 1955.

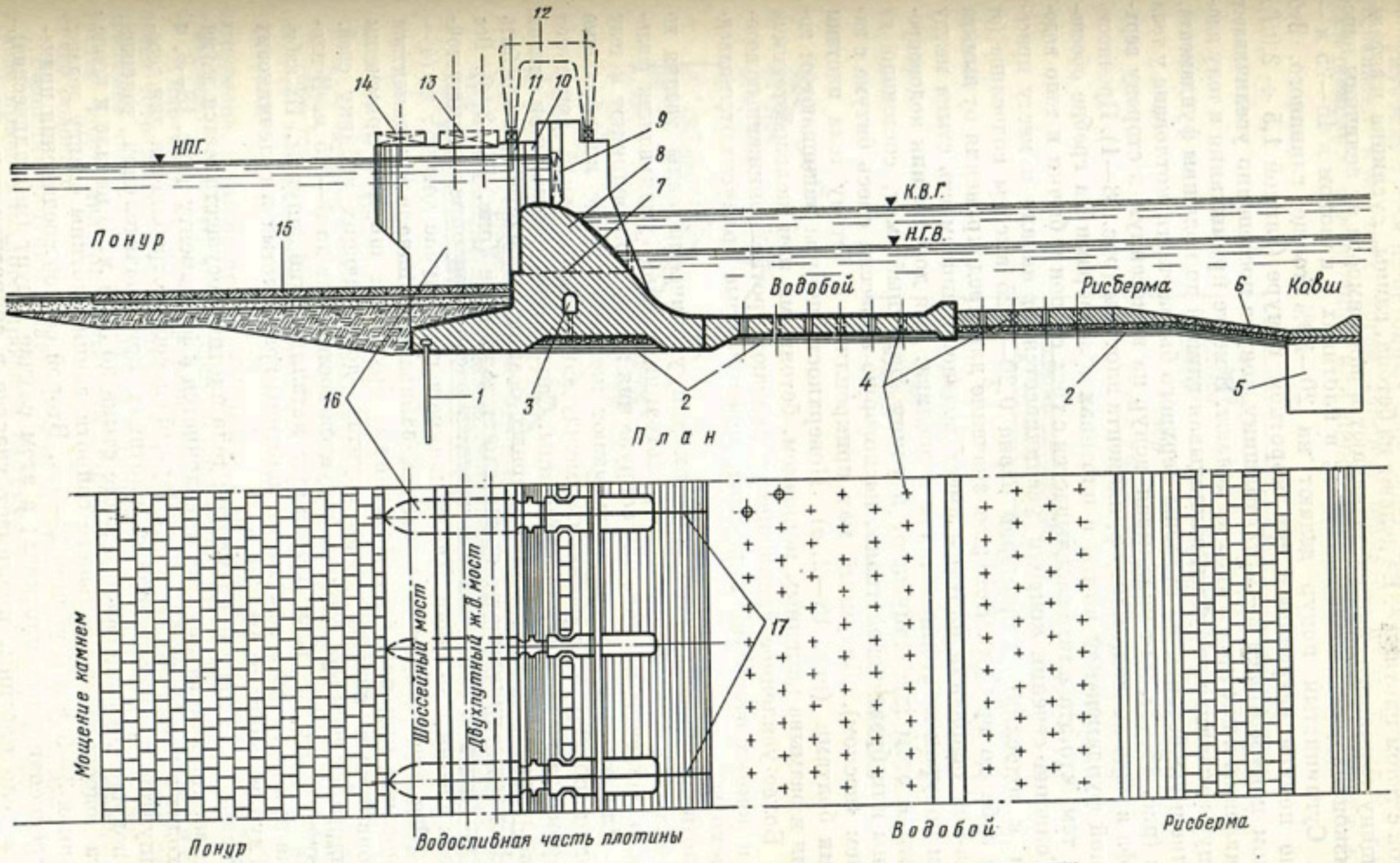


Рис. 18—1. Водосливная бетонная плотина на песчаном основании:

1 — металлический шпунт; *2* — обратный фильтр; *3* — дренажная смотровая галерея; *4* — дренажные скважины; *5* — ячеистая стенка (металлический шпунт); *6* — плиты; *7* — часть тела водослива, возводимая способом «гребенки»; *8* — водослив; *9* — затвор; *10* — паз шандор; *11* — паз шандор на период строительства; *12* — портальный кран; *13* — железнодорожный мост; *14* — шоссейный мост; *15* — плиты понура; *16* — бык плотины; *17* — конструктивный шов между секциями плотины.

§ 18—2. КОНСТРУКЦИИ ЧАСТЕЙ ПЛОТИНЫ

Понурная часть плотины должна быть водонепроницаемой и надежно связанной с телом плотины [1]. Ее делают из бетона, глины, суглинка и асфальта. Толщину глиняного понура назначают в зависимости от величины напора: в низконапорных плотинах 1—2 *м*; в плотинах с напором в 15—25 *м* — 3—5 *м*. Суглинистый понур делают на 20—30% толще глиняного. Зуб в начале понура устраивают при коротком понуре (длиной 1,5 ÷ 2,0*H*). В длинном понуре (более 2—2,5*H*) толщину понура постепенно увеличивают по направлению к плотине и зуба не делают. В месте примыкания к телу плотины понур заканчивают зубом, закладывая глиной до подошвы фундамента, не заполненную бетоном со стороны верхнего бьефа часть котлована у тела плотины (рис. 18—3), или укладывая понур на вынесенную в сторону верхнего бьефа в виде консоли плиту фундамента плотины (рис. 18—1). Прочность консольной фундаментной плиты в плотинах с затворами на гребне обеспечивается тем, что эта плита заделывается с трех сторон в бычки и тело водослива. Толщина сечения консоли увеличивается от начала к месту присоединения к водосливу и примерно равна 0,20—0,25 высоты водослива (от подошвы зуба до гребня). Большое значение для предохранения от вымыва грунта из-под основания плотины имеет водонепроницаемость стыка между глиняным понуром и бетонным телом водослива. Для достижения водонепроницаемости в этом шве запускают в глину битумный мат, состоящий из мешковины или брезентовой ткани, на которую нанесена смесь битума с заполнителем (песком). Битумный мат прикрепляют к бетону тела плотины анкерными болтами (рис. 18—2, *а*). Поверхность понура защищают от повреждения и размыва каменным мощением, бетонными или железобетонными плитами. Более усиленное крепление устраивают против пониженных водосливных и донных отверстий в плотине, через которые пропускаются паводковые расходы.

В плотинах на глинистых грунтах для увеличения силы трения по основанию, а также удлинения пути фильтрации с целью уменьшения фильтрационного давления на подошву сооружения понур присоединяют к телу плотины. Для этого в понуре укладывают железобетонные или бетонные плиты толщиной 0,5 *м*, соединяемые между собой продольной арматурой (или анкером), запускаемой в тело плотины. Связь анкерных понуров с телом плотины в случае возможных неравномерных осадок этих частей должна быть гибкой. На плиты укладывают грунт слоем до 2—3 *м* (рис. 18—2, *б*). Вес этой пригрузки и слоя воды над ней вводят в расчет при определении устойчивости тела плотины на сдвиг. Длину понура в этом случае доводят до (4 ÷ ÷ 4,5)*H*. Основной шпунт в плотинах забивают в начале фундаментной плиты водослива или под ней. Деревянные брусчатые шпунты применимы для низконапорных плотин и при грунтах, допускающих забивку свай. В таких плотинах глубина забивки шпунтов составляет до 6—6,5 *м*. В плотинах высотой более 10—15 *м* применяют металлические шпунты. Их забивают также при наличии в основании плотины гравелистых и галечниковых грунтов. Глубина забивки 10—20 *м*.

Соединение шпунтов с фундаментом тела плотины осуществляется двумя способами: верхняя часть шпунтов прислоняется к фундаменту (рис. 18—3, *а* и *б*) или входит в него (рис. 18—3, *в*). Первый способ употребляется для деревянных шпунтов в низконапорных плотинах при значительной толщине понурной подушки, увеличенной в месте стыка до 3—4 *м*. В начале и конце фундамента водослива для большего сопротивления плотины сдвигу делают зубья шириной 3—5 *м* и глубиной 2—5 *м*. Второй способ соединения применяется в средненапорных плотинах; в этом случае шпунт (металлический), входящий в тело плотины, принимает участие в сопротивлении плотины

[1] Гидротехнический расчет плотин см. ТУ и НП гидротехнических сооружений. Подземный контур плотин на нескальных основаниях. Госэнергоиздат, 1958.

сдвигу. Чтобы обеспечить возможную осадку тела плотины, между верхом шпунта и бетоном оставляется пазуха, заполняемая асфальтовой мастикой.

Глубокие зубья из бетонных или железобетонных колодцев или кессонов устраивают в случаях, когда забивка шпунтов из-за грунтов основания (галечниковых, щебеночных или прослоек слабой скалы) невозможна или

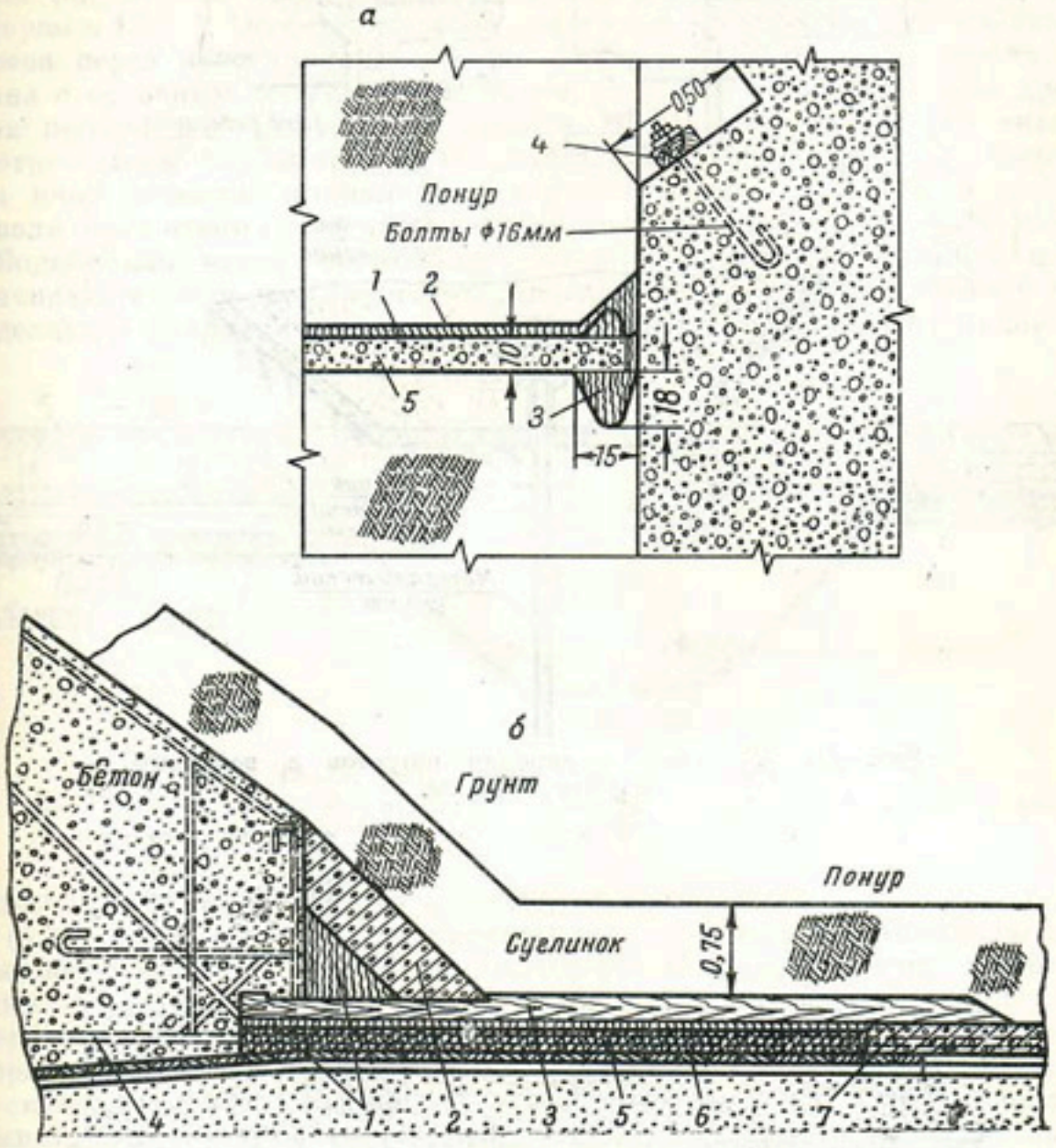


Рис. 18—2. Соединение понура с телом бетонного водослива:

а — с запуском в понур битумного мата; *1* — два слоя битумного мата; *2* — асфальтобетон; *3* — заливка битумом; *4*—брус; *5* — бетонная подготовка; *б* — прикрепление понура анкером; *1* — битум; *2* — железобетонная шпонка; *3* —брусья; *4* — анкер; *5* — асфальтобетон; *6* — два ряда досок; *7* — железобетонная плита.

затруднена, а также при необходимости создания в основании противофильтрационной завесы, доходящей до водонепроницаемого слоя.

В плотинах на песчано-гравелистых и галечниковых грунтах в последнее время устраивают завесы путем нагнетания цементно-глинистых растворов. Наиболее часто глубокие зубья шириной 3—5 *м* устраивают под верховой гранью водослива плотины для уменьшения фильтрационного давления на его подошву.

Водослив плотины в зависимости от высоты его над дном реки выполняют в виде криволинейного профиля вакуумного или безвакуумного очертания или трапецеидальной формы с криволинейной сливной гранью (рис. 18—14, 18—12). Ширина гребня плотины зависит от размещения на гребне рабочих затворов (позиция *9* на рис. 18—1), ремонтных шандор и служебных мостов

между ними. Водосливную грань плотины обычно облицовывают камнем (рис. 28—8) при переливе воды, насыщенной наносами, или в теле плотины у этой грани укладывают морозостойкий бетон повышенной марки. Для

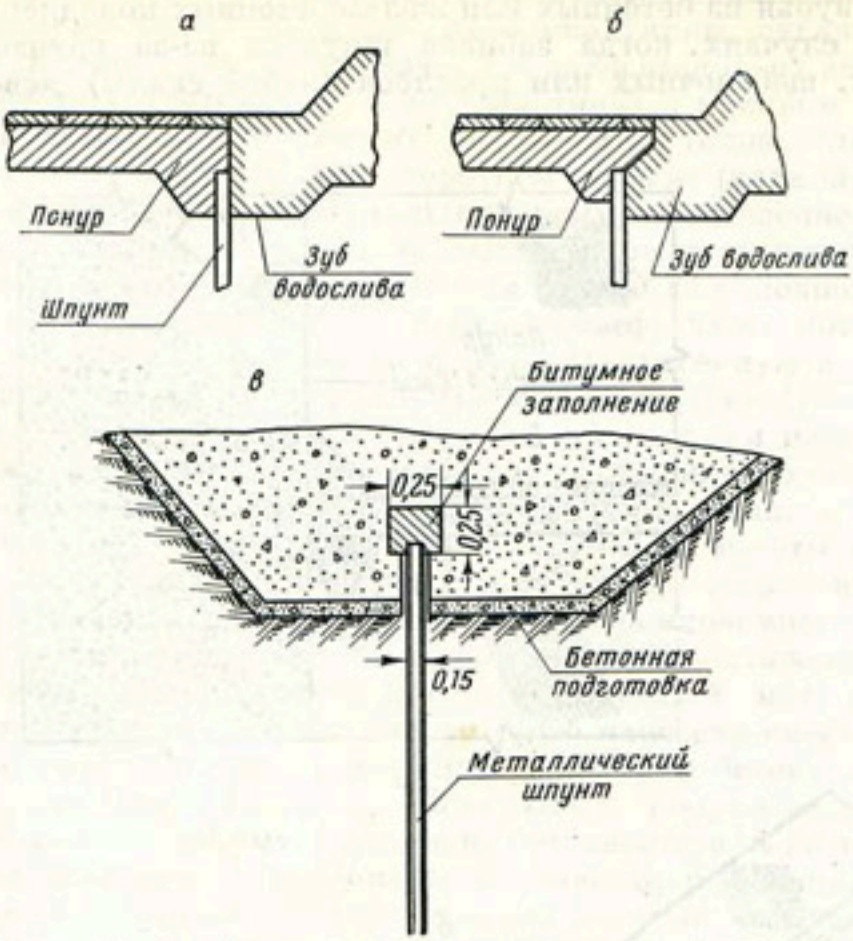


Рис. 18—3. Схемы соединения шпунтов с верховым зубом плотины.

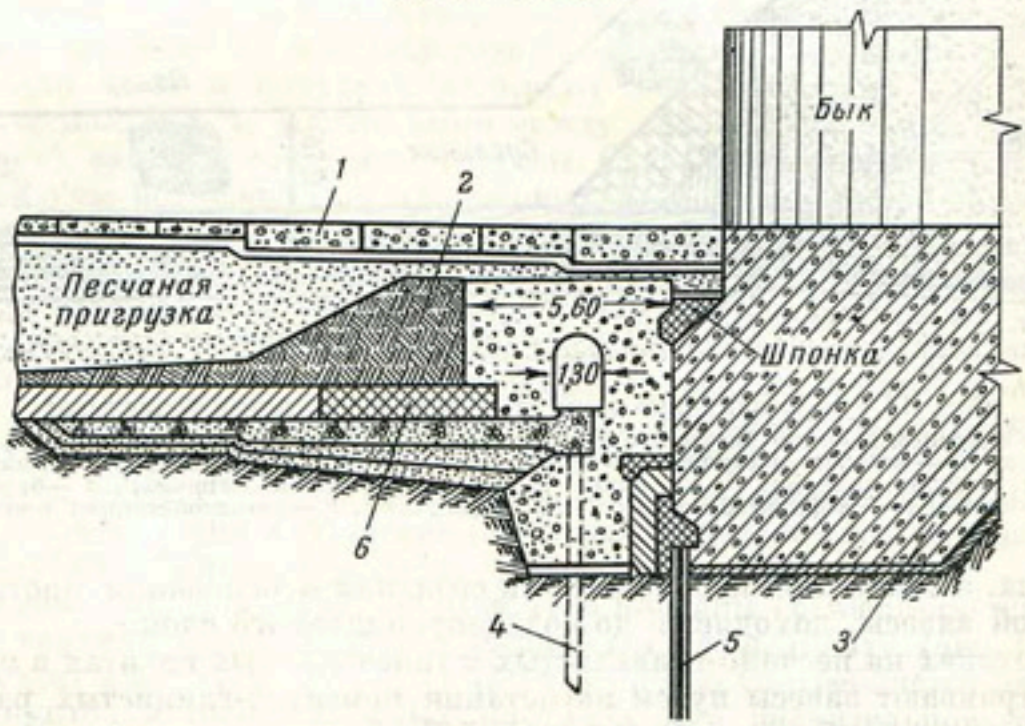


Рис. 18—4. Дренажная галерея в конце понурной части:
1 — бетонные плиты понура; *2* — глина; *3* — плита водослива; *4* — дренажная скважина; *5* — металлический шпунт; *6* — асфальтобетон.

восприятия напряжений, вызываемых давлением льда, в растянутой зоне верховой части у гребня водослива закладывают арматуру.

Дренаж в основании плотины предназначен для уменьшения фильтрационного давления на фундамент тела плотины. Его устраивают под подошвой

фундамента между зубьями в виде сплошного обратного фильтра, состоящего из трех слоев толщиной по 0,3—0,7 *м* каждый (подробности см. в гл. 3). Собранная обратным фильтром вода по вертикальным дренажным колодцам поступает в устраиваемые в теле водослива специальные сборные галереи, из которых вода откачивается насосами или вытекает самотеком по водоотводящим трубам в нижний бьеф.

На рисунке 18—4 изображена дренажная галерея бетонной плотины с напором в 18 *м* [1]. Особенность этой конструкции состоит в том, что галерея устроена перед водосливом в понуре. Галерея выполнена из бетона и не связана с основным сооружением. В нее выведены горизонтальный дренаж из-под понура и вертикальный дренаж. Последний состоит из скважин диаметром 25 *см*, глубиной 8 *м*, засыпанных мелким песком. Пол галереи на 8,5 *м* ниже отметки нормального горизонта воды нижнего бьефа. Как показали наблюдения, под понуром этой плотины гасится 84—95% напора.

Водобойная часть состоит из бетонной или армированной плиты, заканчивающейся во избежание подмыва ее зубом. Длина водобойной части определяется гидравлическим расчетом; ее можно принимать равной: при

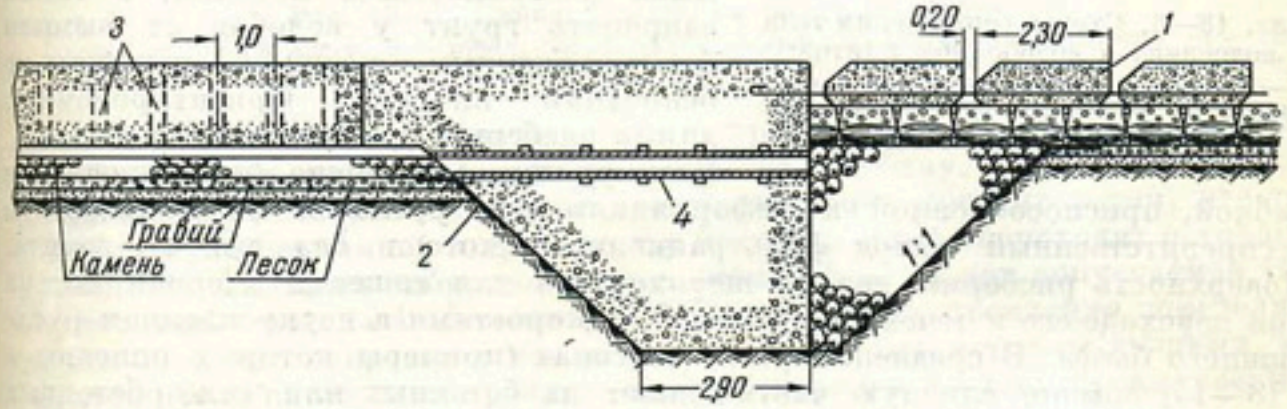


Рис. 18—5. Сопряжение водобоя с рисбермой:
1 — плиты сливной части; *2* — прокладка толя в два слоя; *3* — дренажные скважины; *4* — дренажная труба сечением 20 × 30 *см*.

отсутствии гасителей энергии $l_в = (1{,}0 \div 1{,}25)\, l_1$, где длина прыжка $l_1 = 6\,(h_2 - h_1)$; (h_2 и h_1 — сопряженные глубины); при постановке гасителей на водобое [2] $l_в = (0{,}75 \div 0{,}80)\, l_1$. Толщина плиты определяется гидротехническим расчетом. С целью уменьшения толщины плиты, доходящей в средненапорных плотинах до 5 *м*, необходимо снизить давление фильтрационного напорного потока на подошву плиты, что достигается устройством отверстий или скважин в плите для выпуска профильтровавшейся воды из-под плиты (позиция *4* на рисунке 18—1). Для защиты грунта основания от вымыва через эти отверстия под плитой укладывают обратный фильтр. Часть фильтрационной воды, не вытекшей через отверстия в плите, отводят в нижний бьеф по трубе, пропущенной в низовом зубе плиты (рис. 18—5). Плиты водобоя делают цельными длиной до 50 *м*. Продольные швы устраивают через 15—25 *м*. Общая длина крепления (водобоя и рисбермы), по данным построенных крупных плотин на равнинных реках, равна 14,1—46,5 величины критической глубины [3]. Толщина плит в конце крепления 0,5—2,5 *м*.

Сопряжение водобойной плиты с телом водослива осуществляется с помощью эластичных швов, допускающих самостоятельную осадку этих

---

[1] Д. В. Сдобников, П. А. Михалевич. Наблюдения за фильтрацией в основании бетонной плотины. «Гидротехническое строительство» № 11, 1946.

[2] Б. Ф. Караулов, К. И. Россинский, И. А. Кузьмин. Методические указания по проектированию гасителей энергии и креплений в нижнем бьефе водосбросных плотин на нескальных грунтах. Труды Гидропроекта, сб. первый. Госстройиздат, М., 1958.

[3] И. И. Тараймович. К вопросу о местном размыве за горизонтальным креплением нижнего бьефа. «Гидротехническое строительство» № 5, 1955.

частей плотины. Это достигается устройством в швах шпонок, заполненных битумом (рис. 18—6).

Для гашения энергии воды, сливающейся с водослива или вытекающей из отверстия плотины, в водобойной части применяют различные устройства в виде колодцев или специальных гасителей, создающих препятствия протеканию потока (пирсы, шашки, водобойные стенки, зубчатые пороги и т. д.). Конструкция и расчет этих гасителей рассмотрены в главе 6. На рисунке 18—14 показаны гасители в виде двух рядов зубчатого порога. Повреждения водобойной и сливной частей происходят главным образом вследствие сдвига, опрокидывания, всплывания отдельных участков или всего крепления, вымывания грунта из-под него, расстройства крепления из-за неравномерной осадки, а также от разрушения вследствие истирания бетона наносами, камнями и плавающими предметами [1].

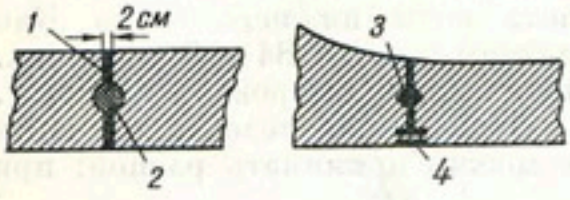


Рис. 18—6. Схемы сопряжения тела водослива с водобойной плитой:

1 — прокладка битумного мата; *2* — просмоленный канат d = 5—7 см; *3* — битумная шпонка; *4* — доски.

Сливная часть (рисберма) предназначается для того, чтобы предохранять грунт основания за водобоем плотины от размыва поверхностным потоком, а также защищать грунт у водобоя от вымыва фильтрационным потоком, текущим в основании плотины. Ориентировочную длину рисбермы принимают равной $1{,}5\,l_в$. Конструкция ее должна быть прочной и гибкой, приспособленной к деформациям дна русла и обеспечивающей беспрепятственный выход фильтрационного потока без выноса грунта. Поверхность рисбермы делают шероховатой для гашения энергии потока при переходе его к течению с бытовыми скоростями в неукрепленном русле нижнего бьефа. В средненапорных плотинах (примеры которых описаны в § 18—14) обычно сливную часть делают из бетонных или железобетонных плит. Толщина бетонных плит 1—2 *м*. Для увеличения шероховатости плит при отсутствии наносов в реке или очень небольшом их количестве плиты выполняют в виде выступающих или скошенных блоков (рис. 18—5). Для уменьшения фильтрационного давления на плиты в них делают вертикальные отверстия, защищенные со стороны основания обратным фильтром (рис. 18—1).

Концевую часть рисбермы закрепляют несколькими способами: заканчивают зубом, запускают конец крепления в виде фартука в грунт, создают так называемый ковш или предохранительный откос с заложением, равным около 4, или устраивают гребенчатый трамплин (§ 6—4). Подошву зуба или запуск фартука закладывают на глубину, бóльшую возможной глубины размыва грунта. Зуб устраивают из бетона или из деревянных ряжей. Крепление предохранительного откоса делают из материалов, обеспечивающих гибкость конструкции, так как такое крепление не должно разрушаться при опускании его в вымоину, которая может образоваться вследствие размыва грунта за ним. Это крепление можно также заканчивать зубом глубиной, по предложению О. В. Вяземского, равной половине максимальной глубины размыва. Устройство ковша, увеличивающего в 2—2,5 раза глубину потока, уменьшает способность потока расшириться в плане. Для увеличения угла расширения потока возможно установление на водобое специальных пирсов-растекателей, положение и форму которых определяют опытами на модели сооружения [2].

Для придания креплению сливной части гибкости в конце рисбермы плиты связывают выпущенной продольной и поперечной арматурой (крючками

---

[1] В. М. Липкинд. Бетонные плотины гидроэлектростанций. Госэнергоиздат, М.—Л., 1956.

[2] А. М. Латышенков. Применение пирсов-растекателей на водобое плотин для ликвидации сбойных явлений в нижнем бьефе. Труды Гидравлической лаборатории Института Водгео, вып. 5, 1957.

$d = 30$ *мм*). Железобетонные плиты толщиной 20—40 *см* связывают друг с другом так, что они образуют гибкий тюфяк, конец которого в виде фартука запускают в грунт и пригружают камнем. При наличии в потоке крупных наносов толщину плит увеличивают, имея в виду их истирание. Сливную часть устраивают также из ряжевых клеток, загруженных камнем и заглубленных в основание на 1—5 *м* (рис. 18—7). Под ряжевыми клетками укладывают обратный фильтр. Чтобы в каменной наброске ряжей не застревал мусор, хворост, иногда ряжи покрывают сверху настилом из пластин. За ряжевой частью рисбермы забивают сваи с заполнением промежутков между ними камнем. В низконапорных плотинах иногда применяют крепление рисбермы габионами — проволочными ящиками, заполненными камнями. Габионное

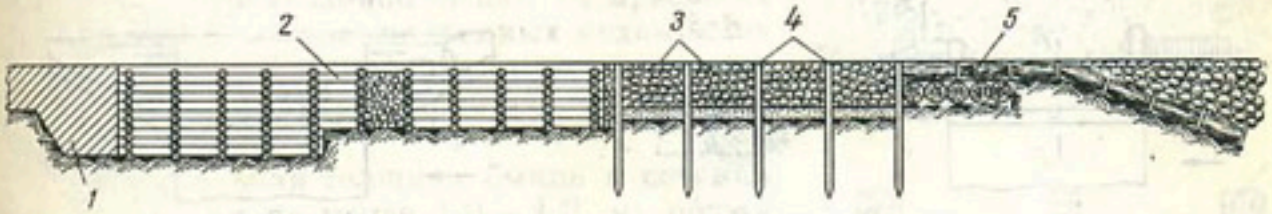


Рис. 18—7. Сливная часть из ряжевых клеток:
1 — зуб водобойной части; *2* — ряжи, заполненные камнем; *3* — каменная наброска; *4* — сваи; *5* — фашинный тюфяк, запущенный фартуком.

крепление должно заканчиваться, как и прочие виды креплений, заглублением последних рядов габионов в грунт на глубину, бóльшую глубины возможного размыва. Недостаток этого крепления состоит в том, что под действием ударов камней и трения их и песка по сетке происходит истирание проволоки. Толщина габионного крепления 0,5—2 *м* при допускаемой скорости течения потока 4—5 *м/сек* (см. § 24—2). Длину крепления определяют из условия, что скорости в его конце должны быть неразмывающими для грунтов русла плотины за креплением. Эти скорости, по данным построенных плотин на крупных реках, изменяются[1]:

при мелких и среднезернистых песках (при наличии ковша) — от 1,1 до 1,25 *м/сек*;

при мелких и среднезернистых песках (горизонтальное крепление) — от 2,15 до 3,0 *м/сек*;

при гравелисто-галечниковых, полускальных грунтах — от 3 до 3,8 *м/сек*.

Устои возводят для сопряжения отверстий плотин с берегами реки или глухой частью плотины (например с земляной плотиной). Они предназначены для защиты берегов или сопрягающих плотину с берегами земляных дамб от действия поверхностного потока, протекающего через отверстие плотины. Устой является опорой служебных и проезжих мостов плотины, а также затворов. Форма устоя в плане должна обеспечить плавное направление потока к отверстию с целью достижения возможно наибольшей пропускной способности сооружения. Устой состоит из лицевой стенки, параллельной течению воды в отверстии, и двух открылок, предохраняющих лицевую стенку от подмыва ее со стороны засыпки и соединяющих ее с берегом или дамбой. Как в плане, так и в поперечном сечении, устои делают различной формы. Наиболее часто применяется устой в виде обратных стенок, нормальных к лицевой стенке, при котором достигается хорошее сопряжение с берегом (рис. 18—8, *а*) и земляной плотиной (рис. 18—8, *б*). В последнем случае откосы плотины сопрягают конусом со стенками устоя, запущенными в грунт. Недостаток этого типа состоит в относительно больших по сравнению с другими типами потерях напора вследствие отжима потока при обтекании им устоя. Длина запуска обратных стенок в земляную дамбу или берег зависит от высоты и уклона откосов дамбы или берега и должна быть больше на 0,5—2 *м* длины заложения откоса или конуса. Толщина стенки поверху в конце запуска 0,5—1,0 *м*.

[1] И. И. Тараймович. Удельные расходы на водосливе и рисберме. «Гидротехническое строительство» № 5, 1958.

Устой по типу ныряющих стенок (рис. 18—8, *в*) удобен при сопряжении с земляной плотиной, так как верх ныряющих стен может быть сделан убывающим в соответствии с наклоном откосов плотины до высоты 0,5—1 *м* у подошвы откоса. В этом типе устоев достигается плавное втекание потока в отверстие и оттекание от него. Длина пути боковой фильтрации, при прочих равных условиях, в этом типе короче, чем в других.

Устой с косыми плоскостями наиболее сложен в производстве, но зато обеспечивает плавный вход потока в сооружение (рис. 18—8, *г*). Для уменьшения выходных пьезометрических уклонов фильтрационных вод, протекающих в грунте за устоем, устраивают в устое, ближе к верхнему бьефу,

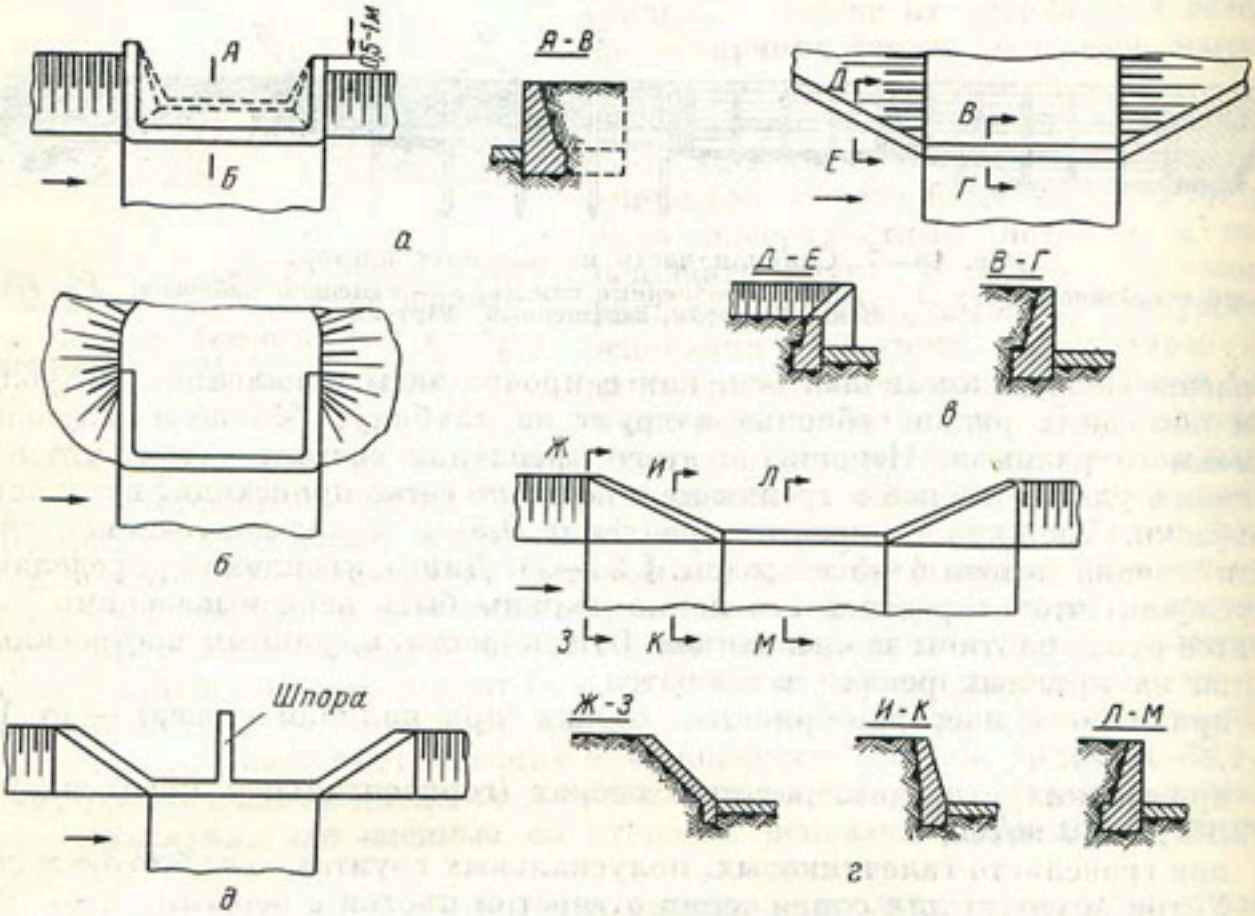


Рис. 18—8. Типы устоев:
а и *б* — с обратными стенками; *в* — с ныряющими стенками; *г* — с косыми плоскостями; *д* — со шпорой.

противофильтрационную завесу в виде бетонной или железобетонной шпоры диафрагмы (рис. 18—8, *д*). Во избежание вымыва грунта из-за устоя у низового открылка его под креплением откоса укладывается дренаж. Расчет фильтрации за устоями, сопрягающими бетонную и земляную плотину (дамбу), может быть выполнен по способу В. П. Недрига [1]. Для уменьшения напряжений в грунте основания под устоями забивают сваи или развивают фундаментную подушку в сторону берега с консольным выступом в сторону водослива. Длина лицевой стенки устоя определяется размещением в ней пазов шандор и рабочего затвора и на ней — проезжих и служебных мостов. В устоях устраивают шахты для спуска в смотровые галереи, заложенные в водосливе или флютбете плотины. Поперечное сечение устоя представляет собой подпорную стенку трапецеидального профиля или со стороны засыпки — ступенчатого профиля. Устои отделяют от водослива плотины водонепроницаемыми швами. Под устои продолжают зубья и шпунтовые ряды понур-

[1] В. П. Недрига. Расчет пространственной фильтрации в земляных плотинах на участке их примыкания к бетонным сооружениям с учетом водопроницаемости противофильтрационной диафрагмы. Водгео, М., 1959.

ТУ и НП гидротехнических сооружений. Подземный контур сопрягающих устоев плотин. МСЭС-126-62. Госэнергоиздат, 1962.

ной и водобойных частей, с тем чтобы путь фильтрации под устоями не был короче фильтрационного пути под флютбетом.

Быки. Быком называют вертикальную стенку, разделяющую два соседних отверстия сооружения и обтекаемую потоком. Быки воспринимают давление воды, передаваемое им затворами, поддерживают последние в закрытом и открытом положении, служат опорами проезжего и служебного мостов (рис. 18—12). В быках устраивают пазы для шандор и затворов. Расстояние между этими пазами должно быть не менее 1,5—2 *м*. Толщина быков зависит от конструкции затвора, величины давления воды и нагрузки, передаваемой быкам от проезжих и служебных мостов, подъемных механизмов и пр. Она колеблется от $^1/_6$ (в широких пролетах) до $^1/_4$ (в узких пролетах) от ширины пролета в свету.

Минимальная толщина быков в сечении между пазами не менее 1,0— 1,2 *м*; общая толщина обычно составляет 2—6 *м*. При беспазовых затворах (например, сегментных) толщину бетонных быков принимают меньше, чем при колесных. Площадь опирания затворов на водослив должна проходить по наивысшей площадке гребня водослива, для чего переднюю часть быка выдвигают в сторону верхнего бьефа (рис. 18—1). Такой выступ быка требуется для устройства проезжих и служебных мостов, а также для направления льдин в отверстие плотины. Для экономии объема бетона передняя грань быка скашивается.

Разрезка швами плотины на отдельные части обеспечит возможность независимой осадки частей плотины, при этом должна быть соблюдена водонепроницаемость швов.

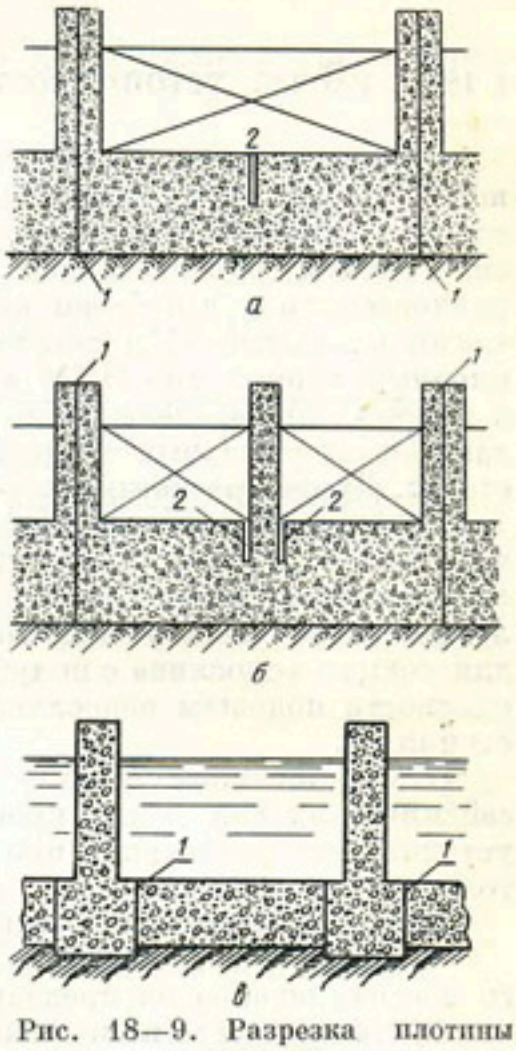


Рис. 18—9. Разрезка плотины швами:
1 — осадочными; *2*—температурными.

На сжимаемых грунтах (глинистых и суглинистых), а также в средненапорных плотинах и на песчаном основании конструктивные швы делают по середине (по продольной оси) каждого быка или через один, что создает неразрезную конструкцию пролета водослива с двумя полубыками или из двух пролетов водослива с быком между ними и двумя полубычками по краям (рис. 18—9, *а*, *б*). Эта конструкция обеспечивает взаимную неизменяемость опор затвора и способствует лучшему распределению давления на грунт основания.

Разрезка водослива швами (рис. 18—9, *б*) более экономична и применима при однородном грунте основания.

В низконапорных плотинах, возводимых на крупнопесчаных или галечниковых грунтах, дающих незначительную осадку, быки отделяют швами от водослива (рис. 18—9, *в*).

Железобетонные быки толщиной 0,8—1,2 *м* устраивают в низконапорных плотинах. В быках армируется тонкая часть и углы пазов. В плотинах на реках, несущих наносы, грани быков, так же как и устоев, соприкасающихся с водой, облицовывают тесовым камнем, металлическими листами толщиной 10—20 *мм* или чугунными плитами (см. главу 22).

Статический расчет быка в случае отделения его швами от тела водослива состоит в определении коэффициента устойчивости на сдвиг и напряжений в горизонтальных сечениях быка и по подошве его фундамента. Выполняют три расчета: 1) для периода строительства, когда действуют только

вертикальные силы (вес быка, мостов, подъемных механизмов и т. д.); 2) для периода эксплуатации — действие вертикальных и горизонтальных сил (давление воды) и 3) для периода ремонта, когда пролет перекрыт шандорами, вода откачана и бык подвержен, помимо действия вертикальных сил, еще давлению воды со стороны верхнего бьефа и со стороны соседнего пролета, т. е. давлению в двух плоскостях.

§ 18—3. РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ ПЛОТИНЫ И ЕЕ ОСНОВАНИЯ

Давление воды и других горизонтальных сил, действующих на приподнятую над дном русла реки бетонную часть водослива плотины, стремится сдвинуть плотину в сторону нижнего бьефа. Этому сдвигу сопротивляется сила трения, образующаяся по подошве фундамента в момент предельного равновесия под действием вертикальных сил. Основными расчетными случаями являются: а) проверка устойчивости плотин на сдвиг в эксплуатационный период при НПУ в верхнем бьефе и минимальном уровне воды в нижнем; б) определение напряжений и отсутствие выпора грунта в основании в строительный период, когда вода в верхнем и нижнем бьефах отсутствует. Другие расчетные случаи указываются в соответствующих ТУ и НП.

В зависимости от разрезки плотины конструктивными швами, расчет выполняют для секции водослива с полубыками по краям (при разрезке по оси быка) или только для водосливной части и отдельно для быка (при отделении швами быков от водослива). Рассмотрим основные действующие силы для секции водослива с полубыками по краям в предположении сдвига по плоскости подошвы водослива (рис. 18—10). Все силы берутся на ширину секции B.

Второстепенные силы — давление наносов и волн, а также влияние сейсмических сил — для простоты изложения не учитываем. Коэффициент устойчивости вычисляют при совместной работе водослива и водобоя или только водослива.

Вертикальные силы. Примем следующие обозначения:

1) сила тяжести водослива плотины, полубыков, служебного и проезжего мостов, затвора по предварительно составленному эскизу — P_1;

2) сила тяжести пригрузки водой консольной части фундаментной плиты и водослива до линии затворов — P_2;

3) сила тяжести пригрузки части водосливной грани водой нижнего бьефа — P_3;

4) сила тяжести грунта (понура), пригружающего консольную плиту, — P_4.

5) сила тяжести взвешенного в воде грунта между зубьями фундамента плотины — P_5;

6) фильтрационное и взвешивающее давление воды — P_6 вычисляется по площади эпюры, умноженной на объемную массу воды. Ординаты эпюры в точках излома подземного контура определяют изложенными в главе 3 способами расчета для действующего напора H относительно плоскости сравнения, за которую принимается уровень воды в нижнем бьефе. На построенной на чертеже пьезометрической кривой ординаты эпюры в соответственных вертикальных сечениях будут равны расстоянию от пьезометрической линии до подошвы фундамента. Сила P_6 направлена вверх.

Сумма вертикальных сил:

$$\Sigma P = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 - P_6.$$

При определении коэффициента устойчивости на сдвиг водослива совместно с водобоем учитывают дополнительно действующие на водобой силы: силу тяжести водобоя и пригрузки его водой, фильтрационное и взвешивающее давление на него.

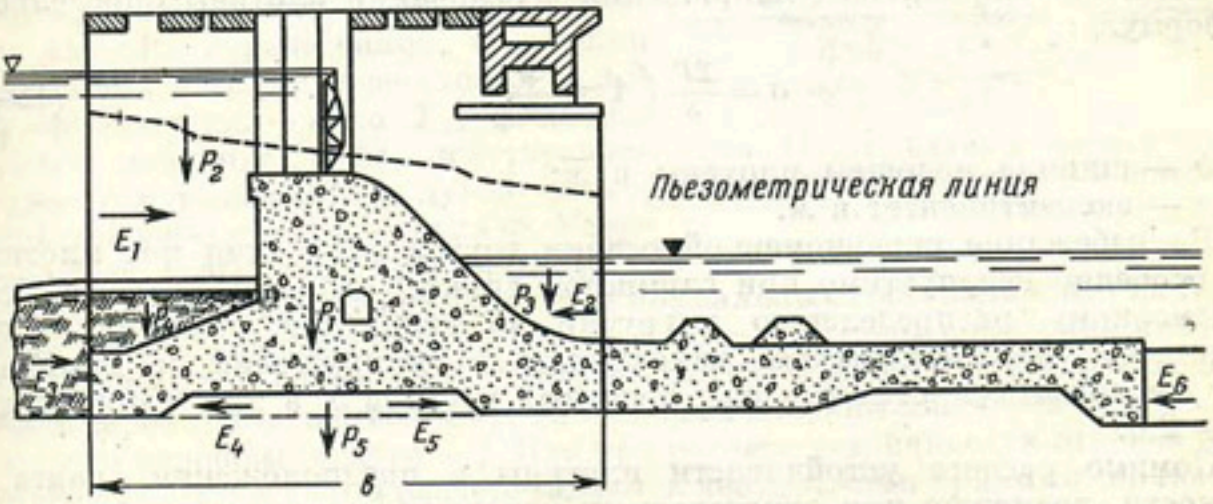
Горизонтальные силы. Примем следующие обозначения:

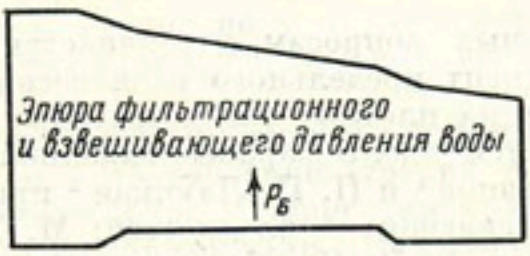
1) давление воды на верховую грань водослива и затвор — E_1; эпюра треугольная;

2) давление воды по треугольнику на низовую грань водослива — E_2;

3) давление фильтрационного потока на часть верховой грани переднего зуба — E_3; абсциссы этой трапецеидальной эпюры и последующих берутся равными расстоянию заглубления рассматриваемых точек от пьезометрической кривой;

4) давление фильтрационного потока E_4 и E_5 на низовую грань переднего зуба и переднюю грань заднего зуба;





Эпюры напряжений

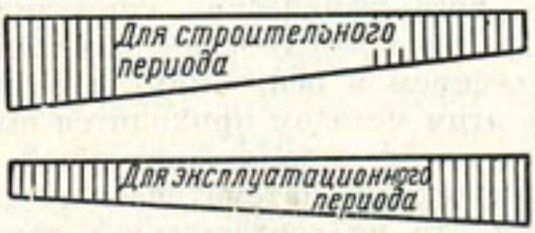


Рис. 18—10. Схема к расчету плотины на сдвиг по подошве фундамента.

5) давление фильтрационного потока на низовую грань заднего зуба — E_6;

6) давление взвешенного грунта на верховую грань переднего зуба — E_7;

7) давление льда на быки — E_8.

Сопротивление шпунта сдвигающим силам не учитывают, что идет в запас расчета. Сумма горизонтальных сил:

$$\Sigma E = E_1 + E_3 + E_5 + E_7 + E_8 - E_2 - E_4 - E_6.$$

Соответственно подсчитывают силы, действующие на водобой.

Коэффициент устойчивости на сдвиг водосливной части плотины (без учета водобоя) равен:

$$k = \frac{f\Sigma P}{\Sigma E}, \qquad (18-1)$$

где f — коэффициент трения бетона по грунту; берется из следующей таблицы:

Грунты	f
Глинистые	0,20—0,30
Суглинистые	0,25—0,35
Супесчаные	0,35—0,40
Песчаные	0,40—0,50
Галечниково-гравелистые	0,50—0,60

Величина нормальных напряжений в основании плотины определяется по формуле:

$$\sigma = \frac{\Sigma P}{b}\left(1 \pm \frac{6e}{b}\right), \qquad (18—2)$$

где b — ширина подошвы плотины в *м*;

e — эксцентриситет в *м*.

Во избежание неравномерной осадки грунта основания под плотиной (что особенно недопустимо при глинистом грунте) надо стремиться к более равномерному распределению нагрузки на основание. Поэтому обычно принимают, что отношение максимального напряжения к минимальному не должно превышать для песчаных грунтов 3, а для глинистых — 1,5 ÷ 2,0.

Помимо расчета устойчивости плотины в предположении сдвига по плоскости, возможно при определенных условиях возникновение в основании плотины пластических деформаций с выпиранием грунта из-под подошвы сооружения.

Многие авторы работ, посвященных вопросам устойчивости грунта оснований плотин, считают, что в момент предельного равновесия грунта основания под влиянием действующих на плотину сил возможная область пластических деформаций располагается вдоль заранее заданной формы поверхности скольжения. Н. М. Герсеванов [1] и П. П. Лаупман [2] принимали поверхность скольжения в виде пересекающихся плоскостей; М. М. Гришин [3] считает ее кругло-цилиндрической; В. И. Новоторцев [4] — состоящей из трех участков: двух крайних прямолинейных и одного промежуточного между ними, описанного по логарифмической спирали [5]. Метод В. В. Соколовского [6] состоит в определении поверхности скольжения (т. е. не задаваясь предварительно ее положением в основании) и напряжения в любой точке основания. При расчете этим методом приходится выполнять многочисленные сложные вычисления, требующие значительной затраты времени. Необходимо указать, что строгости математического решения, полученного В. В. Соколовским, пока что не соответствует достаточная точность определения основных исходных геотехнических показателей грунта (γ, φ, c).

Учеными и инженерами проводится работа по упрощению применения теории В. В. Соколовского в практических целях. Пока же в практике нашли большое применение приближенные способы расчета, основанные на предварительно заданной кривой скольжения. Из них часто применяется способ

---

[1] Н. М. Герсеванов. Расчеты фундаментов гидротехнических сооружений. М., 1923.

[2] П. П. Лаупман. Устойчивость гидросооружений на фильтрующем песчаном основании. «Гидротехническое строительство» № 1, 1933.

[3] М. М. Гришин. Расчет устойчивости плотин на нескальных основаниях. «Гидротехническое строительство» № 7, 1935.

[4] В. И. Новоторцев. Опыт применения теории пластичности к задачам об определении несущей способности оснований сооружений. «Известия НИИГ» т. 22, 1938.

[5] Эта форма кривой принята СН и П II-Б. 3—62 для расчета графоаналитическим методом сопротивляемости сдвигу в случаях смешанного или глубинного сдвига.

[6] В. В. Соколовский. Статика сыпучей среды. АН СССР, М.—Л., 1942.

М. М. Гришина, в котором для весьма жестких конструкций предположено, что сооружение вместе с грунтом основания может скользить по круговой поверхности (рис. 18—11). Коэффициент устойчивости в этом случае равен отношению момента сил, сопротивляющихся сдвигу, к моменту сил сдвигающих. К сдвигающим силам относят направленные по касательным к дуге скольжения составляющие сил: равнодействующей горизонтальных сил Q — давления воды и грунта со сторон верхнего и нижнего бьефов, перенесенной в точку пересечения кривой скольжения с линией подошвы плотины,— сила T_1; равнодействующей вертикальных сил P, перенесенной по линии ее действия в точку пересечения с дугой скольжения, — сила T_2; фильтрационное давление воды, действующее в пределах выделенного дугой скольжения сегмента грунта, — сила Φ. Удерживающие силы: силы трения в грунте F_1 и F_2, возникающие под действием нормальных составляющих сил N_1 и N_2 и веса грунта в пределах сегмента — G, а также силы сцепления c. Момент действующих сил берется относительно центра O кривой скольжения, проведенной через точку верховой грани подошвы плотины или через точку в средней трети подошвы (центра O'). Как при расчете устойчивости откосов земляных плотин, так и в этом расчете задаются несколькими кривыми скольжения, проведенными из разных центров или различными радиусами для установления наименьшей величины коэффициента устойчивости на сдвиг. При расчете этим способом можно учитывать неравномерность распределения нагрузки от плотины, наличие зубьев и шпунтов, а также разнородность грунтов основания.

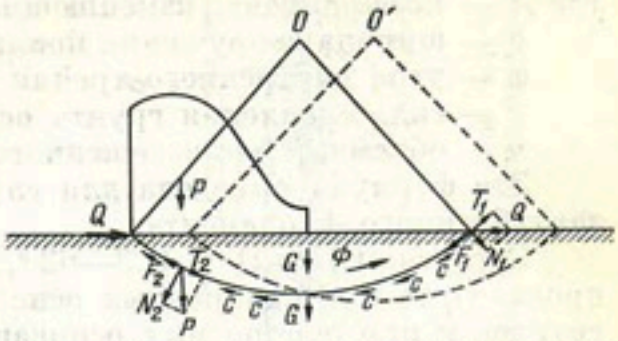


Рис. 18—11. Схема к расчету плотины на сдвиг по криволинейной поверхности скольжения.

В способе Волгостроя [1] в отличие от способа М. М. Гришина элементарные силы сопротивлений (трения и сцепления) считаются направленными не по касательной к элементам круглоцилиндрической поверхности скольжения, а по горизонтали. Преимущество этого способа по сравнению с другими состоит в том, что в случае плоского горизонтального фундамента, непосредственно опирающегося на основание, он приводит к опасной поверхности, совпадающей с плоскостью основания.

Краткий, описанный в § 14—2, способ Р. Р. Чугаева для расчета устойчивости земляных откосов может быть применен и при расчете бетонных плотин в предположении обрушения по круглоцилиндрической поверхности [2].

Экспериментальные исследования, проведенные в Институте Водгео [3] и ВНИИГ [4], показали зависимость между удельной вертикальной нагрузкой на основание σ (на 1 $м^2$ подошвы фундамента) и горизонтальной силой, сдвигающей плотину (при одной и той же ширине основания и однородном грунте основания, характеризуемого $\operatorname{tg}\varphi$). Эта зависимость показывает, что до некоторого предельного (критического) значения вертикальной нагрузки $\sigma_к$ сдвиг в предельном состоянии грунта может произойти лишь по плоскости, т. е. по подошве сооружения. При значении $\sigma > \sigma_к$ произойдет

---

[1] О. В. Вяземский, Г. Н. Ягодин. О приближенном методе расчета устойчивости земляных и бетонных гидротехнических сооружений по круглоцилиндрическим и иным произвольным поверхностям скольжения. «Известия ВНИИГ», т. 57, 1957.

[2] Р. Р. Чугаев. Расчет устойчивости земляных откосов и бетонных плотин на нескальном основании по методу круглоцилиндрических поверхностей обрушения. ВНИИГ. Гос. энерг. изд., 1963.

[3] А. А. Ничипорович, Н. Я. Хрусталев. Устойчивость бетонных водоподпорных сооружений на нескальных грунтах. Госстройиздат, М., 1957.

[4] П. Д. Евдокимов. Прочность оснований и устойчивость гидротехнических сооружений на мягких грунтах. Госэнергоиздат, М.—Л., 1956.

сдвиг плотины вместе с выпором грунта основания. Предварительная вертикальная нагрузка $\sigma_к$ (в $т/м^2$), при которой допускается расчет по схеме сдвига по плоскости, определяется по формуле:

$$\sigma_к = A\gamma b \operatorname{tg}\varphi + 2c(1+\operatorname{tg}\varphi), \qquad (18—3)$$

где A — коэффициент, изменяющийся в пределах от 2,5 до 3,5 [1];
b — ширина сооружения понизу в $м$ (без учета понура);
φ — угол внутреннего трения грунта основания, взвешенного в воде;
c — сила сцепления грунта основания в $т/м^2$;
γ — объемный вес взвешенного в воде грунта в $т/м^3$.

Эта формула выведена для случая незаглубленного или незначительно заглубленного фундамента.

Согласно СН и П II-В.3—62 [2], расчет по схеме плоского сдвига следует производить при однородных основаниях из песчаных и крупнообломочных грунтов и при однородных основаниях из глинистых грунтов, для которых коэффициент консолидации больше $1 \cdot 10^7$ $см^2/год$ и коэффициент сдвига $\operatorname{tg}\psi = \operatorname{tg}\varphi + \frac{c}{\sigma} \geqslant 0{,}45$. Кроме того, должно удовлетворяться условие:

$$N_\sigma = \frac{\sigma_{макс}}{B\gamma} \leqslant \frac{\sigma_{пр}}{B\gamma} = Б, \qquad (18—4)$$

где σ_{max} — наибольшее нормальное напряжение грунта у подошвы фундамента;
B — ширина подошвы сооружения;
c — удельная сила сцепления;
$Б$ — безразмерная величина, зависящая от угла внутреннего трения φ и в случае глинистых грунтов — от c; определяется на основе экспериментальных данных, а при отсутствии последних принимается равной 3;
$\sigma_{пр}$ — предельное значение среднего нормального напряжения грунта в подошве сооружения, при котором еще существует плоский сдвиг.

Опыт проектирования бетонных плотин (часть которых построена) высотой 20—25 $м$ на нескальном основании показал, что нагрузки σ, передающиеся на основание, оказываются значительно меньше $\sigma_{пр}$, что указывает на возможность расчета устойчивости на сдвиг в предположении плоскостного сдвига по подошве плотины.

§ 18—4. ПРИМЕРЫ БЕТОННЫХ ПЛОТИН НА НЕСКАЛЬНОМ ОСНОВАНИИ

На рисунках 18—12 и 18—13 изображены продольный разрез и фасад бетонной плотины, построенной в пойме реки на плотных моренных суглинках. Плотина с водосливным фронтом в 160 $м$ состоит из четырех водосливных и четырех двухъярусных пролетов. Верхний ряд последних пролетов — водосливные отверстия, нижний — донные отверстия. Через водосливные отверстия пропускают лед и паводковые расходы; донные отверстия были использованы для пропуска строительных расходов в период закрытия русла реки земляной плотиной; они предназначены (дополнительно к водосливным) для пропуска катастрофических паводков. Верхние (водосливные) отверстия отделены от донных забральными балками. Для удобства маневрирования затворами донные отверстия высотой 5 $м$ разделены на три пролета. Удельный расход на гребне водослива при пропуске расхода 1% обеспеченности — 41,6 $м^3/сек$. Бычки плотины разрезаны по осям швами, так что один блок состоит из тела водослива и двух полубыков. Конструкция понура: на поверхность суглинка уложена бетонная подготовка толщиной 10 $см$; подготовка покрыта слоем асфальта в 2 $см$ и слоем песка толщиной

[1] Справочник по гидротехнике Водгео. Госстройиздат, М., 1955, стр. 550.
[2] СН и П II-В. 3-62. Основания гидротехнических сооружений. Нормы проектирования. М., 1962.

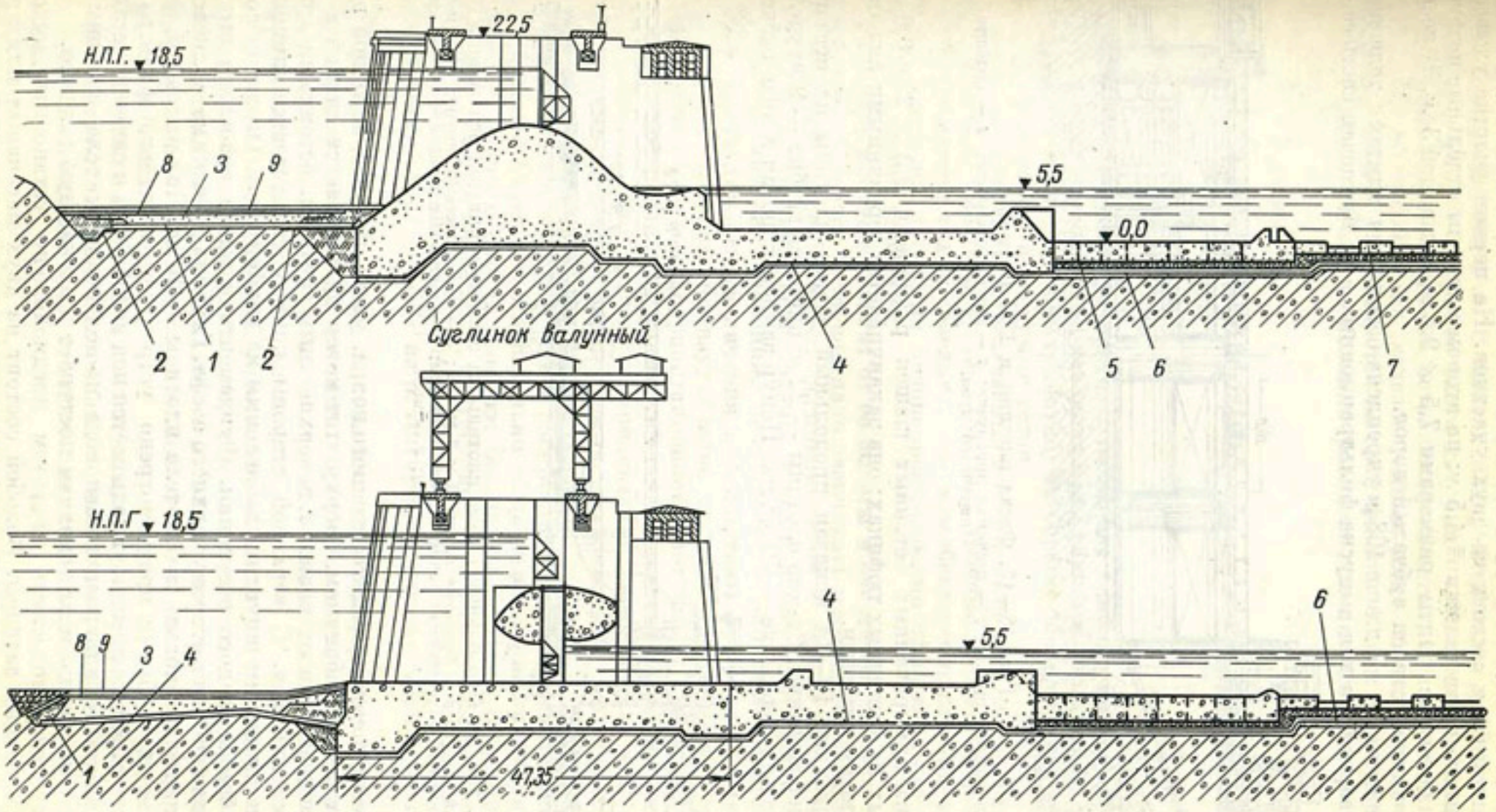


Рис. 18—12. Поперечные разрезы плотины по водосливным и донным отверстиям:

1 — слой асфальта 2 *см* или двухслойный битумный мат; *2* — два слоя битумного мата; *3* — песчаная пригрузка; *4* — бетонная подготовка 0,15 *м*; *5* — дренажные отверстия $d = 20$ *см*; *6* — обратный фильтр; *7* — бетонные плиты толщиной 1,5 *м*; *8* — гравийная подготовка; *9* — плиты понура толщиной 0,3 *м*.

2 *м*. От размыва водой понур укреплен бетонными плитами. Водобой плотины длиной 66 *м* состоит из двух участков. На первом участке уложена армированная плита толщиной 4,5 *м*; на втором уложены отдельные неармированные бетонные плиты размерами 7,5 × 9,5 *м*, толщиной 3 *м*. В конце первого участка устроен зубчатый порог.

Сливная часть на длине 108 *м* укреплена бетонными плитами толщиной 1,5 *м* с отверстиями для выпуска фильтрационных вод. Концевая часть ее —

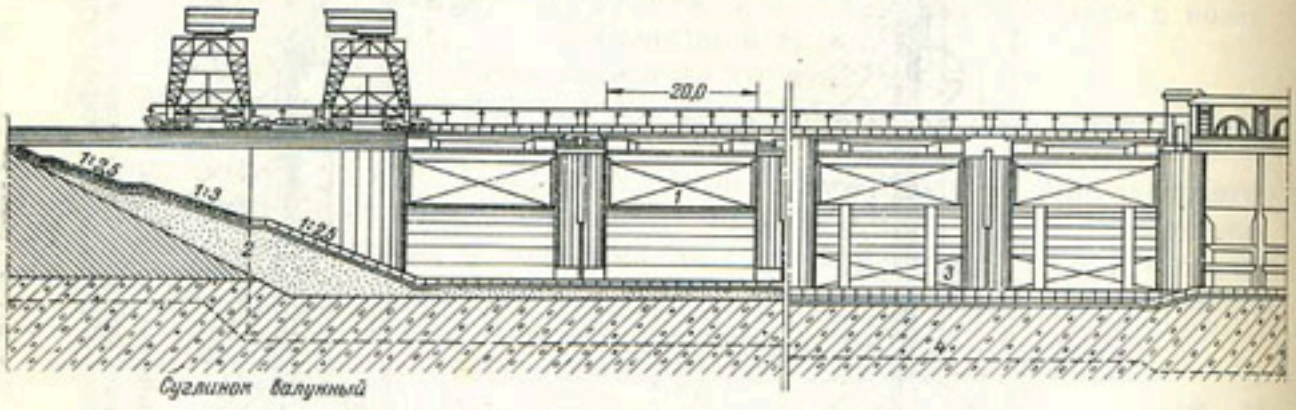


Рис. 18—13. Фасад плотины и ГЭС (*справа*):
1 — водосливной пролет; *2* — песчаная пригрузка; *3* — донное отверстие; *4* — подошва верхового зуба.

гибкая, из армированных бетонных шашек размерами 2,3 × 2 × 0,6 *м*, уложенных на фашинных тюфяках; она заканчивается деревянными ряжами, загруженными камнями.

На рисунке 18—14 показан продольный разрез плотины на песчано-глинистом основании. Высота плотины — 22 *м*; напор на гребне — 9 *м*; удельный расход на водосливе — 50 $м^3/сек$. Понур запроектирован в виде гибкого

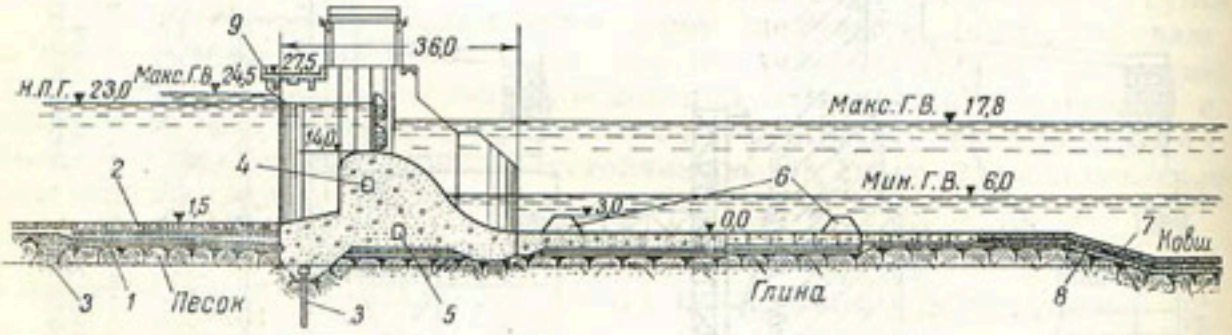


Рис. 18—14. Продольный разрез плотины на песчано-глинистом основании:
1 — гибкий понур; *2* — бетонные плиты 3 × 3 × 1 *м*; *3* — металлический шпунт; *4* — смотровая галерея; *5* — дренажная галерея; *6* — гасители; *7* — железобетонный тюфяк; *8* — фашины; *9* — мост.

водонепроницаемого асфальтобетонного ковра, уложенного по бетонной подготовке, смазанной битумом. Сверху этот ковер пригружается глиной и песком, защищенными от размыва поверхностным потоком, бетонными армированными плитами. С верховой стороны понура устраивается глиняный зуб с металлическим шпунтом, забиваемым на глубину 5 *м*. Оголовок водослива — безвакуумного очертания. Фундаментная плита водослива выдвинута в виде консоли в сторону верхнего бьефа. Глубина забивки металлического шпунта под верховым зубом тела плотины — 10 *м*. Под подошвой фундамента между зубьями предусмотрено устройство обратного фильтра из трех слоев; такой же дренаж укладывается под водобойной и сливной частями сооружения. Профильтровавшаяся вода из-под подошвы тела плотины по вертикальным дренажным колодцам поступает в дренажную галерею.

На оголовке водослива проектом предположено установить двухсекционные колесные затворы. Водобой состоит из двух массивных плит: верховой — толщиной 3,5 *м*, длиной 35 *м* и низовой — толщиной 2,5 *м*, длиной

22,5 *м*. На водобое для гашения энергии потока устроены два ряда гребенчатых зубьев высотой 3 *м*. В плитах водобоя сделаны дренажные колодцы $d = 0{,}25 \div 0{,}50$ *м*, в верхней части которых с целью недопущения вымыва грунта по ним забетонирована металлическая сетка. Сливная часть заканчивается гибким тюфяком из железобетонных плит, связанных между собой арматурой. Тюфяк укладывается на слой фашин. Конец тюфяка уложен по откосу ковша с учетом возможного размыва дна нижнего бьефа.

Глава 19

Арочные плотины

§ 19—1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Арочными называются плотины, имеющие в плане форму арки и передающие воспринимаемое ими давление воды главным образом или полностью (в отличие от гравитационных плотин) на берега ущелья или, в редких случаях, на специально возводимые устои.

Большие давления, передаваемые арками на берега, могут быть восприняты скалой хорошего качества. Поэтому арочные плотины строят обычно в гористых местностях, в ущельях, дно и особенно склоны которых в створе плотины сложены прочными водонепроницаемыми изверженными или крепкими осадочными породами.

Профиль плотины зависит от ее высоты и очертания ущелья. Чем шире ущелье, тем бóльшим радиусом надо очерчивать плотину, что ведет к уменьшению части давления воды, воспринимаемой берегами, и к увеличению другой части давления, передаваемой через подошву плотины на основание. По мере увеличения давления, передаваемого плотиной основанию, возрастает необходимость увеличения веса плотины путем придания профилю значительной ширины понизу; сечение арочной плотины в этом случае приближается к профилю гравитационной плотины. И наоборот, в арочных плотинах, построенных в узких ущельях, давление воды полностью передается берегам, что позволяет придавать поперечному сечению плотины минимальные размеры, определяемые допускаемыми напряжениями в ее материале.

Арочные плотины относятся к распространенным типам плотин. В странах Западной Европы с относительно обширными горными районами строительству арочных плотин уделяют большое внимание; так, например, из 45 плотин высотой более 30 *м*, построенных во Франции, 24 построены после 1950 г. В Италии на 1960 г. были построены и строились 59 арочных плотин высотой более 30 *м* [1]. В СССР на р. Ингури строится арочная плотина высотой около 300 *м*.

Преимуществом арочных плотин является меньший по сравнению с гравитационными объем тела плотины. В бетонных арочных плотинах объем бетона составляет 40—50%, а в железобетонных — 20—25% объема гравитационной плотины той же высоты.

Целостность статической работы арочных плотин как пространственных конструкций обеспечивает высокие запасы прочности и устойчивости; пространственная работа выражается тем больше, чем тоньше плотины. До сих пор разрушений, вызванных арочной формой плотин, в мировой практике не наблюдалось.

К достоинствам арочных плотин следует отнести также легкость и упругость конструкции, противостоящей, по наблюдениям в Италии и Калифорнии, сейсмическим толчкам, что позволяет считать эту конструкцию сейсмостойкой.

---

[1] Арочные плотины. Под редакцией А. А. Борового. Госэнергоиздат, 1961.

Арочные плотины обычно возводят из бетона; железобетонные арочные плотины применяют редко. Бетон в арочной плотине должен быть более высокой марки, чем в гравитационной, вследствие того, что арочные плотины допускают более высокие напряжения. Бетон арочных плотин испытывает растягивающие напряжения, тогда как в гравитационных последние не допускаются.

Возведение арочных плотин возможно, как правило, при хороших геологических условиях створа. Берега и дно ущелья должны быть сложены прочной скалой, которая может воспринимать без больших деформаций передаваемое аркой давление воды; сюда относятся изверженные породы, граниты, гнейсы, порфиры и др. и в меньшей степени прочные осадочные породы: известняки и песчаники.

Раньше наличие монолитной, водонепроницаемой, обладающей высокой механической прочностью скалы являлось обязательным условием возможности возведения арочной плотины. В настоящее время применяемые способы борьбы с фильтрацией в скальных основаниях (цементация и т. д.) позволяют возводить арочные плотины в разнообразных геологических условиях, на сильно трещиноватых известняках и мергелях и при несимметричной и распластанной форме ущелий.

В последнее время арочным плотинам придают симметричное очертание относительно оси, что упрощает расчет и делает статическую работу плотины более понятной. Для придания плотине симметричного очертания иногда приходится выполнять срезку берегов ущелья, а впадины в берегах заполнять бетоном.

В противофильтрационных целях под плотиной устраивают бетонный зуб, запущенный в русло реки и склоны ущелья; ниже зуба обязательно делают глубокую цементационную завесу. Предварительно, для лучшего сопряжения плотины со скалой, производят тщательную подготовку основания: удаляют аллювиальный слой, а также разрушенную верхнюю часть скалы, очищают поверхность скалы от пыли, мусора, следов жиров водой или струей воды с песком. Для усиления монолитности скалы всю площадь подошвы цементируют через неглубокие скважины. В бортах ущелья скалу (при наличии в них трещин) укрепляют анкеровкой арматуры, привязкой тросами, зацементированными пробуренными скважинами. Объемы цементационных работ достигают больших величин. В законченной в 1958 г. высокой арочной плотине Мовуазен на р. Дранс (Швейцария) высотой 237 *м* цементация основной завесы выполнена из горизонтальных штолен на глубину 200 *м*, а в бортах (в створе плотины) — до 70 *м*. Расстояние между скважинами диаметром 45—65 *мм* составляло 6 *м*. Общая длина скважин, зацементированных до начала 1956 г., равна 40 *км*; израсходовано 6 тыс. *т* цемента.

На рисунке 19—1 изображено поперечное сечение ущелья плотины Цойцир (Швейцария), возведенной на прочном известняке. Цементационные работы выполнялись с поверхности земли и из горизонтальных штолен, так как крутые склоны ущелья неудобны для бурения и производства этих работ [1].

В зависимости от формы профиля эти плотины подразделяют на собственно арочные и арочно-гравитационные плотины. Точный критерий подобного разделения не установлен, поэтому отнесение плотины к одному из этих типов является несколько условным. К собственно арочным плотинам (иногда их называют тонкими арками) относят плотины, работающие как арки, т. е. передающие все давление воды или бóльшую часть его на берега. Их профиль имеет ширину по основанию $B < 0{,}35H$, где H — наибольшая высота плотины.

В арочно-гравитационных плотинах, где бóльшая часть давления передается на основание, ширину профиля понизу приходится делать равной

[1] С. С. Обрезков. Строительство плотин в Швейцарии. «Гидротехническое строительство» № 2, 1957.

(0,35—0,65)H. Отношение B/H называется коэффициентом стройности плотины.

Экономичность применения рассматриваемых плотин связана также с шириной ущелья и его очертанием. Строительство чисто арочной плотины экономически оправдывается при коэффициенте створа $n = L : H \leqslant 1{,}5$—2,0, а арочно-гравитационной — при $n \leqslant 3{,}0$—3,5, где L — ширина ущелья на уровне гребня плотины.

Очертание ущелья в створе плотины при одном и том же отношении n может быть различным; трапецеидальным, прямоугольным, треугольным

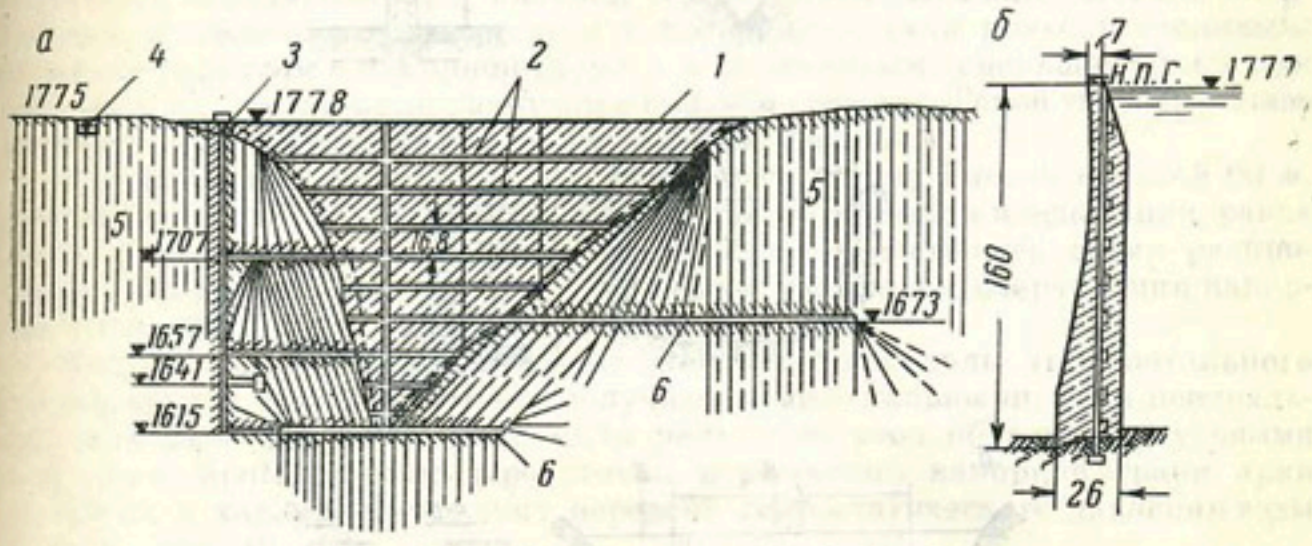


Рис. 19—1. Арочная плотина Цойцир:

а — разрез по плотине и ущелью; б — профиль плотины; 1 — арочная плотина; 2 — дренажные и смотровые галереи; 3 — шахта, оборудованная лифтом; 4 — паводковый водосброс; 5 — цементационная завеса; 6 — цементационная штольня.

и т. д. Треугольная форма ущелья является наиболее подходящей для возведения арочной плотины, так как с увеличением давления воды сверху вниз уменьшаются пролеты арок, что позволяет делать сечения арок тонкими, незначительно утолщающимися книзу (рис. 19—2, *а*). При прямоугольном очертании ущелья размеры пролетов арок по высоте одинаковы, поэтому толщина сечения арок должна увеличиваться книзу по мере возрастания давления воды (рис. 19—2, *б*). Лучше всего располагать арочную плотину несколько впереди суженной части ущелья, так как в этом случае плечи плотины (пяты арок) будут опираться на сближенные склоны ущелья. Если река течет в заглубленном русле, а склоны долины достаточно пологи, то пойменные участки перекрывают гравитационными плотинами, являющимися упорами для возведенной в русле арочной плотины (рис. 19—2, *в*), например, плотина на р. Окер (Нижняя Саксония). Средняя часть плотины цилиндрическая, арочная толщиной 8 *м*; в ее основании лежат глинистые сланцы. Пяты арки у берегов опираются на примыкающие нормально к ней гравитационные плотины, напорные грани которых вертикальны, а низовые имеют уклон 1 : 0,68. Гравитационные части плотины отделены от арочной деформационными швами; воспринимая давление воды, они разгружают пяты арок и исключают влияние различных характеристик основания по участкам. В подобных случаях (рис. 19—2, *г*) во избежание резких изменений горизонтальных сечений арок и появления местных напряжений разделяют часть плотины в углубленном русле периметрическим (контурным) швом, создавая тем самым в нижней части бетонную пробку.

В последнее время арочные плотины возводят для перекрытия относительно широких (на уровне гребня плотины) долин. Если раньше арочные плотины строили при коэффициенте створа $n = 1{,}5$—3,5, то теперь, например плотина Монфорте (Португалия), строится в долине шириной 450 *м* (высота плотины 110 *м*), с $n = 4$. В докладах VII Международного конгресса

по большим плотинам (Рим, 1961 г.) приводились примеры проектов арочных плотин с $n = 10$ [1].

Ф. Тельке считает, что пригодная для перекрытия ширина долины зависит от допускаемого напряжения бетона. При относительно широкой

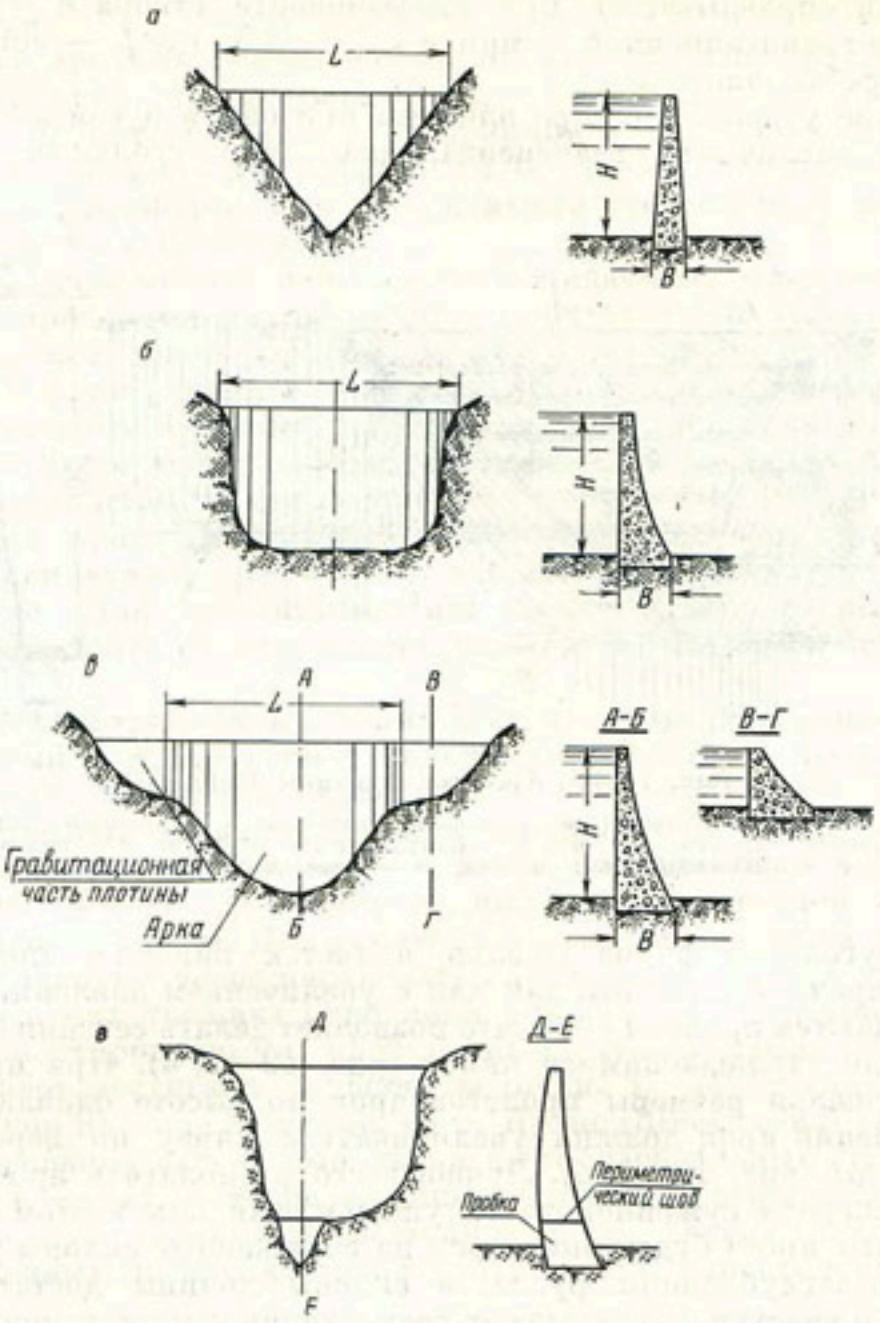


Рис. 19—2. Профили арочных плотин в зависимости от формы ущелья.

долине ($n \cong 4$) кривая давления в арке отклоняется от круговой, поэтому при выборе типа плотины Ли-дей ($L = 635$ *м*; $H = 138$ *м*) рассматривалось плановое очертание плотины по квадратичной параболе.

В СН и П II-И. 1—62 указывается на возможность применения арочных плотин при n до 4—5.

Пересечения арок с горизонталями рельефа местности должно происходить под углом, бо́льшим 45° (0,79 *рад*). Врезка опор арки в берега осуществляется по радиальным плоскостям, ограничивающим центральный расчетный угол арки. Уступам пят арки придают такие очертания: на участках, параллельных оси арки,— концентрических дуг, а на участках, нормальных ей,— радиальных плоскостей (рис. 19—12).

[1] М. М. Гришин. VII Международный конгресс по большим плотинам. О плотинах, перекрывающих широкие долины. «Гидротехническое строительство» № 5, 1962.

§ 19—2. КОНСТРУКЦИЯ АРОЧНЫХ ПЛОТИН

Арочные плотины почти всегда строят глухими и редко водосливными; их осевая линия имеет обычно в плане форму дуги круга.

При такой осевой дуге линия давления от гидростатической нагрузки близко подходит к осевой линии арки, что указывает на незначительные изгибающие моменты. Эти плотины можно разделить на плотины: а) с постоянным и б) с переменным радиусом.

В конце XIX и реже в первой половине XX века плотины строились с постоянным радиусом. При таком очертании плотины напорная грань ее получается вертикальной, а низовая — наклонной. В плане плотина очерчивается концентрическими дугами с постоянным (или почти постоянным) по высоте радиусом с напорной стороны и переменным, уменьшающимся для более низких поясов арки радиусом с низовой стороны. Такой тип арки более применим при прямоугольной форме сечения ущелья.

К этому типу арочных плотин относится плотина Гибсон высотой 60 *м*, построенная в 1928 г. (рис. 19—3). Ширина ее профиля в основании равна 26,5 *м*, а по оси донного водоспуска — 20,68 *м*. В настоящее время распространен тип арочной плотины с переменными радиусами очерчивания напорной и низовой граней плотины.

Как показывают теоретические подсчеты, площадь горизонтального сечения арки и объем материала получаются минимальными, если центральный угол $2\alpha = 150—180°$ (2,11—3,14 *рад*). Этот угол образуется дуговыми радиусами, проведенными через точки пересечения напорной грани арки со скалой, и характеризует зону передачи гидростатического давления воды на арку (рис. 19—12).

Плотины с переменным радиусом часто называют также плотинами с постоянным центральным углом, так как минимальное сечение профиля, вписываемого в план ущелья, получается при наиболее выгодном центральном углу 2α. На практике бывает трудно выдержать неизменным угол 2α вследствие того, что при постоянстве этого угла профиль плотины получается искривленным и даже с нависающей верхней частью арки. Так, например, в плотине Мареж (Франция) средняя по высоте часть нависает до 9 *м* над водохранилищем и поддерживается специальными контрфорсами. Такой профиль технически трудно выполним, и поэтому для нижних поясов арки уменьшают величину центрального угла. Для увеличения несущей способности арочной плотины необходимо по возможности придавать горизонтальным аркам небольшие радиусы кривизны, уменьшающиеся с глубиной. Уменьшение радиуса кривизны арок позволяет сохранить постоянный или приближающийся к нему центральный угол арок. Изменение радиуса кривизны горизонтальных арок принимают по линейному закону, соответствующему изменению ширины ущелья по глубине, чему лучше всего отвечают ущелья треугольной формы. В построенных плотинах угол 2α колеблется от 110 до 140° (1,92—2,44 *рад*) в верхних поясах арки и в пределах 70—90° (1,22—1,57 *рад*)— в нижних. Величина радиуса также уменьшается от верха профиля к его низу.

В плотине с переменным радиусом напорная и низовая грани получаются ломаными. Напорная грань в сечении, проведенном через ключ свода, выпуклая. Этот тип плотины наиболее часто применяется при треугольном и реже трапецеидальном очертании ущелья. Одна из наиболее высоких в мире арочная плотина Мовуазен (Щвейцария) высотой 237 *м* сконструирована также по этому принципу (рис. 19—4). Ширина плотины по гребню — 14 *м*, в основании — 55 *м*. Длина по гребню 520 *м*.

А. Стукки рекомендует для предварительного назначения толщины профиля плотины понизу следующую таблицу [1].

По известному отношению ширины ущелья (или длины хорды арки) на уровне гребня плотины к высоте плотины H по этой таблице можно определить ширину плотины в основании B.

[1] А. Стукки. Арочные плотины. Госстройиздат, М., 1934.

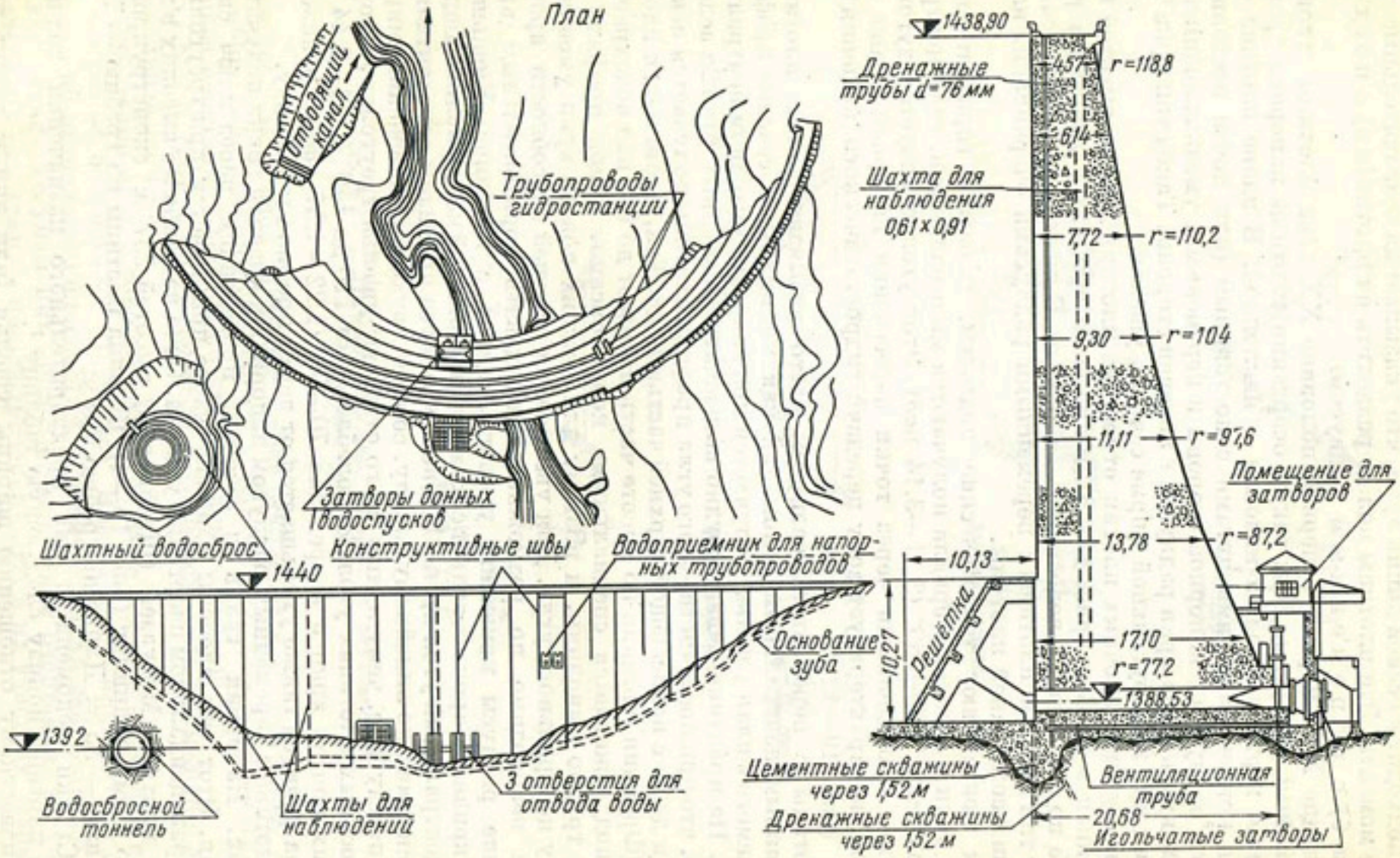


Рис. 19—3. Арочная плотина с постоянным радиусом.

L/H	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0
B/H	0,21	0,26	0,31	0,35	0,39	0,45	0,5

Ширину гребня арочных плотин, если по нему не проходит проезжая дорога, делают равной 1,5—4 *м*. Оголовок водосливных арочных плотин очерчивается по кривым, исходя из гидравлических условий (наибольший коэффициент расхода, отрыв струи от низовой грани и длина отлета струи).

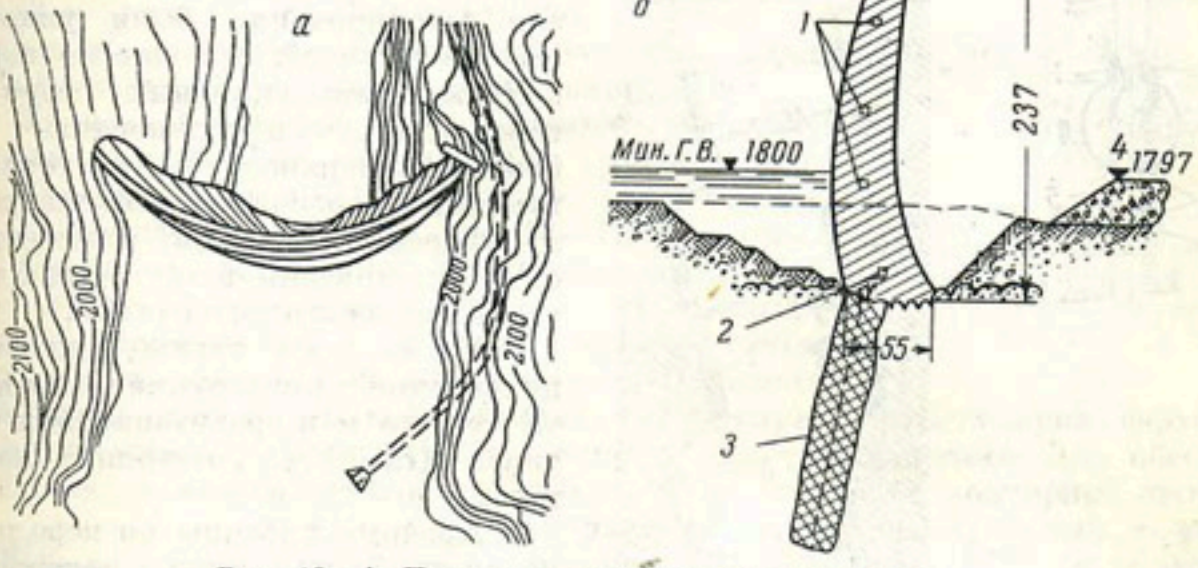


Рис. 19—4. Плотина с переменным радиусом:
а — план; *б* — профиль; *1* — смотровые галереи; *2* — дренажная галерея; *3* — цементационная завеса; *4* — отвал.

На рисунке 19—5 изображен профиль арочной плотины Айт-Уарда в Марокко высотой 45 *м*. Толщина плотины постоянная по высоте — 5 *м*. Радиус верховой грани 65 *м*. В плотине устроены пять водосливных отверстий, порог которых заложен на 7 *м* ниже НПУ; отверстия перекрыты сегментными затворами. Плотина имеет также донные отверстия сечением 4×4 *м*. Все водосбросные отверстия пропускают 2500 $м^3/сек$.

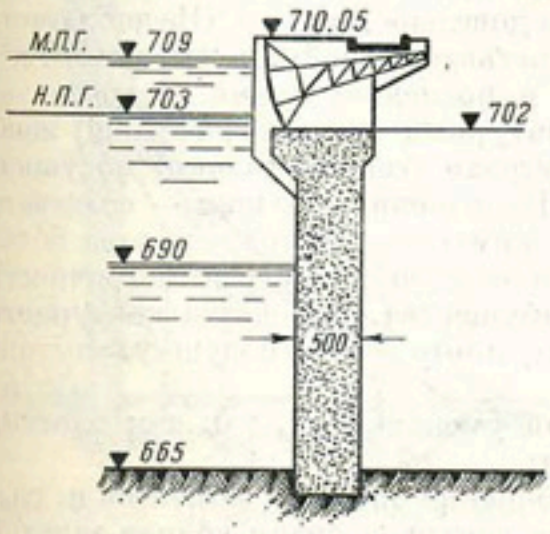


Рис. 19—5. Профиль водосливной арочной плотины в Марокко.

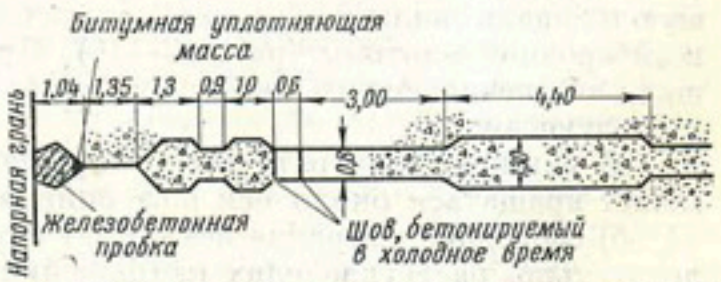


Рис. 19—6. Широкий шов арочной плотины.

Для уменьшения фильтрации через тело плотины напорную грань ее покрывают торкретом или окрашивают битумом.

Построенные в последнее время железобетонные арочные плотины имеют незначительную толщину. Например, в одной норвежской плотине высотой 17,3 *м* ширина профиля плотины в основании B равна $0{,}08H$ (1, 3 *м*), в другой $B = 0{,}15H$.

В тонких арочных плотинах противодавление не учитывается, поэтому многие инженеры считают, что в таких плотинах дренаж не только не нужен, но и вреден, так как он, отводя профильтровавшуюся в тело плотины воду, тем самым препятствует набуханию бетона, частично компенсирующему деформации, вызываемые усадкой бетона и температурными колебаниями. Наличие дренажных пустот в арке ведет к ослаблению ее сечения. В арочно-гравитационных плотинах устройство дренажа возможно; конструкция его не отличается от дренажа гравитационных плотин.

Усадочно-температурные швы в арочных плотинах делают широкими и узкими. Широкие швы (ширина их 0,8—1,5 *м*) заполняют при заделке бетоном (рис. 19—6), а затем уплотняют цементацией. На рисунке 19—7 изображен зубчатый шов (шириной 1,5 *м*) плотины Россан. Эти швы после бетонирования были уплотнены цементацией с помощью вертикальных инъекционных труб с горизонтальными штуцерами [1]. На каждой поверхности зуба в горизонтальном и вертикальном направлениях устроены желобки, защищенные от проникновения в них бетона пластинками из листовой стали.

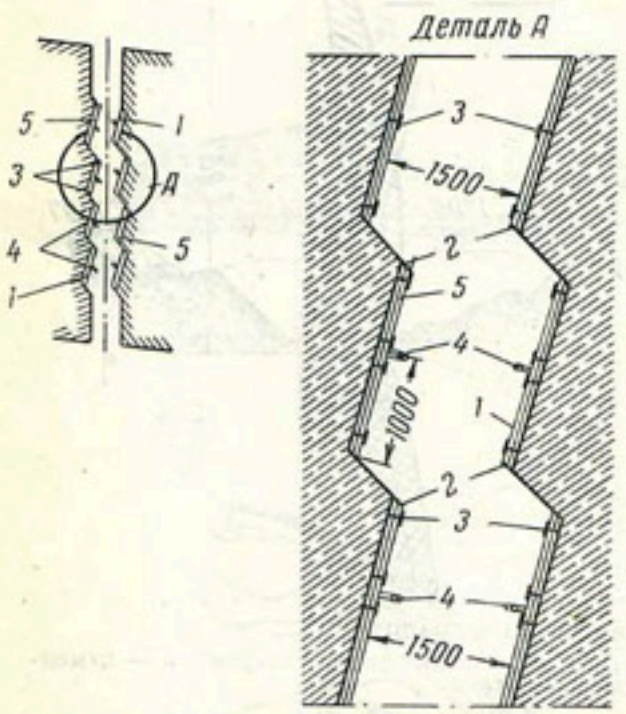


Рис. 19—7. Зубчатый широкий шов:

1 — пластинка толщиной 1 *мм* для перекрытия инъекционных желобков; *2* — цементный раствор; *3* — анкерные винты; *4* — трубки для инъекции цемента; *5* — желобки для инъекции.

Узкие швы также уплотняют цементацией; конструкция этих швов та же, что и в гравитационных плотинах (гл. 17). Расстояние между швами 10—15 *м*.

Арочные плотины по мере роста водопотребления можно наращивать для образования бóльших водохранилищ. Так, плотина Росс (США) с постоянным центральным углом, начатая строительством в 1919 г., была позднее дважды надстроена, и ее высота доведена до 164 *м*. Предполагается третья надстройка до высоты 205 *м* [2].

В некоторых плотинах, построенных в последнее время, устроен по всему периметру плотины непрерывный контурный (периметрический) шов; ниже этого шва расположена бетонная дуговая (седлообразная) подушка, осуществляющая связь плотины со скалой. Назначение подушки — создавать плавность контура опирания, передавать сжимающие напряжения на бóльшую площадь скалы и образовать статически целесообразную симметричность всей арочной плотины (рис. 19—10). Преимущества устройства контурного шва, обеспечивающего свободное опирание плотины на подушку, состоят в следующем:

а) влияние температурных напряжений уменьшается, так как плотина может вращаться около оси шва опирания;

б) свободное опирание исключает образование опорных моментов и, следовательно, растягивающих напряжений на верховой грани вблизи заделки арок в берега и консолей в основание;

в) исключается появление опасных трещин на напорной грани плотины;

г) создается ясность в способе опирания плотины;

д) обеспечивается возможность более рационального бетонирования плотины, поскольку бетонная подушка может быть выведена до бетонирования блоков арок.

---

[1] Ф. Тельке. Водохранилищные плотины. Госстройиздат, М., 1957.

[2] Там же.

Вариантами арочного типа плотин являются:

а) комбинированная плотина, состоящая из нижней арочной части, на которой возводится гравитационная часть;

б) арочная или купольная плотина, предварительно обжатая и заделанная в основание с помощью анкеров;

в) арочная плотина с контрфорсами;

г) купольная плотина.

Примером комбинированной плотины является вышеупомянутая плотина на р. Окер, законченная строительством в 1956 г. Ее наибольшая высота над подошвой 72 *м*, из которых нижняя часть высотой 59 *м* представляет арочную плотину толщиной 8 *м*. Выше продолжается гравитационная часть высотой 13 *м* (рис. 19—8). Эта часть создает предварительное обжатие арочной части, положительно влияя на напряженное состояние конструкции.

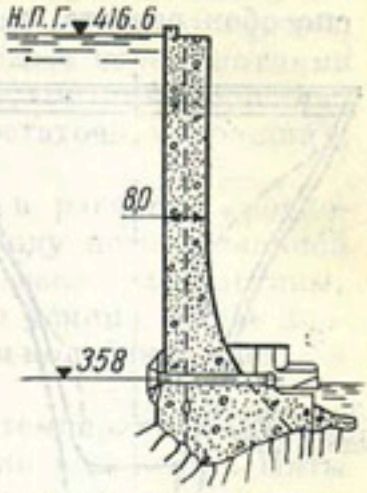


Рис. 19 — 8. Профиль арочной плотины с верхней гравитационной частью (разрез по водоспуску).

Примером плотины, предварительно обжатой и заделанной в основание с помощью анкерных тросов, является плотина Цойцир на р. Льен высотой 160 *м* и шириной понизу 26 *м* (рис. 19—1).

Арочными плотинами с контрфорсами называют плотины, имеющие в отличие от железобетонных контрфорсных плотин контрфорсы только в нижней по высоте половине плотины. Появление этой разновидности вызвано желанием ограничить работу арки верхней частью плотины, являющейся достаточно эластичной для этого. Для обеспечения постепенного перехода от работы арки к работе подпорной стенки устраивают упор, выполняемый в виде массива или контрфорса. Благодаря этому упору расширяется область применения арочных плотин за пределы указанных выше соотношений длины долины и высоты плотины. Чем больше отношение $L : H$, тем более мощными должны быть контрфорсы. Примером арочной плотины с контрфорсами является плотина Монфорте в Португалии (рис. 19—9). Высота контрфорсов равна примерно половине высоты плотины. Наибольшая толщина арки в верхней части 8 *м*, а у подошвы 5 *м*; ширина гребня 6 *м*. Средний радиус свода 230 *м*. Благодаря приданию верхней части плотины купольной формы удалось уменьшить при наполненном водохранилище максимальные напряжения на изгиб в низовой грани до 10 *кгс/см*^{2} (100 *н/см*^{2}). Для восприятия этих растягивающих напряжений уложена арматура в вертикальных ребрах шириной 0,7 *м*, отстоящих одно от другого на расстоянии 7,5 *м*. Эти ребра служат в верхней части плотины разделяющими стенками сифонных водосбросов. На поперечном сечении плотины нанесены границы ядра сечения и кривые давления при пустом и наполненном водохранилище. Особенность конструкции этой плотины состоит в вертикальном сквозном шве между сводом и контрфорсами, что позволяет возводить свод независимо от контрфорсов.

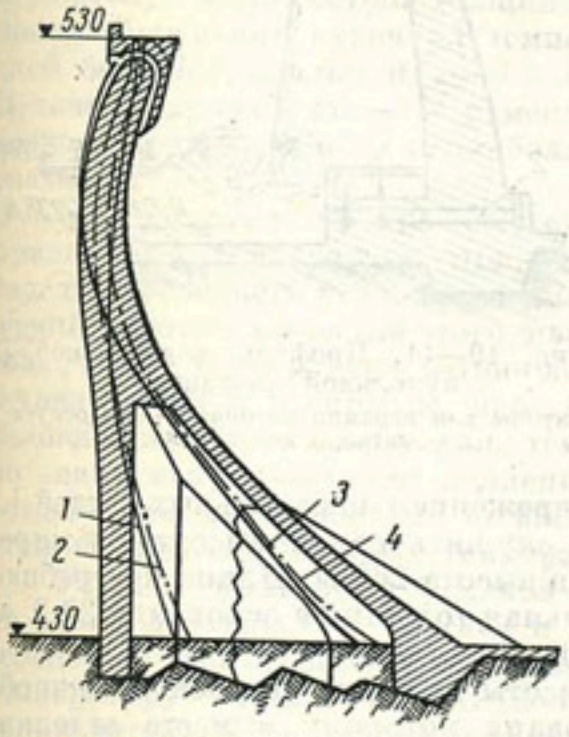


Рис. 19—9. Профиль арочной плотины с контрфорсами:

1 — кривая давления от собственного веса; *2* и *4* — границы ядра сечения со стороны верхнего и нижнего бьефа; *3* — кривая давления в эксплуатационном случае.

Стремление к полному использованию бетона на сжатие не только в одной, но и в нескольких плоскостях привело к строительству купольных плотин, т. е. арочных с двояковыпуклым (купольным) перекрытием, наклоненным в сторону нижнего бьефа.

Появлению купольных плотин способствовало также усовершенствование способов расчета, в частности применение теории оболочек. Толщина стен понизу составляет 0,08—0,09 высоты плотины. Недостаток купольных плотин — чувствительность к неравномерным осадкам отдельных частей сооружения, сложность форм опалубки и арматуры, а также трудность производства работ.

Купольные плотины построены в долинах треугольного поперечного сечения, а также в приближающихся к нему по форме ущельях с крутыми склонами. Купольные плотины так же, как и арочные, возводят

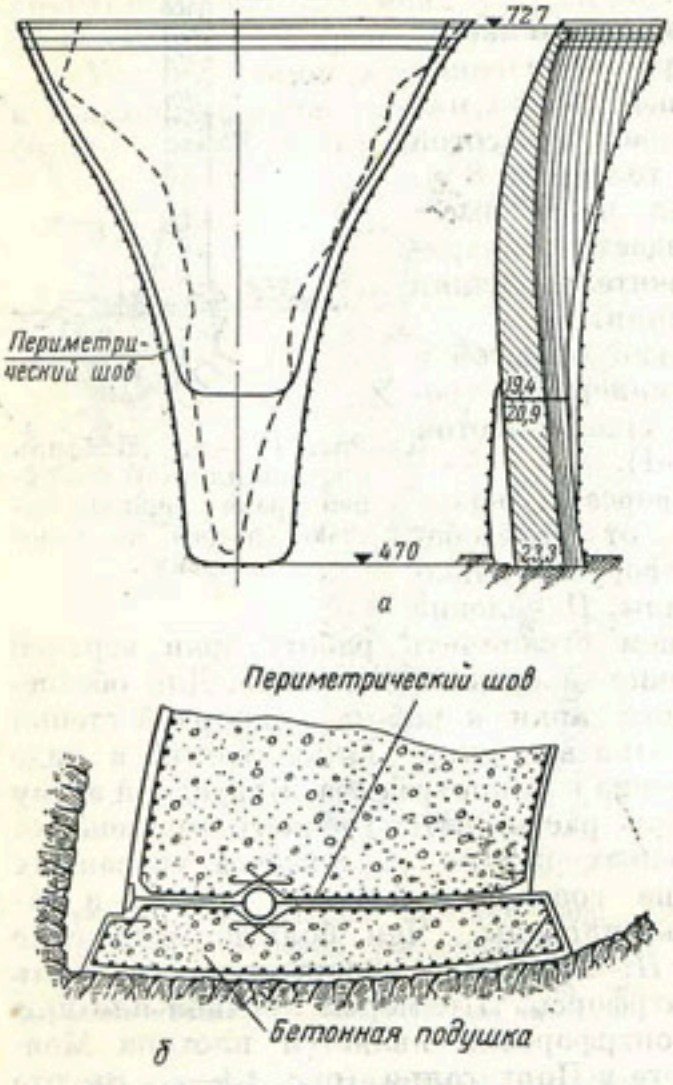


Рис. 19—10. Купольная плотина:
а — поперечное сечение плотины Вайонт; *б* — деталь контурного шва.

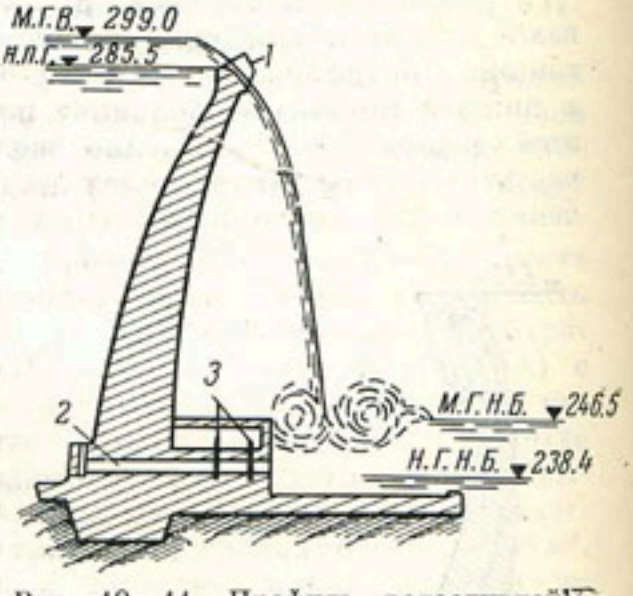


Рис. 19—11. Профиль водосливной купольной плотины:
1 — зубцы для аэрации потока; *2* — водоспуск; *3* — затворы водоспуска.

отдельными секциями на часть высоты с опережением центральных частей [1].

Примером купольной плотины может служить самая высокая в мире плотина Вайонт (Италия). Ее максимальная высота 266 *м*. Длина по гребню с учетом врезки в берега 190,5 *м*. Максимальная толщина в основании 23,2 *м* (рис. 19—10). Коэффициент стройности 0,09.

На уровне примерно нижней трети высоты плотины устроен сплошной периметрический (контурный) шов, благодаря которому в месте заделки купола отсутствуют растягивающие напряжения.

Купольные плотины строят не только глухими, но и водосливными. Пропускная способность водосливной части плотины Вайонт 140 $м^3/сек$. В этом отношении интересна также французская плотина Куэск, построенная в 1950 г., высотой 65 *м* и шириной в основании 10 *м*, т. е. $B = 0{,}154H$ (рис. 19—11). На гребне плотины поставлены зубцы для разделения потока с целью аэрирования. Расчетный расход в 270 $м^3/сек$ переливается через гребень плотины при напоре на нем 4,5 *м*.

[1] В. Г. Айвазьян. Из опыта гидротехнического строительства за границей. «Гидротехническое строительство» № 5, 1956.

§ 19—3. СПОСОБЫ СТАТИЧЕСКОГО РАСЧЕТА АРОЧНЫХ ПЛОТИН

Действующие силы. К силам, действующим на арочную плотину, относят: давление воды и отложившихся у плотины наносов, противодавление фильтрационной воды и сейсмическую нагрузку на плотину от массы воды водохранилища. Действие льда и волн на арочную плотину учитывают редко, так как считают, что соответствующими эксплуатационными мероприятиями (например, околкой льда, разрушением его сжатым воздухом) можно исключить давление льда на плотину; гребень же ее имеет достаточную толщину, чтобы противостоять ударам воды.

Противодавление фильтрационных вод учитывают в расчетах арочно-гравитационных плотин; в тонких арочных плотинах ввиду незначительной толщины арок оно не учитывается. Кроме собственного веса тела плотины, в расчет вводят вызванные землетрясением сейсмические усилия в теле плотины, а также усилия, возникающие в бетоне под влиянием колебаний внешней температуры, усадки и набухания бетона.

При колебаниях внешней температуры меняется и температура бетона, вследствие чего в нем появляются деформации сжатия или удлинения. Пяты арки, жестко заделанные в скалу, сопротивляются этим изменениям, из-за чего в арке появляется дополнительный распор [1]. Температурные колебания бетона на напорной и низовой гранях неодинаковы, так как напорная грань почти всегда находится под водой, имеющей температуру в глубоких слоях 4—8° С (269,16—265,16° К), а низовая открыта действию солнечных лучей и температуры воздуха. Из-за этой разницы температур бетон на обеих гранях плотины деформируется различно, вследствие чего появляются температурный момент, или момент коробления.

Наблюдениями установлено, что сезонные колебания температуры воздуха отражаются в слое бетона толщиной 3—6 *м*, считая от его наружной поверхности. Изменения суточной температуры влияют лишь на поверхностный слой бетонной кладки (0,2—0,3 *м*) и поэтому в расчетах не учитываются. В тонких арках суточные изменения температуры, в особенности при их резком характере и абсолютно больших величинах, могут иметь определенное значение.

При расчете усилий на бетон от температурных воздействий за начальную принимается температура, при которой происходило замыкание арок, т. е. заделка последнего усадочного шва. Для уменьшения растягивающих напряжений в бетоне закрытие этого шва производится в конце холодного периода года, когда температура бетонной кладки будет наиболее низкой, волокна бетона сжаты и раскрытие швов наибольшее. В арке, замкнутой при этих условиях, в период возрастания температур возникнут напряжения, обратные по знаку напряжениям от давления воды. В последнее время температурные воздействия учитывают не по абсолютным колебаниям температуры, а по отклонениям осредненных температур от среднегодовых.

Усилия, вызванные усадкой и набуханием бетона, противоположны по знаку и зависят от состава и способа его укладки. Усадка происходит вследствие остывания бетона, имеющего во время схватывания высокую температуру — на 15—30° С (258,16—243,16° К) выше температуры затворения бетона. При усадке бетона в материале арки развиваются большие растягивающие усилия, которые могут вызвать появление трещин и даже разрыв кладки. Во избежание этого явления арочные плотины возводят отдельными вертикальными секциями длиной 15—20 *м*, разделенными на всю высоту вертикальными швами. Эти швы не заделывают в течение 6—8 месяцев, пока не остынет бетон. Заделка швов, как было отмечено выше, производится в конце холодного периода года после окончания теплоотдачи для того, чтобы бетон принял свою минимальную температуру. На плотине

[1] Предложена конструкция плотины в виде трехшарнирной арки, т. е. статически определимой системы, что упрощает расчет. В. И. Кравцов. Некоторые прогрессивные принципы проектирования арочных плотин. Госэнергоиздат, 1958.

Россан широкие швы для охлаждения бетона держались открытыми почти $1^1/_2$ года. После окончания постройки плотины нижняя треть швов была заделана перед началом зимы, а две верхние трети швов были закрыты полгода спустя, в период самой низкой температуры.

В Америке для отвода теплоты схватывания часто применяют охлаждающие трубы, размещаемые на расстоянии 1,5 *м* одна от другой. В плотине Монфорте (Португалия) швы не устраивались, а в каждом блоке были сделаны для охлаждения по две шахты диаметром 1,5 *м*.

За рубежом считают, что водяное охлаждение бетона во много раз более эффективно, чем воздушное. Для устройства водяного охлаждения широкие швы огораживают с верховой и низовой грани бетонными плитами, имеющими водонепроницаемые уплотнения в виде медных листов. Огражденное пространство заполняют промытым гравием или щебнем, подвергают вибрации и затопляют. Иногда дополнительно впускают в воду куски льда, вследствие чего в огражденном отсеке температура воды всегда ниже 4° С (269,16° К).

Гидротехнический бетон, укладываемый в напорные (подводные) массивные конструкции, должен обладать пониженным тепловыделением. Набухание бетона происходит вследствие проникновения в кладку фильтрующейся из водохранилища воды. Бетон наиболее насыщен у напорной грани, наименее — у низовой. Усилия от колебаний температуры, усадки и набухания вызывают в материале арки укорочение и удлинение волокон бетона, т. е. они имеют одинаковый характер. Поэтому влияние этих трех факторов сводится в расчете только к колебаниям температуры.

Коэффициент линейного расширения бетонных и железобетонных конструкций равен 0,00001, а коэффициент укорочения от усадки для бетонных конструкций — 0,0002. Следовательно, деформация от усадки равновелика падению температуры на 20° С.

Происшедшие за последние 10—15 лет крупные сдвиги в технике приготовления и укладки бетона (применение сульфатного цемента, вибрирование бетона и т. д.) позволяют увеличивать допускаемые напряжения в арочной плотине. В настоящее время в этих плотинах допускают сжимающие напряжения до 100—120 *кгс/см*^{2} (1—1,2 *кн/см*^{2}), а растягивающие — до 25—30 *кгс/см*^{2} (250—300 *н/см*^{2}). В расчете французской арочной плотины Гаж, возвышающейся на 38 *м* выше русла реки (отношение $B : H = 0{,}068$), были приняты допускаемые сжимающие напряжения 100 *кгс/см*^{2} (1 *кн/см*^{2}). Арматура поставлена в тех зонах, где растяжение превышает 20 *кгс/см*^{2} (200 *н/см*^{2}). Благодаря повышению допускаемых напряжений получаются более тонкие поперечные сечения арочной плотины, что более соответствует предпосылкам теории упругости.

Способы расчета. При проектировании арочных плотин применяются следующие способы расчета:

а) р а с ч е т п о п р о с т е й ш е й ф о р м у л е. Построенные в конце прошлого столетия первые арочные плотины рассчитывались по простейшей «цилиндрической» формуле, применявшейся для расчета стен котлов на внутреннее давление (поэтому иногда формулу называют «котельной»). Эта формула (19—1) теоретически справедлива для арок бесконечно малой толщины, и ее применение в расчетах толстых арок является грубым приближением. Для расчета профиль плотины условно разделяется по высоте (обычно через 1 *м*) горизонтальными сечениями на ряд арок, работающих независимо одна от другой. Толщина каждой арки d определяется по формуле:

$$d = \frac{pr_a}{[\sigma]}, \qquad (19—1)$$

где p — интенсивность равномерно распределенной нагрузки (давления воды) на наружную грань арки (рис. 19—12);

r — наружный радиус арки;

$[\sigma]$ — допускаемое напряжение бетона на сжатие.

При выводе формулы (19—1) предполагается, что арка свободно опирается на опоры и скользит по ним без трения, чего нет в действительности. В формуле не учитываются влияния температуры, усадки, собственного веса плотины, взаимная связь между отдельными арками и т. д. Вследствие этого величина допускаемых напряжений берется пониженной: от $[\sigma] = 20$ *кгс/см²* (200 *н/см²*) — для верхних тонких сечений до $[\sigma] = 8-10$ *кгс/см²* (80—100 *н/см²*) — для нижних толстых. Цилиндрическую формулу применяют в предварительных расчетах;

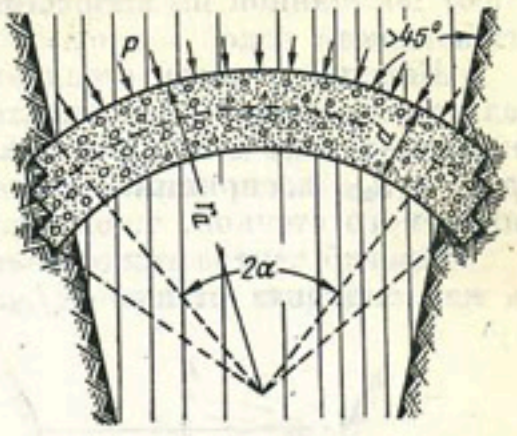


Рис. 19—12. План пояса арки с показанием врезки в берега.

б) метод «чистой арки» — следующий этап развития расчетов арочных плотин; здесь к расчету независимо работающих колец арок применена теория свода. При таком расчете ставят условие, чтобы прогибы смежных арок под воздействием суммарной нагрузки мало отличались один от другого. Теория свода учитывает степень заделки пят в скалу и усилия в арке, вызываемые колебаниями температуры.

Дальнейшее развитие теории сводов позволяет предусматривать в расчетах упругость основания, усадку и набухание бетона и влияние других факторов. Так, например, проф. В. П. Скрыльников в 1929 г. разработал метод расчета толстых арок с учетом искривления сечений при деформации и влияния поперечных деформаций в материале [1]. В методе чистой арки есть допущение: неопределенность заделки пят (от жесткой заделки в скалу до свободного опирания). Не установленная в действительности форма соединения арки со скалой и не учитывающееся влияние заделки плотины в скалу основания вносят некоторую неопределенность в этот метод при расчетах арочных плотин;

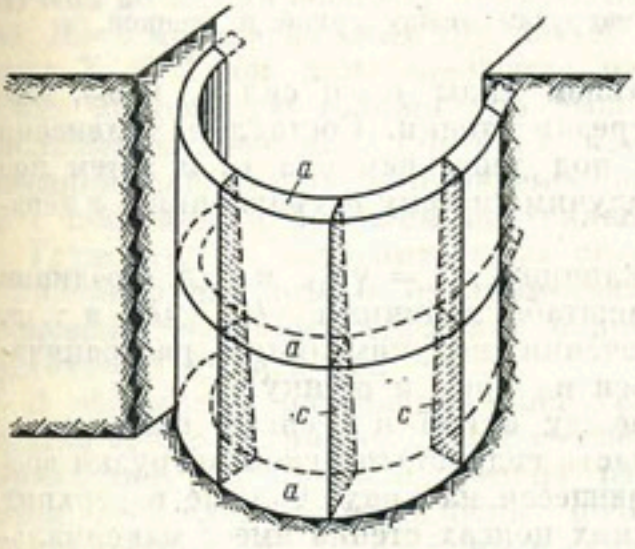


Рис. 19—13. Схема работы арок и стен в плотине.

в) расчет с учетом работы вертикальных элементов плотины (метод арки и стенки). Если расчет по описанным выше методам основан на работе только арок, то в настоящем способе предусматривается работа как арок, так и стенок в качестве вертикального элемента плотины. Через заделку подошвы плотины на скалу передается часть гидростатической нагрузки. Разрезав плотину вертикальными швами, можно рассматривать ее как состоящую из ряда вертикальных стенок-консолей, заделанных в основании, а разделив ее горизонтальными швами,— из отдельных арок. Тогда всю плотину в целом можно рассматривать как систему арок и стенок, принимающих на себя соответствующие части общей нагрузки пропорционально своим жесткостям так, что прогибы их в определенных точках одинаковы (рис. 19—13). Ввиду сложности решения задачи о распределении нагрузки между арками и стенками в нескольких вертикальных сечениях расчет упрощают тем, что находят распределение нагрузки лишь в одном наиболее высоком вертикальном (ключевом) сечении. Разделив

[1] В. П. Скрыльников. Теория арочно-гравитационных плотин. «Гидротехнический сборник МВТУ» № 2, 1929; № 3, 1930.

профиль плотины в этом сечении горизонтальными плоскостями на несколько поясов равной высоты (5—10 *м*), составляют для них уравнения прогибов арок и прогибов этого сечения как консоли под действием вертикальных и горизонтальных сил. Нагрузку на горизонтальные пояса (арки) обычно считают постоянной по всей длине, что облегчает установление величины прогиба арки.

Каждый отрезок стенки высотой a принадлежит одновременно одному из поясов арки той же высоты; поэтому полное гидростатическое давление, например в точке *3*, $p_3 = \gamma h_3$ (рис. 19—14) будет состоять из давления $p_{a3} = \gamma h_{a3}$, воспринимаемого поясом арки, и давления $p_{c3} = \gamma h_{c3}$, воспринимаемого стенкой, т. е. $p_3 = p_{a3} + p_{c3}$, или $p_{c3} = p_3 - p_{a3}$.

Прогиб центра тяжести этого отрезка, принадлежащего арке, равен f_{a3}, а как элемента стенки — f_{c3}. Деформация f_{a3} происходит под действием

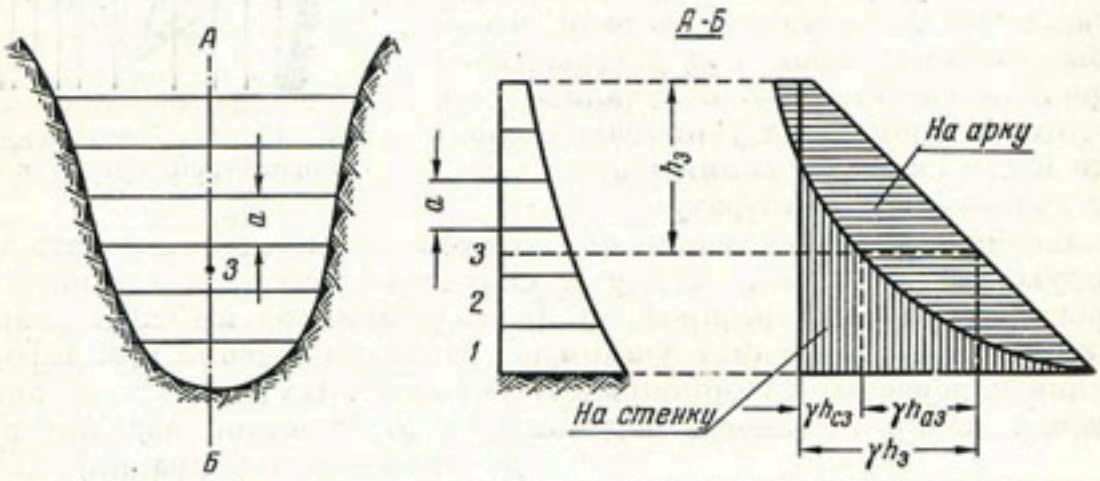


Рис. 19—14. Схема распределения нагрузки между аркой и стенкой.

силы p_{a3}, а деформация f_{c3} — под действием силы p_{c3} и сил p_{c1} и p_{c2}, действующих на расположенные ниже отрезки стенки. Составляя уравнения деформации отрезков профиля плотин под действием сил p_a и затем под действием сил p_c и приравнивая их, получим систему n уравнений с n неизвестными.

Решение этой системы определит величины $p_{a1} = \gamma h_{a1}$ и т. д. Соединив концы отрезков, изображающих в масштабе величины γh_{a1}, γh_{a2} и т. д. на эпюре давления воды в ключевом сечении, получим линию, разграничивающую эпюры давления, приходящиеся на арку и стенку.

Эпюра распределения нагрузки между аркой и стенкой показывает, что в нижней части плотины бóльшая часть гидростатической нагрузки воспринимается стенкой; давление, передающееся на арку, больше в верхних поясах плотины, чем в нижних. В верхних поясах стенка имеет максимальный прогиб, а арка — минимальный; выравнивание прогибов требует как бы приложения обратной нагрузки в арке. Этот метод расчета приближенный и может найти применение в предварительных расчетах [1];

г) расчет по способу пробных нагрузок является развитием предыдущего способа. Прогибы вычисляют для многих точек не только ключевого, но и других вертикальных сечений. Предварительно производится распределение полного гидростатического давления на системы арок и консолей. По распределенной нагрузке соответственно вычисляют прогибы консолей и арок. При выявлении совместной работы арок и консолей учитывается также равенство горизонтальных тангенциальных перемещений и углов кручения.

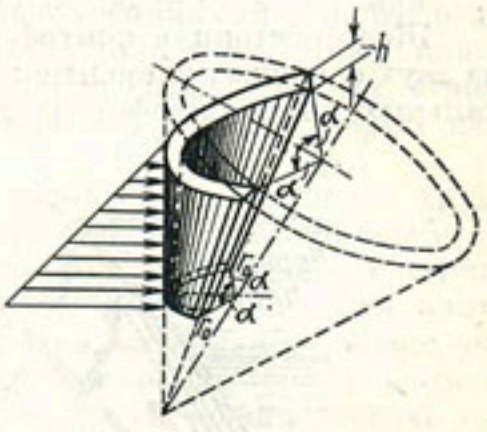
[1] С. В. Соколовский. Расчет арочных плотин методом Г. Риттера — В. Скрыльникова с учетом податливости основания. Бюллетень научно-технической информации Государственного научно-технического комитета Совета Министров Молдавской ССР. Кишинев, 1958.

Приближенные методы определения напряжений в арочных плотинах. Арочные плотины. Госэнергоиздат, 1961.

Если величины прогибов для рассматриваемых точек получились равными или не отклоняющимися более чем на 5% одна от другой, то принятое предварительное распределение нагрузок является правильным. При расхождении величин прогибов более чем на 5% нагрузку между системами арок и консолей распределяют иначе и расчет повторяют.

По сравнению с предыдущим в этом способе можно более правильно учесть неравномерность распределения части гидростатического давления, приходящегося на арки (большее давление в ключе, меньшее — в пятах). Кроме того, способ пробных нагрузок позволяет учитывать другие виды нагрузок: сейсмические силы, температурные и усадочные усилия и т. д. Но этот расчет требует многих вычислений и времени.

Последние способы основаны на методе расчета перекрестных стержней. В некоторых институтах СССР ведутся работы по уточнению теоретических методов расчета арочных плотин. Значительное внимание уделяется расчету арочных плотин как оболочек.


h
α
α
α

Глава 20

Железобетонные контрфорсные плотины

§ 20—1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Контрфорсными называют плотины, в которых давление воды, воспринимаемое перекрытиями, передается вертикальным стенкам — контрфорсам; нагрузка от последних передается на основание. Контрфорсные плотины возводят в разнообразных геологических условиях: на скальном и нескальном основании. Плотины с перекрытиями из плоских плит и напорами до 15—20 *м* строят на песчаных и суглинистых грунтах. По мере увеличения напора плотины возрастают требования к качеству основания. Высокие плотины ($H > 40 \div 50$ *м*) строят на скальных основаниях.

Железобетонная контрфорсная плотина на скальном основании состоит из двух основных элементов: напорного перекрытия (плит или арок) и вертикальных опор-контрфорсов треугольной или трапецеидальной формы. Для

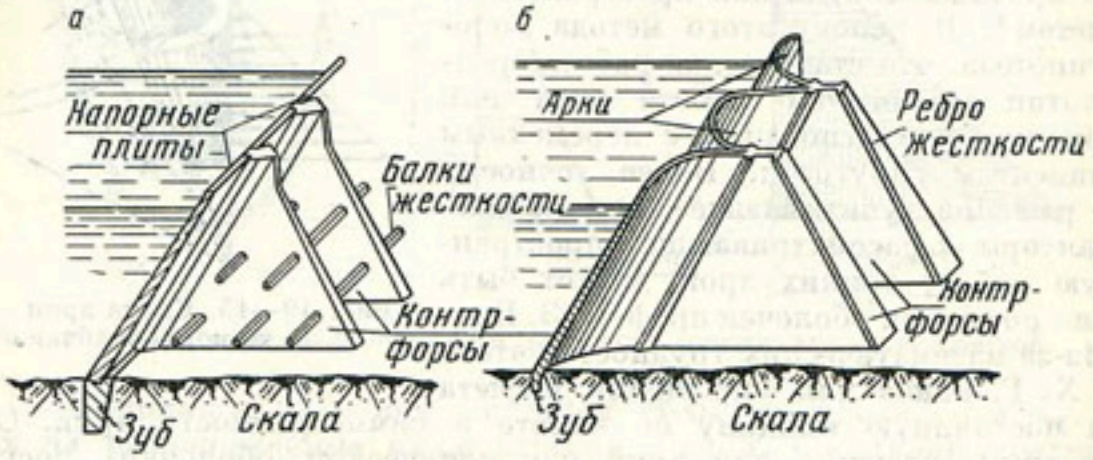


Рис. 20—1. Схемы глухих контрфорсных плотин:
а — с плоскими напорными перекрытиями; *б* — многоарочная плотина.

большей жесткости контрфорсы связывают друг с другом горизонтальными железобетонными балками. Для уменьшения фильтрации в основании плотины напорную плиту и контрфорсы (по верховой грани) сопрягают зубом с основанием; зуб заглубляют до здоровой скалы, а ниже его подошвы устраивают цементационную завесу. В контрфорсных плотинах на нескальных грунтах для увеличения площади передачи нагрузки от опор на грунт в основании плотины укладывают сплошную фундаментную плиту. Устройство плиты обусловливается также необходимостью развития длины подземного контура фильтрации, обеспечивающего неопасные скорости фильтрационного потока в основании плотины. Фундаментную плиту и контрфорсы большей частью соединяют с верховым зубом плотины.

В зависимости от конструкции перекрытий и контрфорсов плотины разделяют:

по конструкции напорного перекрытия

а) с плоскими плитами (рис. 20—1, *а*);

б) с арочными перекрытиями — многоарочные плотины (рис. 20—1, *б*);

в) с выпуклыми перекрытиями — многокупольные плотины (рис. 20—17);

г) с массивными перекрытиями — массивно-контрфорсные плотины (рис. 20—19).

по конструкции контрфорсов

а) со сплошными контрфорсами;

б) с полыми контрфорсами;

в) со сквозными контрфорсами.

Построены также отдельные плотины, отличающиеся по своей конструкции от перечисленных в классификации [1].

Контрфорсная плотина является одним из экономичных типов плотин, так как потребный для ее возведения объем бетона или железобетона в зависимости от конструкции плотины и ее высоты примерно в $1^1/_2$—4 раза менее объема бетона, потребного на строительство гравитационной плотины той же высоты. Но стоимость 1 $м^3$ контрфорсных плотин на 5—10% дорожебетонной кладки из-за устройства опалубки и осложнения работ. Развитие строительства контрфорсных плотин началось после применения в этих целях железобетона. Контрфорсные плотины с плоскими плитами, работающими на изгиб и требующими армирования, ранее широко применявшиеся во многих странах мира, теперь многими зарубежными гидротехниками считаются менее экономичными по сравнению с арочными и массивно контрфорсными плотинами.

Многоарочные плотины являются предшественниками контрфорсных плотин с плоскими плитами. Первоначально их возводили из бутовой кладки на известковом растворе с вертикально цилиндрическими сводами. Применение железобетона в этих плотинах позволило найти новые формы перекрытий и опор.

Постройка железобетонных плотин целесообразна в районах, трудно доступных в транспортном отношении, в которых местные материалы отсутствуют или имеются в недостаточном количестве. В этих условиях вариант железобетонной плотины, для которой требуется меньше, чем для плотин иных типов транспортных средств для перевозки материалов, может оказаться экономичным и надежным решением. Ускорения срока введения плотины в эксплуатацию и удешевления ее стоимости можно достичь применением сборного железобетона.

Давление воды воспринимается в контрфорсных плотинах тонкими плитами или арками. Поэтому применяемый для их строительства материал — железобетон должен обладать большой водонепроницаемостью и морозостойкостью (ГОСТ 4795—59, бетон гидротехнический. Общие требования и СН 55-59). Если напорная сторона плотины подвержена действию агрессивных вод, бетон в ней должен быть стойким против их действия. Расход цемента на 1 $м^3$ составляет 350—400 *кг*.

Для предупреждения появления фильтрации в напорных частях железобетонных плотин и возможной при этом коррозии арматуры не следует допускать образования трещин в железобетоне. Это главное требование к конструкции плит, арок и напорной части опор достигается подбором соответствующего состава бетона, расчетом сечений на недопущение образования трещин и опасных растягивающих напряжений. С этой же целью в плитах устраивают конструктивные швы, а защитный слой для арматуры увеличивают до 5 *см*. Напорные поверхности покрывают гидроизоляционными материалами (торкретом, битумом и т. д.), а поверхность арматуры до бетонирования, во избежание ржавления, обмазывают цементным раствором.

Плотины, расположенные в районах с суровыми зимами, возводят из плотного и морозоустойчивого бетона и защищают от промерзания, устраивая специальное покрытие напорной грани и вертикальные отепляющие стенки из досок или из железобетонных плит между контрфорсами (за напорной плитой). Иногда отгороженное таким способом внутреннее пространство плотины обогревают.

§ 20—2. КОНТРФОРСНЫЕ ПЛОТИНЫ С ПЛОСКИМИ ПЛИТАМИ

Напорные плиты в большинстве контрфорсных плотин конструируют разрезными (очень редко неразрезными) (рис. 20—2). Угол наклона напорной плоскости плотины обычно равен 45°. Наличие относительно тонких

[1] Н. П. Розанов. Контрфорсные плотины. Стройиздат, М., 1949.

плит и контрфорсов позволяет не учитывать противодавление при возведении этих плотин на скальном основании. Столб воды, находящийся на наклонной напорной плите, увеличивает давление на основание и тем улучшает устойчивость плотины на сдвиг, поэтому объем материала в таких плотинах значительно меньше, чем в других типах плотин. В плотинах на нескальном основании для распределения давления от контрфорсов на бо́льшую площадь грунта приходится устраивать фундаментные плиты (рис. 20—3). Для

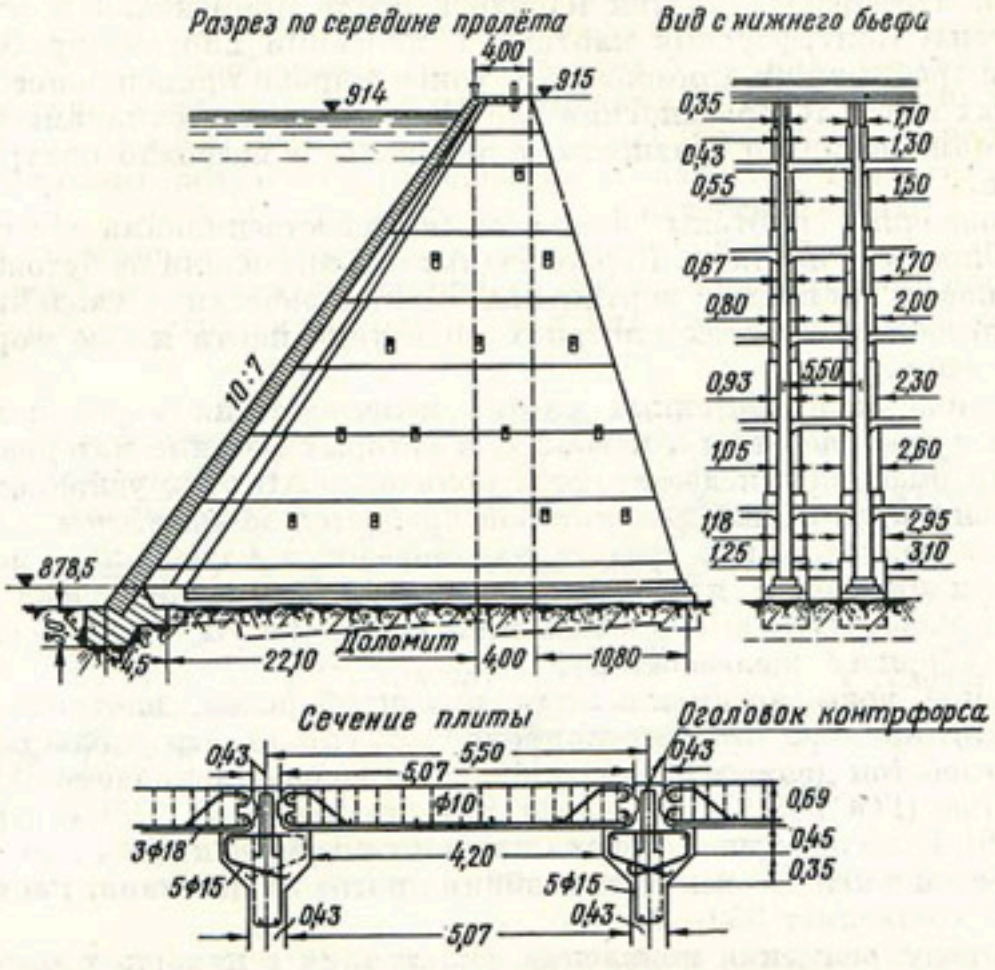


Рис. 20—2. Контрфорсная плотина с плоскими плитами.

снижения фильтрационного давления на фундаментную плиту в ней делают дренажные отверстия, защищенные снизу обратными фильтрами. Для увеличения устойчивости плотины на сдвиг фундаментную плиту иногда пригружают грунтом, не препятствующим отводу профильтровавшейся воды,— крупнозернистым песком, гравием или камнем. При необходимости увеличения длины пути фильтрации перед плотиной делают бетонную понурную часть.

Водосливные плотины, кроме перечисленных конструктивных элементов, имеют еще водосливную плиту (рис. 20—3). При нескальном основании плите придают безвакуумное очертание и доводят ее до фундаментной плиты, продолжением которой в сторону нижнего бьефа является плита водобоя. Профильтровавшаяся внутрь профиля такой плотины вода отводится через специальные отверстия в водосливной (низовой) плите в нижний бьеф.

В низконапорных водосливных плотинах на прочном скальном основании водосливную плиту не делают, а у гребня плотины устраивают небольшой козырек для отброса свободно падающей струи от основания плотины. При больших сбросных расходах на гребне водосливных плотин устанавливают затворы.

Напорная плита. Толщина плиты вверху составляет обычно 0,2—0,5 *м* (бо́льшая толщина берется в плотинах, строящихся в районах с сильными

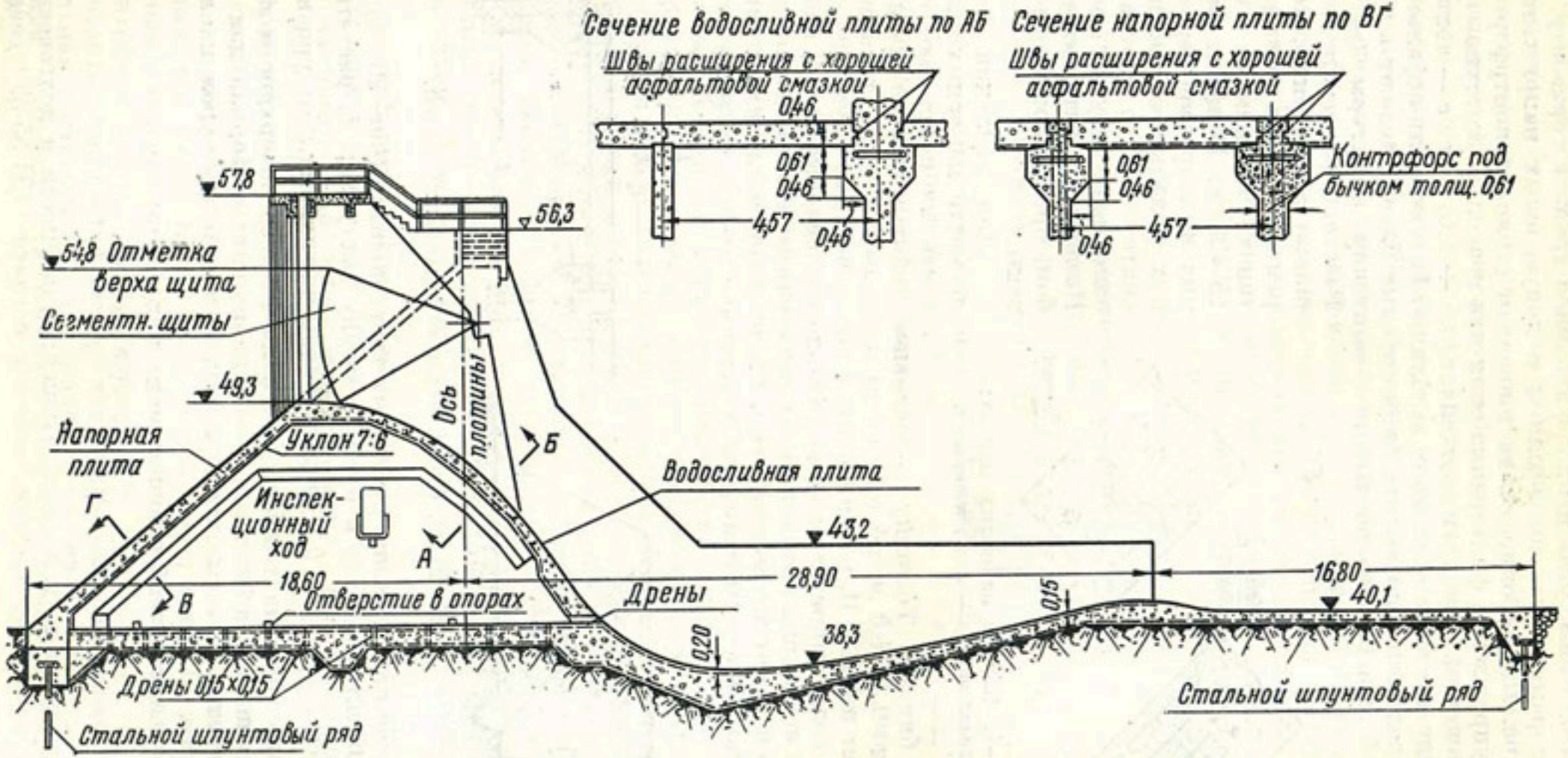


Рис. 20—3. Железобетонная водосливная плотина на нескальном основании.

морозами); у основания она доходит до 0,6—1,5 *м*. Толщина плиты зависит от напора плотины, угла наклона напорной грани к горизонту, расстояния между опорами, веса самой плиты и допускаемых напряжений в бетоне и арматуре. Плиты опирают на площадки оголовка контрфорса, имеющие для предупреждения фильтрации один или несколько выступов (рис. 20—3). Ширина опорной площадки составляет (0,5 ÷ 1,0) *c*, где *c* — толщина плиты. Шов между плитой и оголовком заполняют битумом или асфальтом. Рабочие швы, разделяющие по высоте бетонируемые блоки, делают в виде штрабы через 3—5 *м* и больше по высоте с выпуском арматуры (рис. 20—4, *а*). Расстояние между постоянными швами расширения, которые устраивают лишь в высоких плотинах, принимают в пределах 15—25 *м*. В целях предотвращения фильтрации через эти швы в них укладывают медные или из синтетического пластика листы и заполняют битумом (рис. 20—4, *б*). Напорную плиту заканчивают зубом, врезанным в основание плотины.

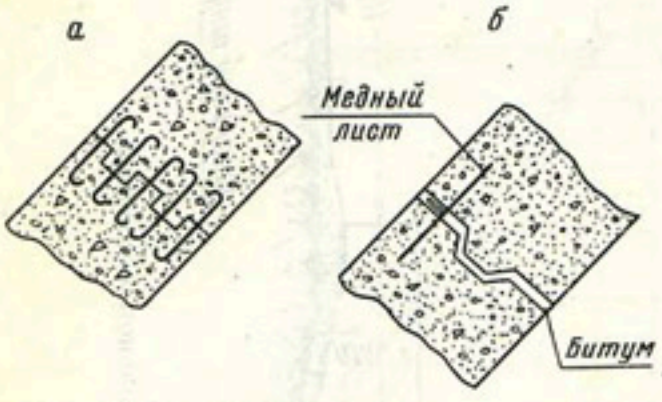


Рис. 20—4. Швы в напорных плитах:
а — рабочий шов; *б* — шов расширения.

Для усиления водонепроницаемости напорных плит поверхность их покрывают слоями торкрета и битума. Толщину водосливной плиты обычно назначают конструктивно 0,5—1,0 *м*, но построены плотины и с более тонкими плитами.

Расчет плиты. Плита находится под действием двух основных сил — давления воды, направленного нормально к плоскости плиты, и собственного веса ее. В некоторых случаях приходится учитывать также давление наносов и льда, действие сейсмических сил. Расчет ведется для плиты шириной 1 *м*. За расчетный пролет принимают расстояние между центрами тяжести эпюр

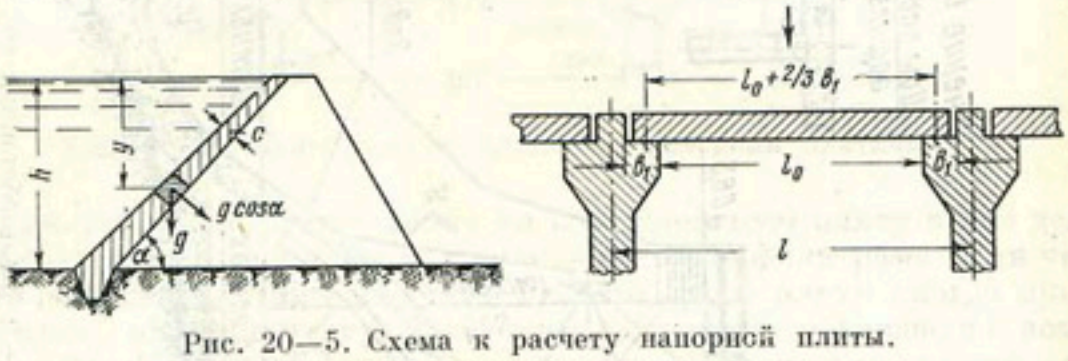


Рис. 20—5. Схема к расчету напорной плиты.

опорных реакций, условно считаемых треугольными (рис. 20—5); при ширине опорной площадки b_1 и пролете между выступами l_0 расчетный пролет будет равен $l_1 = l_0 + \frac{2}{3} b_1$. Давление воды на глубине y от уровня верхнего бьефа равно γy; сила тяжести плиты на 1 $м^2$ ее поверхности $g = \gamma_1 \delta$, где γ_1 — объемная масса бетона, а δ — толщина плиты. Нормальная составляющая собственной массы плиты $g_1 = \gamma_1 \cos\alpha$, где α — угол наклона плиты к горизонту.

Наибольший изгибающий момент в пролете:

$$M = \frac{(\gamma y + \gamma_1 \delta \cos\alpha)\, l_1^2}{8}. \qquad (20—1)$$

В напорной плите по условиям водонепроницаемости и долговечности недопустимо образование трещин, поэтому согласно СН 55-59 [1] сечение плиты

[1] НиТУ проектирования бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений (СН 55-59). М., 1959.

рассчитывают на трещиностойкость и раскрытие трещин. Этот расчет выполняется при необходимости предотвращения или существенного уменьшения коррозии арматуры и бетона, а также фильтрации.

При расчете водосливной плиты нагрузками являются сила тяжести плиты и сила тяжести слоя переливающейся воды.

Контрфорсы имеют вертикальный треугольный или трапецеидальный профиль с наклоном верховой грани под углом $\alpha = 40 \div 60°$, а низовой — под углом около 75° (от 45 до 90°). Величина угла наклона напорной грани зависит от расчетных условий устойчивости плотины на сдвиг и условий непоявления растягивающих напряжений в контрфорсах. С увеличением высоты плотины возрастает угол наклона α. Для плотины на скальном основании α берется от 50 до 60°, а для нескальных снижается до 40—45°. Водосливной плите и, следовательно, низовой грани опор на нескальном основании придается угол наклона в 40—45°. Ширину контрфорса понизу b в предварительных расчетах принимают от 1,0 до 1,5 высоты плотины (рис. 20—6); большее значение b относится к нескальным основаниям.

Толщина d контрфорсов переменная, колеблется в зависимости от высоты плотины: поверху $d_в = 0{,}2 \div 0{,}4$ *м*, а понизу $d_н = 0{,}3 \div 2$ *м* (в плотинах высотой до 40—50 *м*).

Расстояние между контрфорсами принимают обычно в пределах 5—8 *м*, а в высоких плотинах иногда и больше (до 12 *м*).

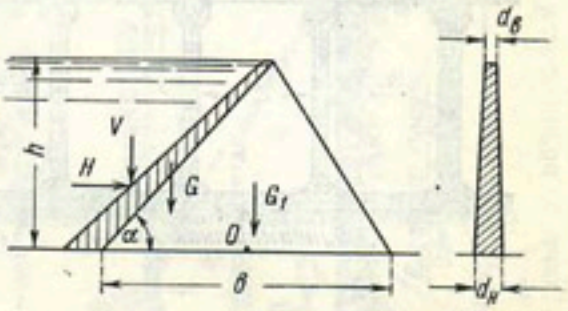


Рис. 20—6. Схема расчета контрфорса.

Контрфорсы возводят из бетона или железобетона. В растянутой зоне у напорной грани их укладывают арматуру. Если она не требуется по расчету, то во избежание образования поверхностных трещин обычно у поверхности контрфорса устанавливают арматурную сетку из вертикальных и горизонтальных стержней или из горизонтальных и наклонных (параллельных напорной грани). Для увеличения сопротивления контрфорсов продольному изгибу между ними ставят железобетонные балки жесткости, располагаемые через 3,5—6,0 *м* по высоте и через 5—10 *м* по горизонтали. Балки жесткости, имеющие прямоугольное или трапецеидальное сечение, связываются жестко или шарнирно с контрфорсами. Шарнирное соединение осуществляется тем, что концы балок запускают в гнезда, оставляемые в опорах. Рабочие швы в контрфорсах делают через 3—6 *м* по высоте; их делают горизонтальными или наклонными (по траекториям главных нормальных напряжений). Для уменьшения объема контрфорса предложены конструкции сквозных контрфорсов.

Расчет контрфорса состоит в определении напряжений на напорной и низовой гранях и по подошве его, коэффициента устойчивости на сдвиг, в проверке на продольный изгиб; при детальных расчетах строят кривые возможных разрушений контрфорса.

Контрфорс передает через подошву основанию давление воды, воспринимаемое им с половины ширины каждого смежного пролета напорного перекрытия и с ширины самого контрфорса. Чем больше расстояние между контрфорсами, тем толще приходится делать напорную плиту и тем бо́льшая величина давления передается ими основанию плотины.

На контрфорс действуют следующие силы:

а) горизонтальная составляющая давления воды (сила тяжести воды) H и вертикальная составляющая V, приложенные на $^1/_3$ высоты слоя воды от основания плотины или рассматриваемого горизонтального сечения (рис. 20—6);

б) сила тяжести (вес) плиты G приложена в центре тяжести трапеции — сечении плиты;

в) сила тяжести контрфорса G_1; расстояние центра приложения этой силы от основания плотины определяют из уравнения моментов объема контрфорса.

Нормальные напряжения в горизонтальных сечениях контрфорса с плоской напорной плитой равны:

$$\sigma = \frac{\Sigma P}{d_н b} \pm \frac{6\Sigma M}{d_н b^2}, \qquad (20—2)$$

где ΣP — сумма вертикальных сил;

ΣM — сумма моментов всех сил относительно середины основания контрфорса — точки O;

$d_н$ — толщина контрфорса понизу;

b — длина контрфорса по продольной оси.

Скалывающие напряжения, а также главные нормальные и главные скалывающие напряжения определяют по формулам, применяемым в расчетах гравитационных плотин.

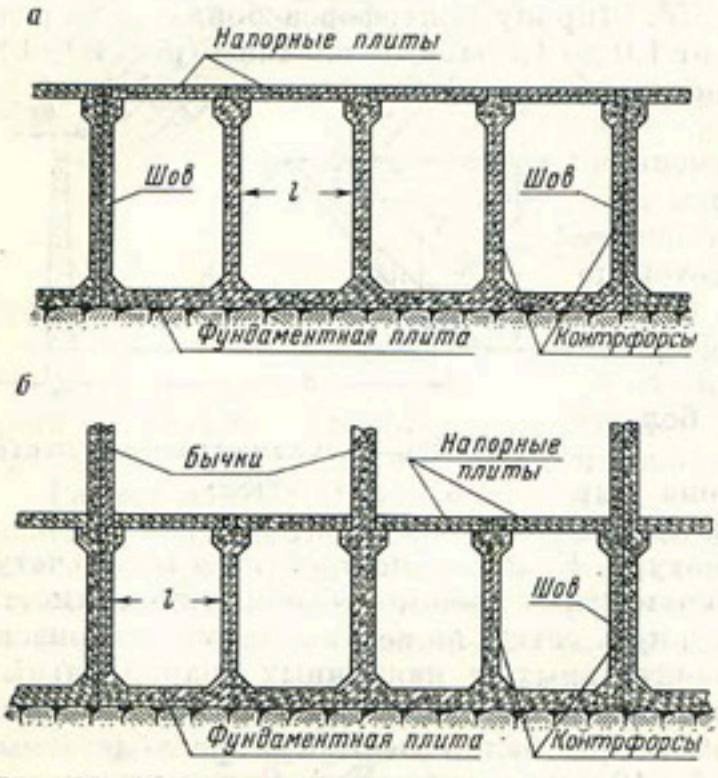


Рис. 20—7. Схема расположения осадочно-температурных швов в контрфорсной плотине с плоскими плитами.

Так как в бетоне напорной грани контрфорсов не следует допускать растягивающих напряжений, то величина напряжений по этой грани σ' должна быть больше нуля. Помимо критерия $\sigma' > 0$, необходимо соблюдение условия, полученного из выражения главных растягивающих напряжений:

$$\sigma' > y\gamma \frac{l}{d} \cos^2 \alpha, \qquad (20—3)$$

где l — расстояние между осями двух смежных контрфорсов;

d — толщина контрфорса в рассматриваемом сечении на расстоянии y от уровня воды верхнего бьефа;

α — угол наклона напорной грани контрфорса к горизонту.

Из формулы (20—3) следует, что чем меньше угол α, тем больше возможность появления растягивающих напряжений на напорной грани: для восприятия их в растянутой зоне укладывают арматуру. Напряжения на грунт σ'' у низовой грани должны быть меньше допускаемых, т. е. $\sigma'' < [\sigma]$. Если $\sigma'' > [\sigma]$, то для уменьшения σ'' уширяют подошву контрфорса. При незначительной толщине контрфорса по сравнению с пролетом между ними профильтровавшаяся вода оттекает в нижний бьеф по обе стороны контрфорса, поэтому фильтрационное противодавление при проверке устойчивости контрфорса на сдвиг не учитывают. Вследствие увеличения сопротивления контрфорса сдвигу за счет трения и сцепления по боковым поверхностям зуба и фундамента, заделанных в скалу, допускаемый коэффициент устойчивости принимают равным 1,0—1,1. Профиль контрфорсов, в особенности высоких плотин ($H > 40 \div 50$ *м*), должен быть проверен на возможность выпучивания под действием продольного изгиба, вызванного приложением продольной силы или боковым действием сейсма.

В предложенных способах расчета Шамбо, Н. П. Розанова [1], Н. С. Мацонелидзе [2] и других определяют критическое значение сосредоточенной сжи-

[1] Н. П. Розанов. Контрфорсные плотины. Стройиздат, М., 1949.

[2] Н. С. Мацонелидзе. Новый способ расчета на устойчивость контрфорсов плотин. Труды Грузинского политехнического института им. С. М. Кирова № 4 (39), 1955.

мающей силы, при которой равновесие контрфорса из устойчивого переходит в неустойчивое. Так, в методе Н. П. Розанова рассматривается элемент контрфорса как вертикальный стержень, жестко заделанный в основание и нагруженный наверху сосредоточенной силой и по оси вертикальными силами, непрерывно возрастающими по закону трапеции от верха книзу. Действие балок жесткости заменяется для упрощения расчета эквивалентным действием сплошной упругой среды. Предложенные способы расчета контрфорсов основаны на ряде допущений и требуют дальнейших уточнений и экспериментальной проверки.

Фундаментная плита. Расчет плиты ведется как балки на упругом основании. Толщину плиты принимают не меньше толщины контрфорса понизу. Плотины с фундаментной плитой разделяют на секции длиной 15—25 *м* осадочно-температурными швами, которые устраивают по осям утолщенных (сдвоенных) опор (рис. 20—7, *а*).

В плотинах с затворами на гребне водослива и на податливых грунтах разрезка водослива швами идет по осям бычков (всех или через один, как на рисунке 20—7, *б*); при галечниково-гравелистых грунтах бычки отделяют от водослива.

На рисунках 20—8 и 20—9 изображены конструкция и фотография железобетонной плотины высотой 4,7 *м*, законченной строительством в 1937 г. на р. Арысь. Особенностью плотины является отсутствие верховой напорной плиты, вследствие чего слой воды верхнего бьефа, находящийся на фундаментной плите, увеличивает вес плотины и тем самым способствует сопротивлению ее сдвигающим силам. Низовая плита является одновременно напорной и водосливной. На рисунке 20—9 видны слева контрфорсы этой плотины, а справа водосливная плита. В основании плотины залегают суглинки.

Недостаток подобной конструкции состоит в том, что контрфорсы работают здесь на растяжение, а низовая водосливная плита, помимо изгиба, стремится оторваться от контрфорсов.

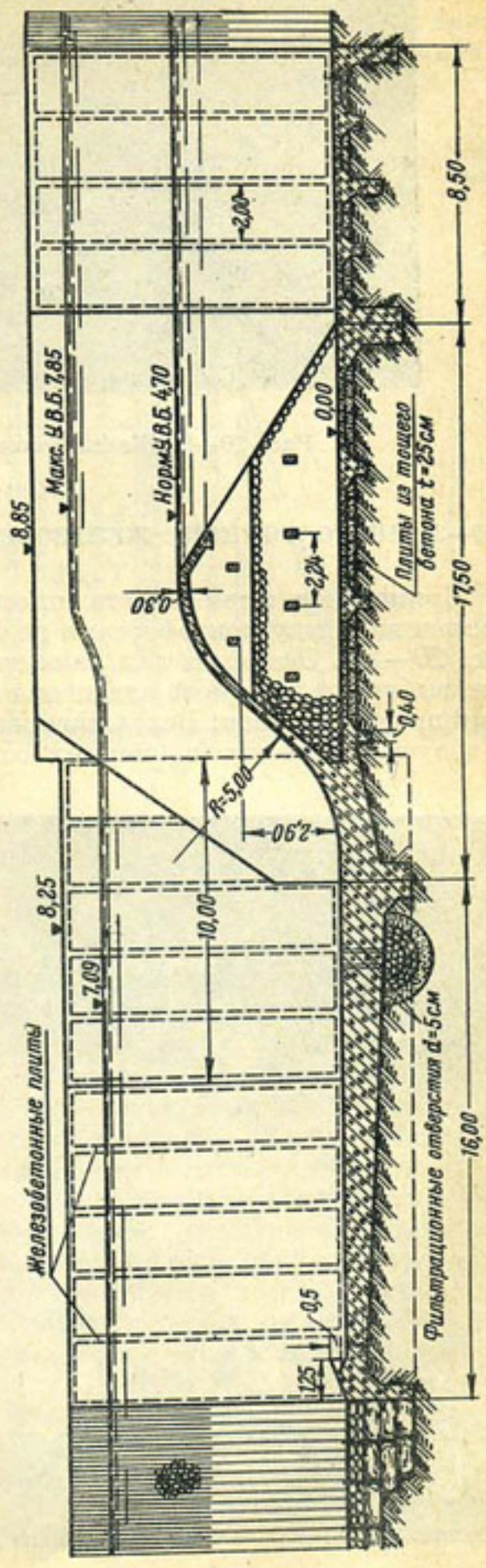


Рис. 20—8. Продольный разрез плотины с низовой напорной и водосливной плитой.

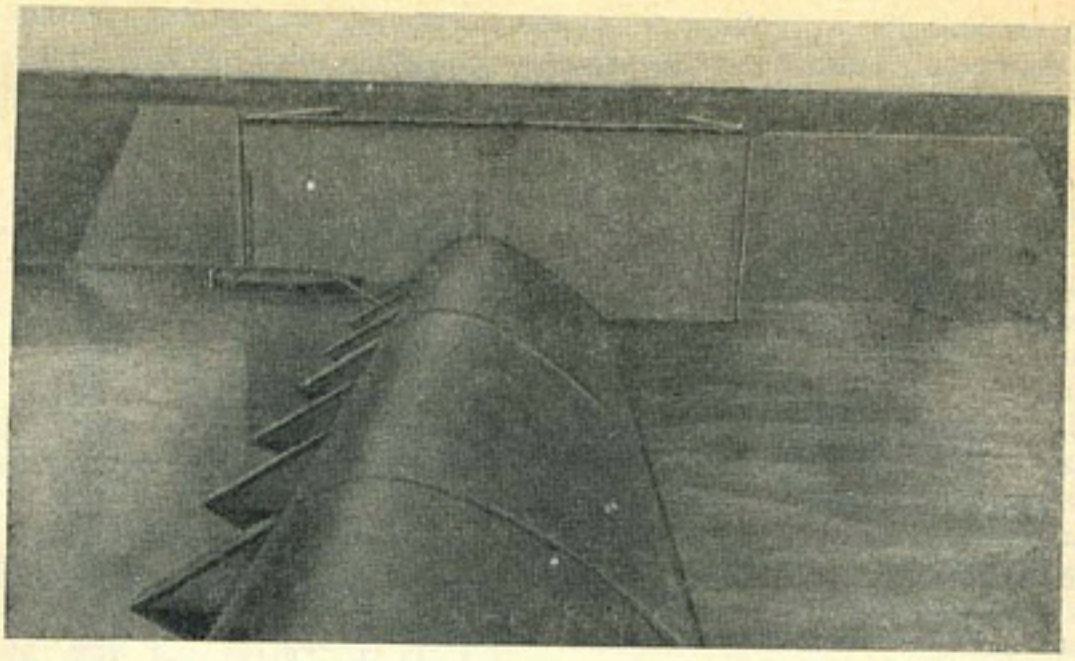


Рис. 20—9. Железобетонная плотина на р. Арысь.

§ 20—3. МНОГОАРОЧНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЛОТИНЫ

Применение арок вместо плоских перекрытий позволяет увеличить расстояние между контрфорсами до 12—20 *м* (в отдельных случаях до 50 *м*) (рис. 20—10). Экономически наивыгоднейшее расстояние между контрфорсами выбирают на основе сравнения нескольких вариантов плотин с различными пролетами арок. Вследствие жесткого соединения арок и контрфорсов, не допускающего неравномерных осадок, многоарочные плотины, как пра-

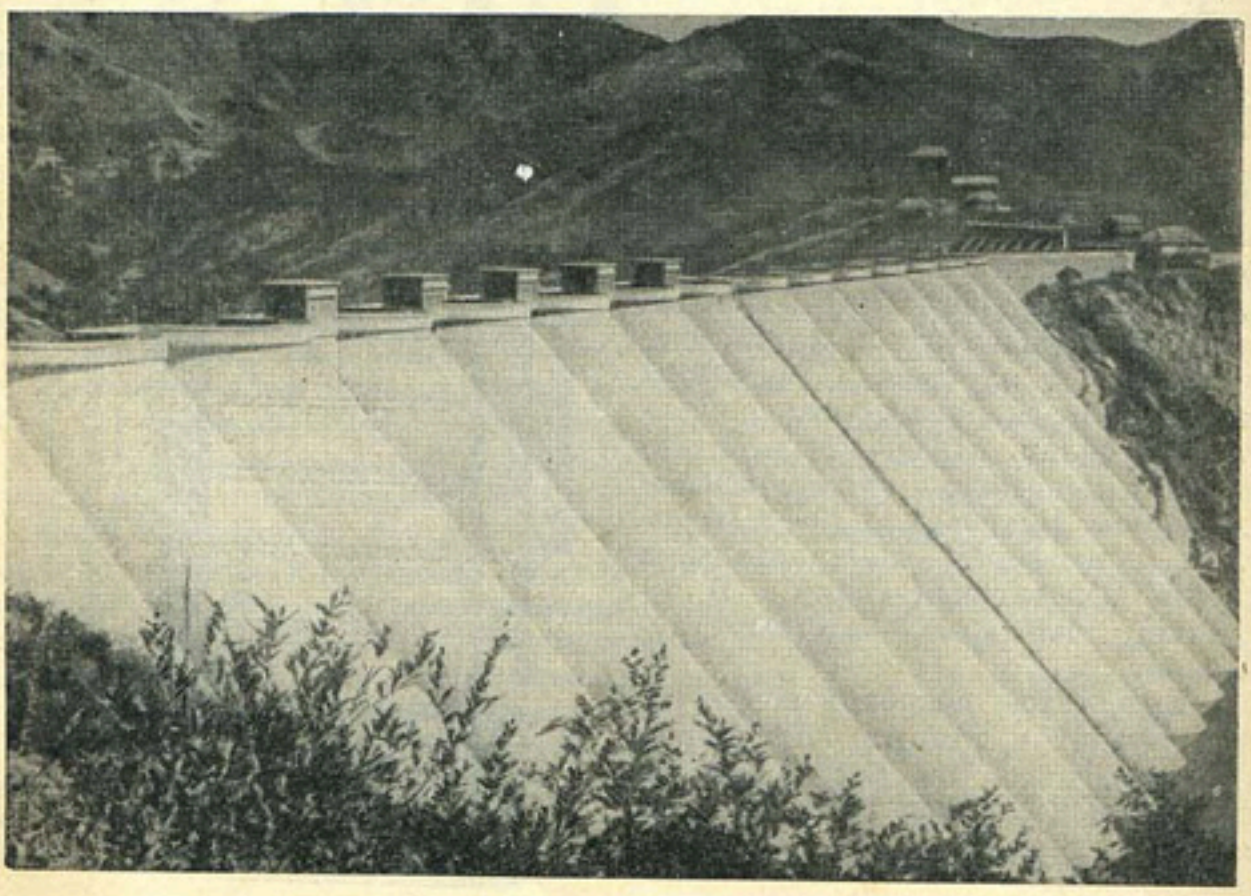


Рис. 20—10. Вид многоарочной железобетонной плотины Мэйшань с верхнего бьефа.

вило, возводят на хорошем скальном основании. Большей частью эти плотины строят глухими (рис. 20—11). Плотины небольших напоров делают иногда водосливными, для чего их оголовку придают округленный профиль, обеспечивающий свободное падение струи. При гидравлическом расчете водосливных многоарочных плотин со свободным падением струи необходимо учитывать особенности гидравлики этих плотин: вследствие наклона арок в сторону нижнего бьефа водосливные линии имеют очертание дуг

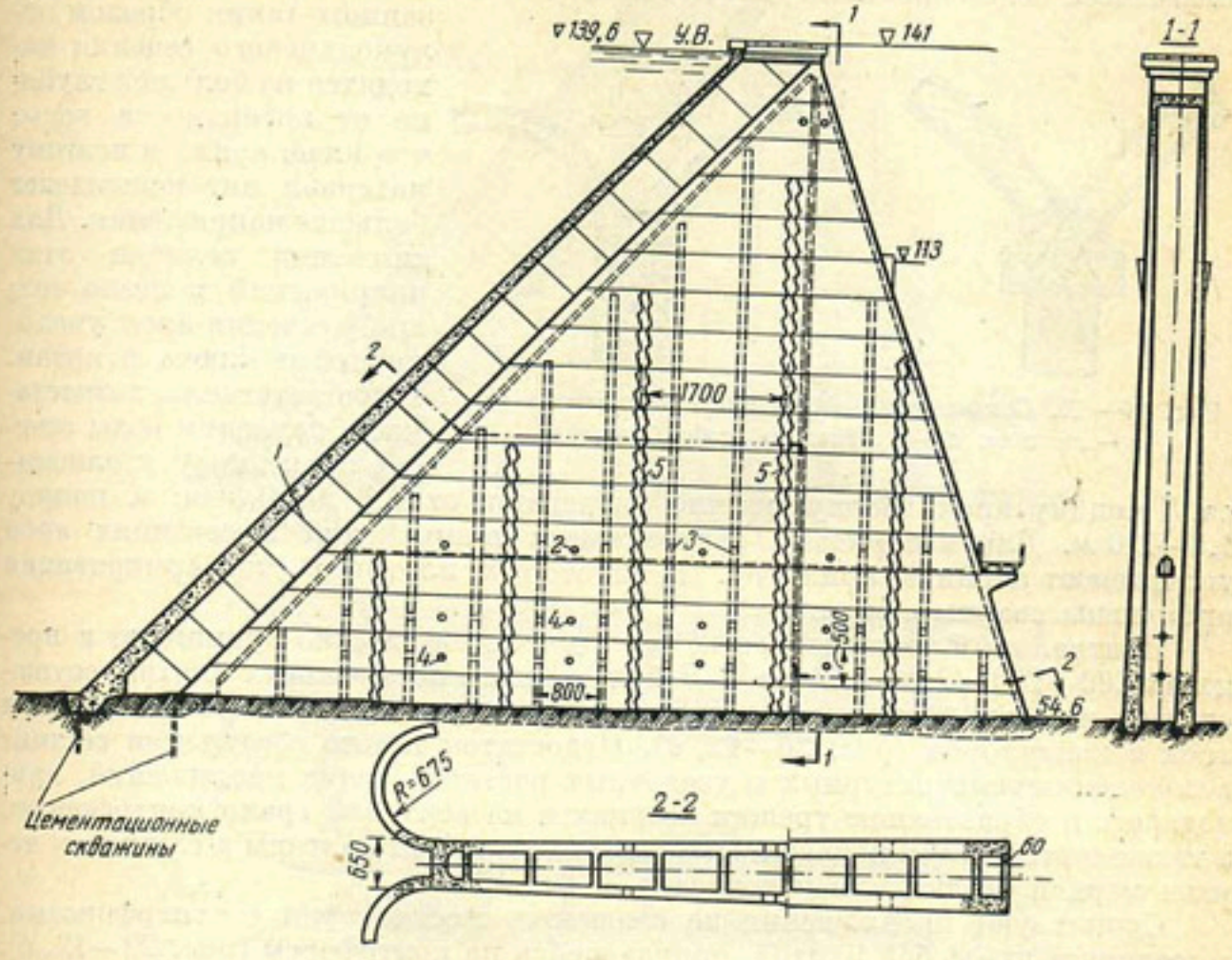


Рис. 20—11. План и разрезы контрфорса многоарочной плотины:
1 — температурный шов арки, заделанный медной пластинкой; *2* — отверстие для прохождения воздуха; *3* — смотровая галерея; *4* — дренажные отверстия; *5* — усадочные швы контрфорса.

эллипса, а близкое друг к другу расположение арок влияет на условия подхода воды к водосливным оголовкам плотины. Экспериментальными исследованиями Г. Н. Сурьянинова были установлены зависимости величины коэффициента расхода в обычной формуле водослива от отношения напора на водосливе к радиусу кривизны последнего, от значения центрального угла водослива, условий подхода потока и наклона арки [1]. При круговой в плане форме водослива (арки) переливающийся поток сжимается, что влечет за собой размыв основания. Многоарочные плотины с водосливной плитой не строят из-за сложности сопряжения арок с плитой. Большинство водосбросных сооружений многоарочных плотин возводят в стороне или рядом с плотиной. Как пример, можно указать на водосброс плотины Бени-Бадель (Алжир)[2]. Особенность водосброса состоит из выдвинутых в верхний бьеф 30 лотков, перпендикулярных к оси плотины. Лоток шириной

[1] Г. Н. Сурьянинов. Гидравлика многоарочных водосливных плотин. «Гидротехническое строительство» № 2, 1958.

[2] А. Н. Лебедев. Водосброс Бени-Бадель. «Гидротехническое строительство» № 1, 1956.

3,5 *м* представляет собой консоль общей длиной 30 *м*, опирающуюся на расстоянии около 10 *м* от своего начала на вертикальную опору, основанную на прочной скале. Консоль переходит в водосливную плиту пустотелой плотины. Такая конструкция водосброса обеспечивает пропуск 1000 $м^3/сек$ при толщине переливающегося слоя 0,5 *м*.

Арки. В каждом сечении, нормальном наклонной образующей свода, арка имеет круговое очертание обычно постоянной толщины. Последнее вызывается более простыми условиями производства работ. Пяты арок вырезанного таким образом полукольцевого сечения находятся на большей глубине от поверхности воды, чем ключ арки, и поэтому материал пят испытывает большие напряжения. Для снижения величин этих напряжений полезно толщину сечения арок увеличивать от ключа к пятам. В соответствии с возрастанием давления воды сечение арок книзу утолщается. Толщину арок вверху обычно назначают от 0,3 до 0,5 *м*, а понизу 1,3—2,0 *м*. Для восприятия разнозначных напряжений в сечениях арок укладывают двойную арматуру. В некоторых плотинах для армирования применены сварные фермы.

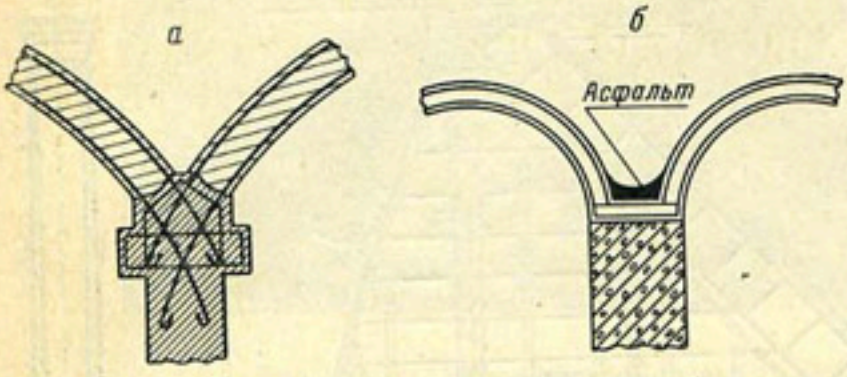


Рис. 20—12. Сопряжение пят арок с контрфорсом:
а — жесткие; *б* — с помощью особой плиты.

Центральный угол отдельных арок (пролетов) обычно принимают в пределах 160—180° (2,8—3,14 *рад*). В большинстве построенных плотин осуществлено жесткое соединение арок с контрфорсами путем запуска арматуры арок в контрфорсы (рис. 20—12, *а*). Недостаток такого соединения состоит в появлении температурных и усадочных растягивающих напряжений, приводящих к образованию трещин в арках и на верховой грани контрфорсов, а также в отсутствии подвижности отдельных частей плотины в случае их неравномерной осадки или перекоса.

Существуют предложения не связывать жестко арки с контрфорсами, а соединять их особой плитой, опирающейся на контрфорсы (рис. 20—12, *б*). Преимущество такого соединения состоит в том, что контрфорсы можно возводить самостоятельно от арок и осадки первых не влияют на арки. Для придания водонепроницаемости аркам применяют такие же мероприятия, как и в железобетонных плотинах с плоскими перекрытиями (см. § 20—2). Запроектированы многоарочные контрфорсные плотины из сборных элементов. Как пример, приводится конструкция такой плотины в условиях Зейского гидроузла [1] (рис. 20—13). По высоте плотина делится на ярусы высотой 2 *м* для напорной плиты и 2,5 *м* для арочного перекрытия плотины. Толщина элементов по высоте плотины меняется от 2,5 *м* у гребня до 4,5 *м* у основания. Толщина стенок сборных элементов арки составляет: со стороны верхней грани 0,5 *м*, со стороны низовой 0,9 *м*, радиальные 0,4 *м*. Для лучшего сцепления монолитного бетона с бетоном сборных элементов на внутреннюю поверхность последних наносят штрабы.

В отличие от одноарочных арки многоарочных плотин нагружены неравномерным давлением воды вследствие большего заглубления в одном и том же сечении пят арки относительно ее ключа (так как образующая наклонена к горизонту). Кроме этой особенности, в расчете приходится учитывать составляющую собственного веса арки, направленную нормально к напорной грани (в арочных плотинах с вертикальными сводами собственный вес

[1] С. С. Беклимишевский. Применение сборного железобетона в контрфорсно-арочных плотинах. Сборные железобетонные водосбросные сооружения. Госэнергоиздат, 1962.

не учитывается, так как он действует перпендикулярно плоскости арочного полукольца, вызывая лишь прижатие одного полукольца к другому).

Прочие силы (температурно-усадочные, давление наносов и др.) учитывают в расчете так же, как и для одноарочных плотин.

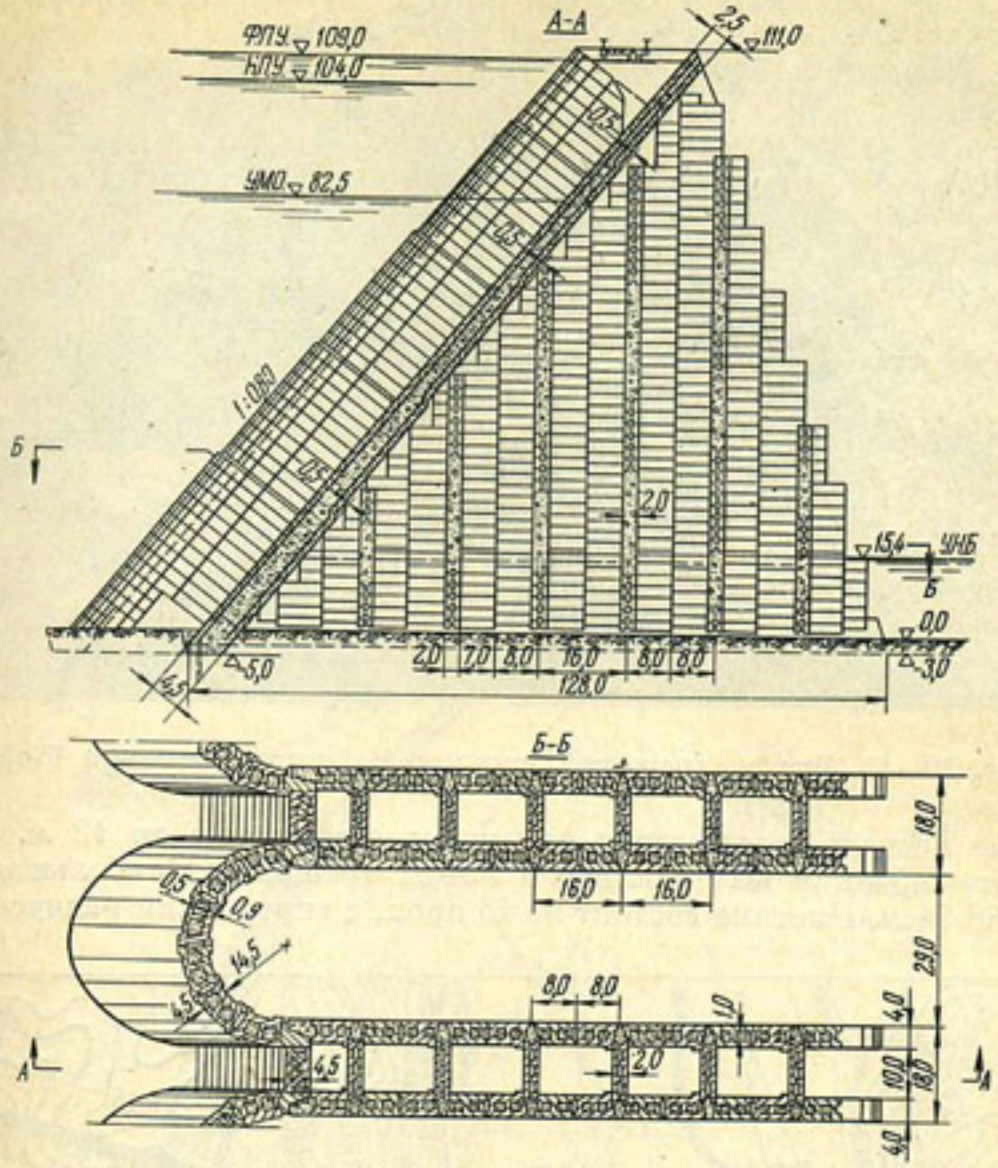


Рис. 20—13. Поперечный разрез и план секции многоарочной плотины из сборных элементов.

Контрфорсы. Конструкции контрфорсов многоарочных плотин и железобетонных плотин с плоским перекрытием в основном аналогичны. Толщина железобетонных контрфорсов поверху 0,4—2 *м*, а бетонных до 2,5—6,5 *м*. Толщина понизу зависит от высоты плотины и расстояния между контрфорсами: построены плотины с контрфорсами с толщиной понизу от 0,5 до 8 *м* (чаще от 1,3 до 5 *м*). Связи жесткости между железобетонными контрфорсами устраивают на расстоянии 7—13 *м* друг от друга. Для увеличения жесткости контрфорсы иногда делают полыми, состоящими из двух продольных стен, соединенных перегородками (рис. 20—11). С этой же целью вместо балок жесткости в сплошных контрфорсах для увеличения момента инерции сечения контрфорса устраивают ребра жесткости (рис. 20—14).



Рис. 20—14. План контрфорса с ребрами жесткости.

Примером многоарочной железобетонной плотины является плотина Мэйшань на р. Шихэ (Китайская Народная Республика) (рис. 20—10, 20—11, 20—15, 20—16). В основании плотины залегают мелкозернистые граниты,

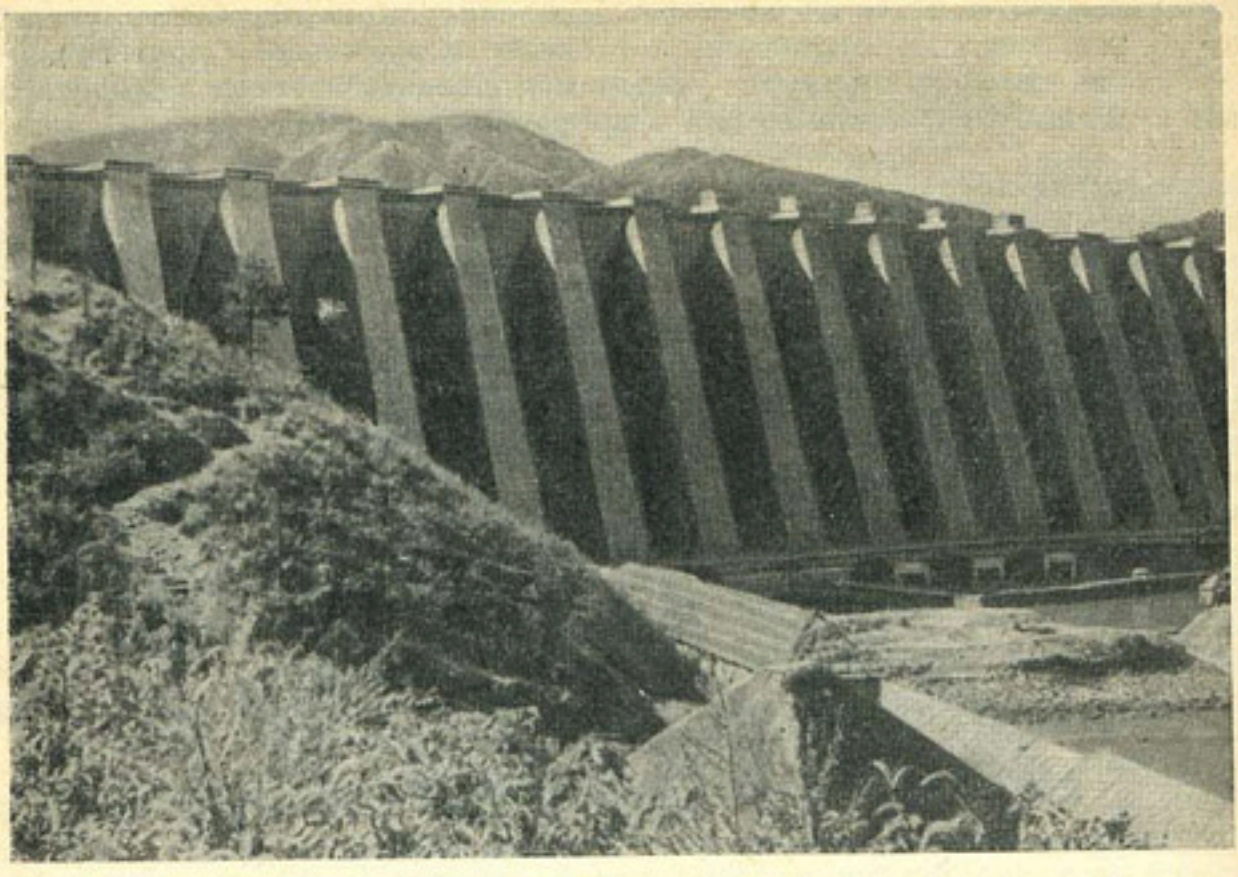


Рис. 20—15. Вид многоарочной плотины Мэйшань с нижнего бьефа.

прикрытые песчано-гравелистым аллювием, мощностью до 12 *м*. Граниты на глубину 0,5—2 *м* выветрились и имеют трещины. Наибольшая высота плотины 88,24 *м*. Плотина состоит из 16 арок, с внутренним радиусом 6,75 *м*

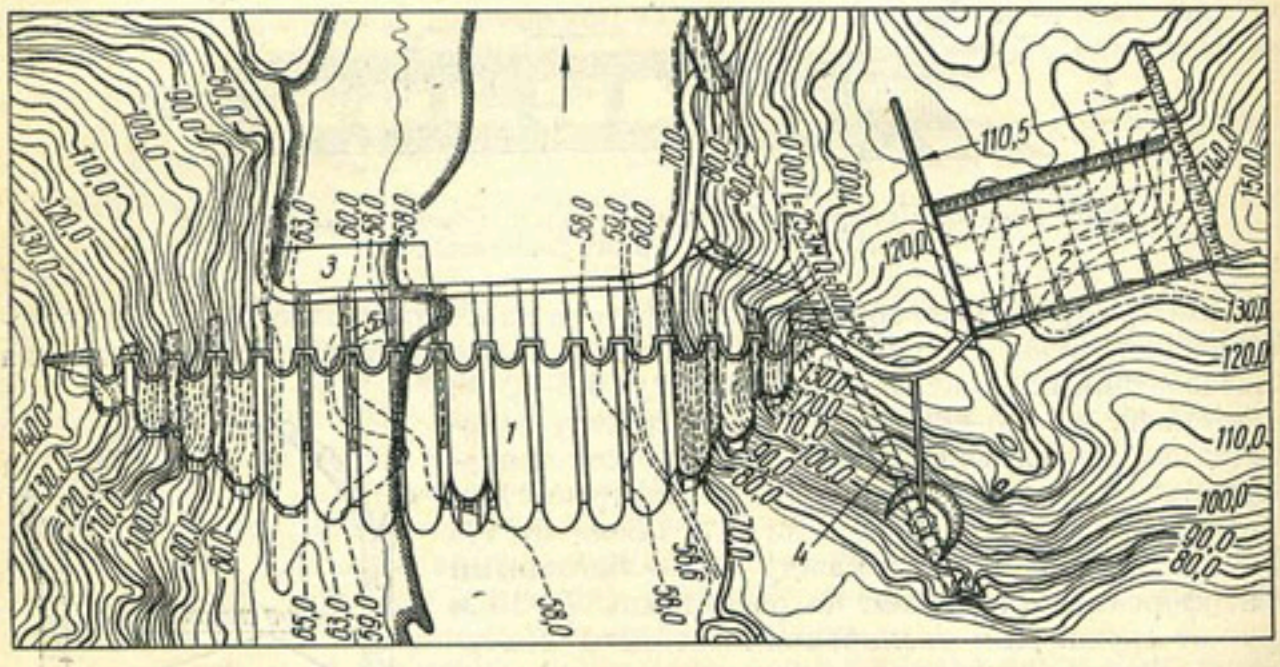


Рис. 20—16. План многоарочной плотины Мэйшань:
1 — многоарочная плотина; *2* — паводковый водосброс; *3* — здание ГЭС; *4* — туннель $d = 6$ *м*; *5* — трубопроводы к турбинам ГЭС.

и 15 контрфорсов шириной на напорной грани по 6,5 *м* (рис. 20—16). Общая длина плотины 313,5 *м*. Сечение контрфорсов ячеистое. Напорная грань контрфорсов наклонена со стороны верхнего бьефа под углом 48°, со стороны нижнего бьефа 70°20′. Толщина продольных стен контрфорса увеличивается как к подошве контрфорса (от 0,568 до 2,55 *м*), так и по направлению

от напорной грани к низовой. Ширина низовой грани контрфорса по высоте изменяется от 6,56 до 8,744 *м*. Защитный слой бетона 10 *см*. В контрфорсах было оставлено по пяти усадочных вертикальных швов, разделяющих контрфорс на шесть секций и заделанных через 7—10 дней после усадки бетона. Толщина арок переменная по высоте: от 0,53 *м* у гребня плотин до 2,3 *м* у основания. Арматура арок и контрфорсов была пропущена в бетон, которым была покрыта после удаления выветривавшегося слоя скала основания. Цементация скалы была проведена из двух рядов скважин глубиной 5 *м*, расстояние между рядами 4 *м* и между скважинами 3 *м*.

§ 20—4. МНОГОКУПОЛЬНЫЕ И МАССИВНО-КОНТРФОРСНЫЕ ПЛОТИНЫ

В последнее время за рубежом уделяется внимание двум разновидностям контрфорсных плотин: многокупольным и массивно-контрфорсным.

Многокупольные плотины представляют собой многоарочные плотины, в которых арки заменены куполами (двояковыпуклыми перекрытиями)

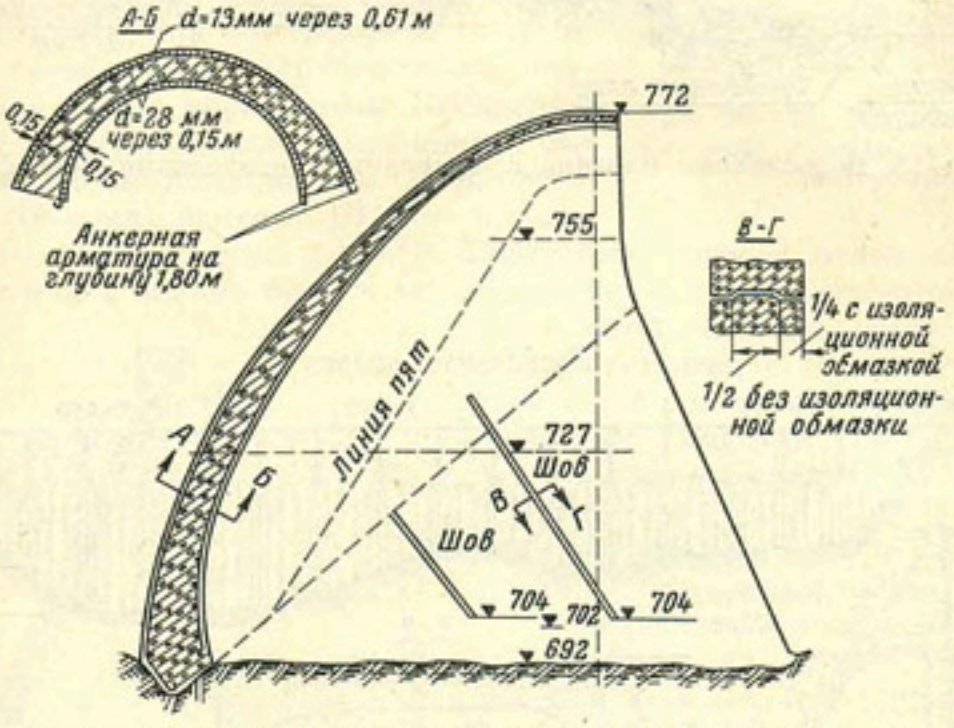


Рис. 20—17. Профиль многокупольной плотины.

(см. § 19—2). Пяты купольных перекрытий опирают на массивные контрфорсы. Подкупольное пространство удобно для размещения в нем здания ГЭС.

На рисунке 20—17 изображен профиль многокупольной плотины высотой 76,2 *м*, построенной в США. Расстояние между опорами 54,86 *м*. Толщина стенки купольного перекрытия: поверху 1,24 *м*, понизу 6,13 *м*. Контрфорсы толщиной от 6,1 до 18,29 *м*.

Массивно-контрфорсная плотина состоит из массивных контрфорсов с консольными выступами (оголовками) со стороны верхнего бьефа. Соприкасающиеся между собой оголовки образуют напорное перекрытие. Этот тип плотины, впервые предложенный Нетцли, является промежуточным между гравитационной и контрфорсной плотиной (рис. 20—18). Преимущество такой плотины состоит в том, что железобетонные перекрытия между контрфорсами заменены бетонными оголовками. Большая толщина оголовков по сравнению с железобетонными перекрытиями способствует уменьшению фильтрации через плотину. Расстояния между контрфорсами делают в пределах 9—25 *м*.

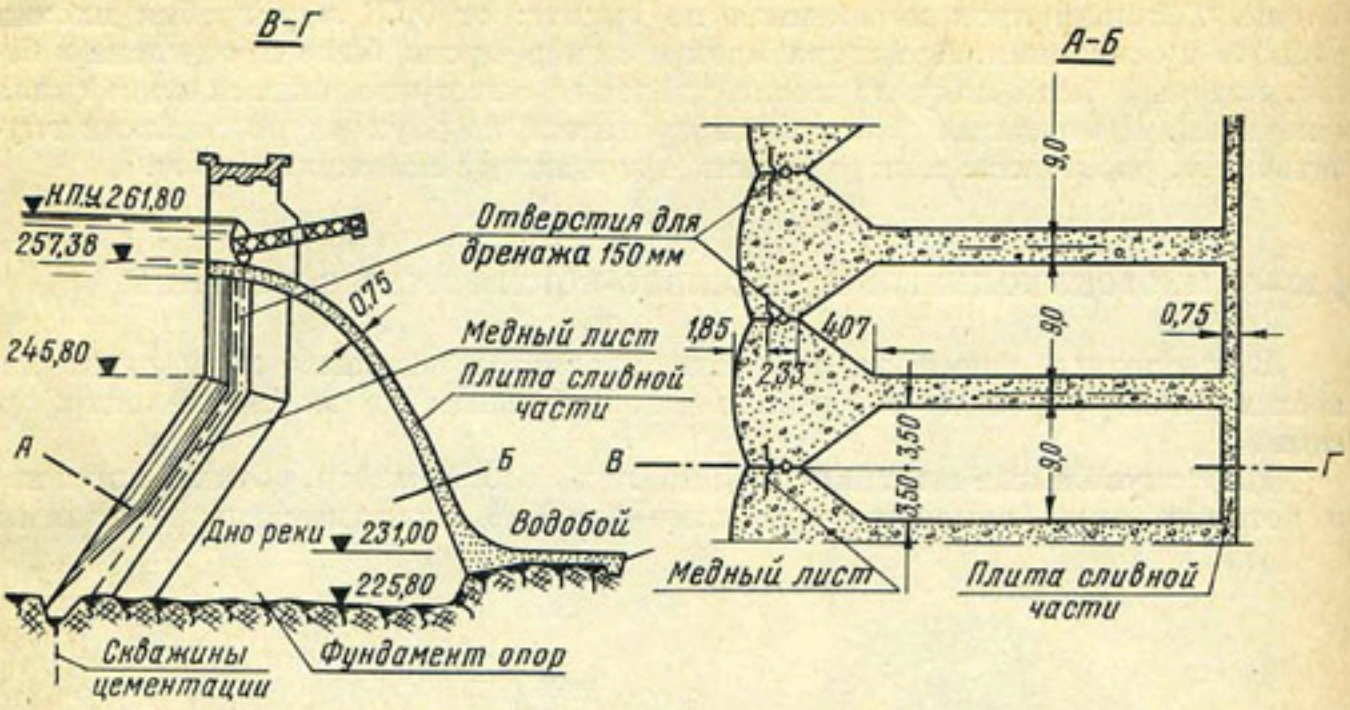


Рис. 20—18. Водосливная плотина с массивными оголовками контрфорсов.

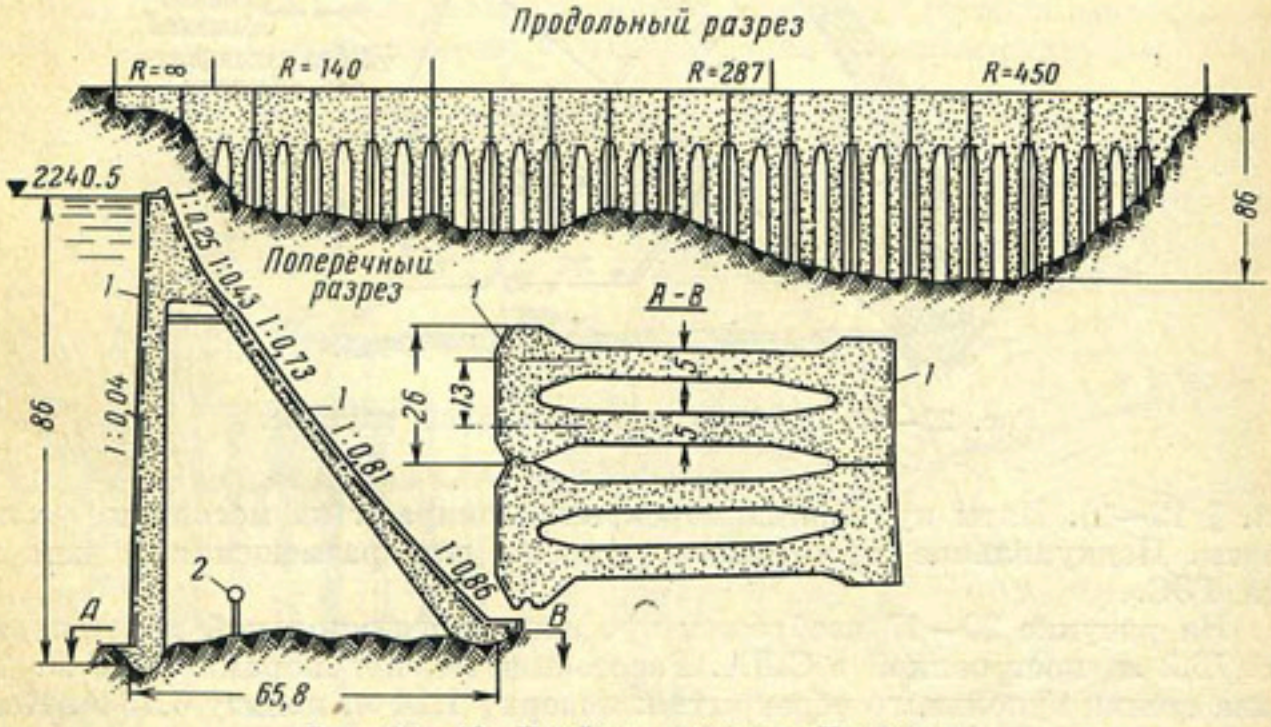


Рис. 20—19. Профиль плотины Диксанс:
1 — облицовка тесовым камнем; *2* — отверстие для сообщения вдоль плотины.

Первоначально массивно-контрфорсные плотины строились с оголовками кругового очертания, при котором отсутствуют растягивающие напряжения на напорной грани. В плотинах, построенных в последнее время, оголовкам придано полигональное очертание. Массивные опоры более жестки, чем тонкостенные железобетонные, и поэтому лучше противостоят продольному изгибу, опасность появления которого возрастает с высотой плотины. Наличие пустот между контрфорсами дает выход фильтрационной воде и уменьшает давление на подошву контрфорса. Контрфорсы отделяются друг от друга противофильтрационными швами, что обеспечивает им независимую осадку.

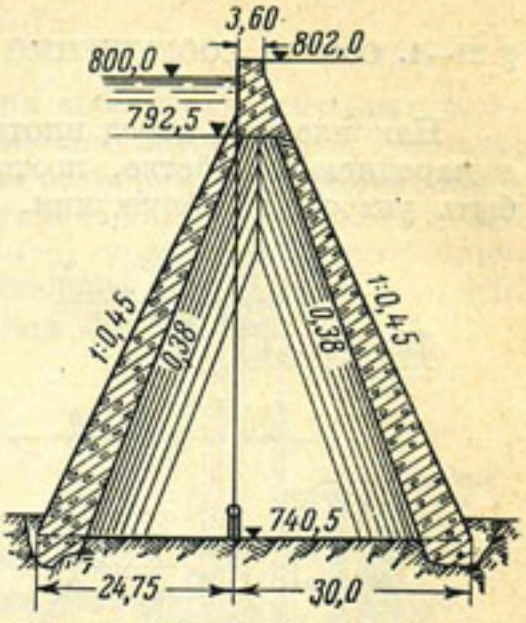


Рис. 20—20. Профиль купольной плотины с наклонными гранями контрфорса.

Швейцарский гидротехник А. Стукки улучшил этот тип плотины, предложив делать контрфорсы полыми. Несколько таких плотин построены в Швейцарии, в том числе плотина Диксанс, высотой 86 *м* (рис. 20—19). Ширина контрфорсов — 26 *м*. Верховая грань почти вертикальная, наклон низовой грани переменный. Построены плотины с контрфорсами, имеющими обе грани симметрично наклонными. В плотине Муджерис (Италия) высотой 61,5 *м* наклон обеих граней 1 : 0,45 (рис. 20—20). Расстояние между осями контрфорсов 22 *м*. Экономия в объеме бетона по сравнению с гравитационной плотиной в этой плотине составляет 40%, а экономия в стоимости —35%.

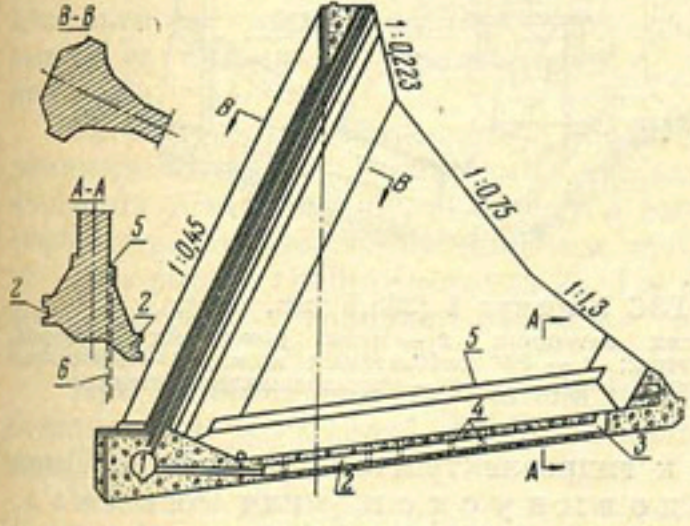


Рис. 20—21. Разрез по контрфорсу:

1 — цементационная галерея; *2* — смотровая галерея; *3* — доступ в смотровую галерею; *4* — боковые замки; *5* — прилив для возможной анкеровки контрфорса за основание; *6* — скважина для возможной анкеровки контрфорса.

В плотине Бен-Метир (Тунис)[1] высотой 71 *м* оголовки контрфорсов имеют полигональное очертание (рис. 20—21). Толщина контрфорсов 4 *м*, а их подошва и оголовки имеют ширину 14 *м*. Во избежание сдвига контрфорсов, стоящих на глинисто-песчаниковых породах, их подошве придан уклон до 15° в сторону верховой грани.

Для возможного (в случае возникновения неравномерной осадки) напряженного армирования подошвы контрфорса в фундамент последнего уложены цементные трубки диаметром 40 *см* (до 11 штук на контрфорс). В трубки может быть пропущена пучковая арматура и натянута с усилием до 600 *т*. Один конец арматурного пучка может быть заанкерован в смотровой галерее *2*, устроенной в подошве у верховой грани контрфорса, а другой — у обреза плиты со стороны нижнего бьефа.

---

[1] Р. И. Бобров. Массивно-контрфорсная плотина Бен-Метир (Тунис). «Гидротехническое строительство» № 7, 1957.

Глава 21

Сооружения при водохранилищных плотинах

§ 21—1. СОСТАВ СООРУЖЕНИЙ ПРИ ВОДОХРАНИЛИЩНЫХ ПЛОТИНАХ

Накопленная перед плотиной вода предназначается для использования в народном хозяйстве, поэтому при водохранилищных плотинах должны быть устроены сооружения, выпускающие воду к потребителю,— на ороше-

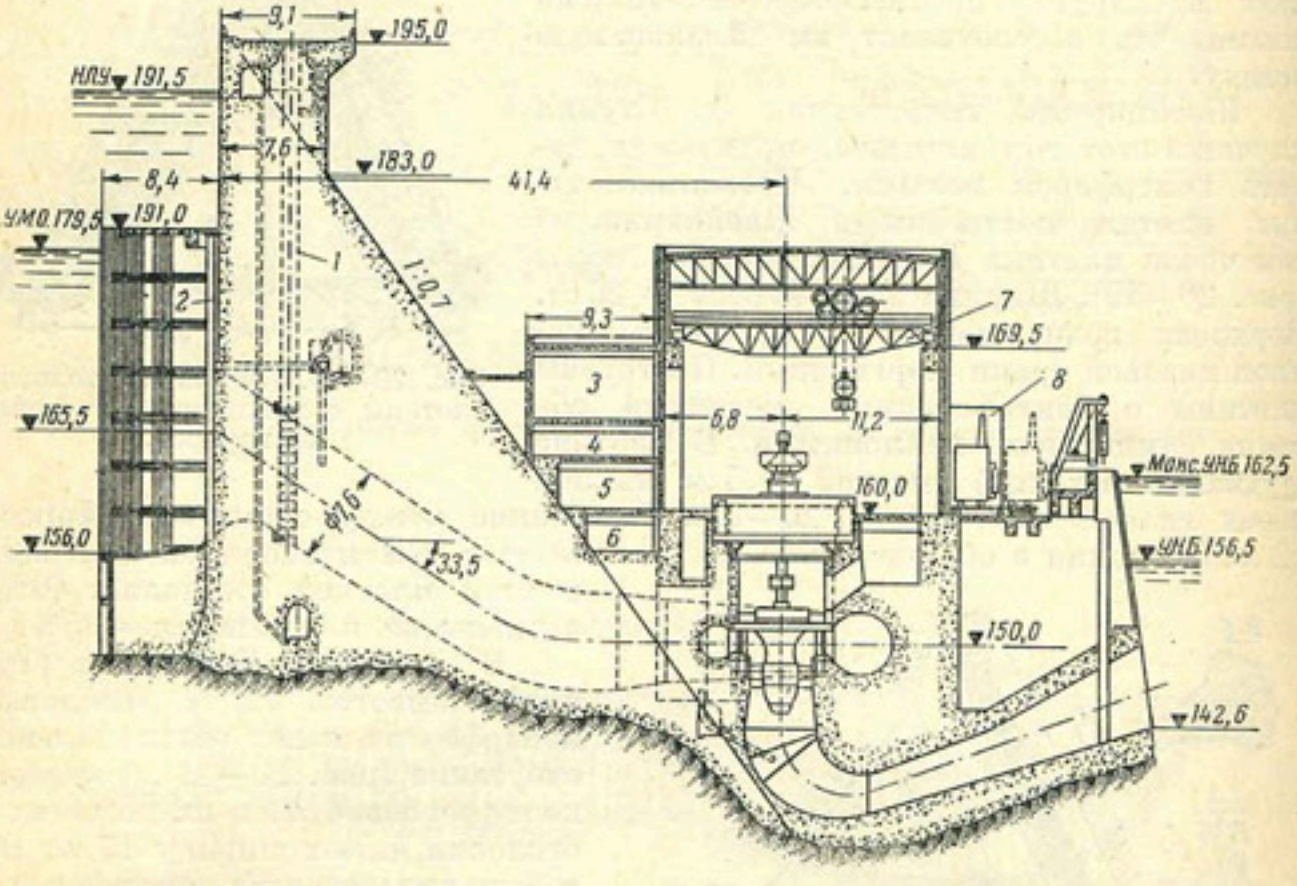


Рис. 21—1. Разрез по агрегату ГЭС Хиракул 1 (235,5 тыс. *квт*):
1 — шахта гидроподъемников быстропадающих затворов; *2* — пазы ремонтных затворов; *3* — пульт управления; *4* — кабельный полуэтаж; *5* — РУ собственных нужд; *6* — кабельная галерея; *7* — два крана грузоподъемностью 150/25 *т*; *8* — взрывозащитная стенка.

ние, водоснабжение, обводнение, к гидроэлектростанциям и т. д. Такие сооружения носят название **водовыпусков, или водозаборных сооружений.**

Водохранилища редко вмещают весь сток реки; обычно они могут принять только часть стока, поэтому при водохранилищных плотинах необходимо еще иметь сооружения, через которые можно было бы сбрасывать в нижний бьеф излишнюю воду. Такие сооружения называют **водосбросными, или водосбросами.**

Плотины преграждают судоходный путь и свободный путь для рыбы; поэтому при плотинах, если река судоходна, устраивают судоходные шлюзы, или судоподъемники, **рыбоходы, или** рыбоподъемники.

При возведении плотин должны быть предусмотрены временные сооружения, через которые пропускались бы расходы реки во время строительства (так называемые строительные расходы).

В зависимости от вида плотин гидротехнические сооружения устраивают отдельно от плотин или они входят в их состав.

Земляные плотины являются преимущественно глухими, поэтому указанные выше сооружения устраивают отдельно от земляных плотин; так

же поступают и в случае каменнонабросных плотин; бетонные, железобетонные плотины сами могут служить в качестве водосбросов и водовыпусков, например в приплотинную ГЭС [1] (рис. 21—1).

§ 21—2. ВОДОВЫПУСКИ ПРИ ЗЕМЛЯНЫХ ПЛОТИНАХ

Водовыпуски из водохранилищ (прудов) при небольших земляных плотинах, устраиваемых в сельском хозяйстве, можно осуществить, уложив под плотиной металлическую трубу, снабдив ее затвором (задвижкой, клапаном) в низовом конце. Расходы таких выпусков обычно невелики — до нескольких сотен литров в секунду. У затвора, устанавливаемого близ низового конца трубы, устраивается успокоитель — водобойный колодец из дерева, кирпича, железобетона (сборного) или бетона (рис. 21—2).

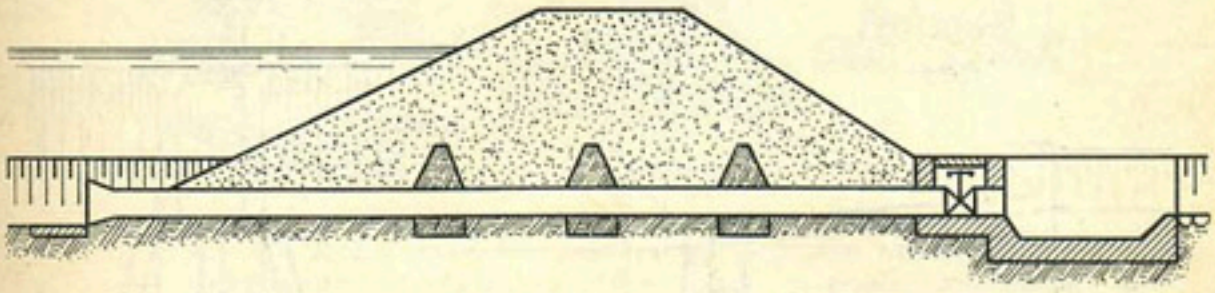


Рис. 21—2. Водовыпуск из пруда по типу напорной трубы.

При постановке затвора у верхового конца трубы для управления им необходимо устраивать эстакаду; вход в трубу уширяют и защищают решеткой; для ослабления пристенной фильтрации вдоль трубы ставят несколько диафрагм (из глины, жирного суглинка, бетона); основание под трубу и засыпку ее тщательно утрамбовывают. Проекты таких водовыпусков типизированы.

На зиму трубу закрывают с обоих концов утепленным покрытием (деревянными щитками с соломенными матами) в целях предохранения от промерзания тела плотины. В качестве небольших водовыпусков ставят также сифоны, выполняемые по типовым проектам.

При высоте сработки пруда 2—3 *м* и большом расходе забора воды в качестве выпуска устраивают открытые регуляторы обычного типа, описанные в главе 4.

При сработке водохранилища до 7 *м* устраивают регуляторы по типу безнапорных труб (рис. 21—3), монолитных или звеновых, бетонных или железобетонных.

По своим размерам трубы должны быть доступны для осмотра и ремонта. Следует предусматривать приспособления для закрытия и утепления труб на зиму.

Водовыпуски для орошения более крупных земельных массивов (несколько тысяч гектаров) устраивают башенного типа. На рисунке 21—4 показан башенный водовыпуск с глубиной воды перед башней не более 8—10 *м*.

Перед входом в башню ставят железобетонные стойки (или деревянные, железобетонные сваи), предупреждающие попадание коряг в трубу. Ввод и вывод воды из башни осуществляют по трубам, размеры которых проверяют гидравлическим расчетом на пропуск требуемого хозяйством расхода воды при наинизшем уровне водохранилища (УМО); однако следует учитывать, что при этом расходе не должно быть больших гидравлических потерь ($\leqslant 0{,}2$ *м*).

---

[1] А. А. Болдырев. Гидроэнергетическое строительство в Индии. «Гидротехническое строительство» № 12, 1957.

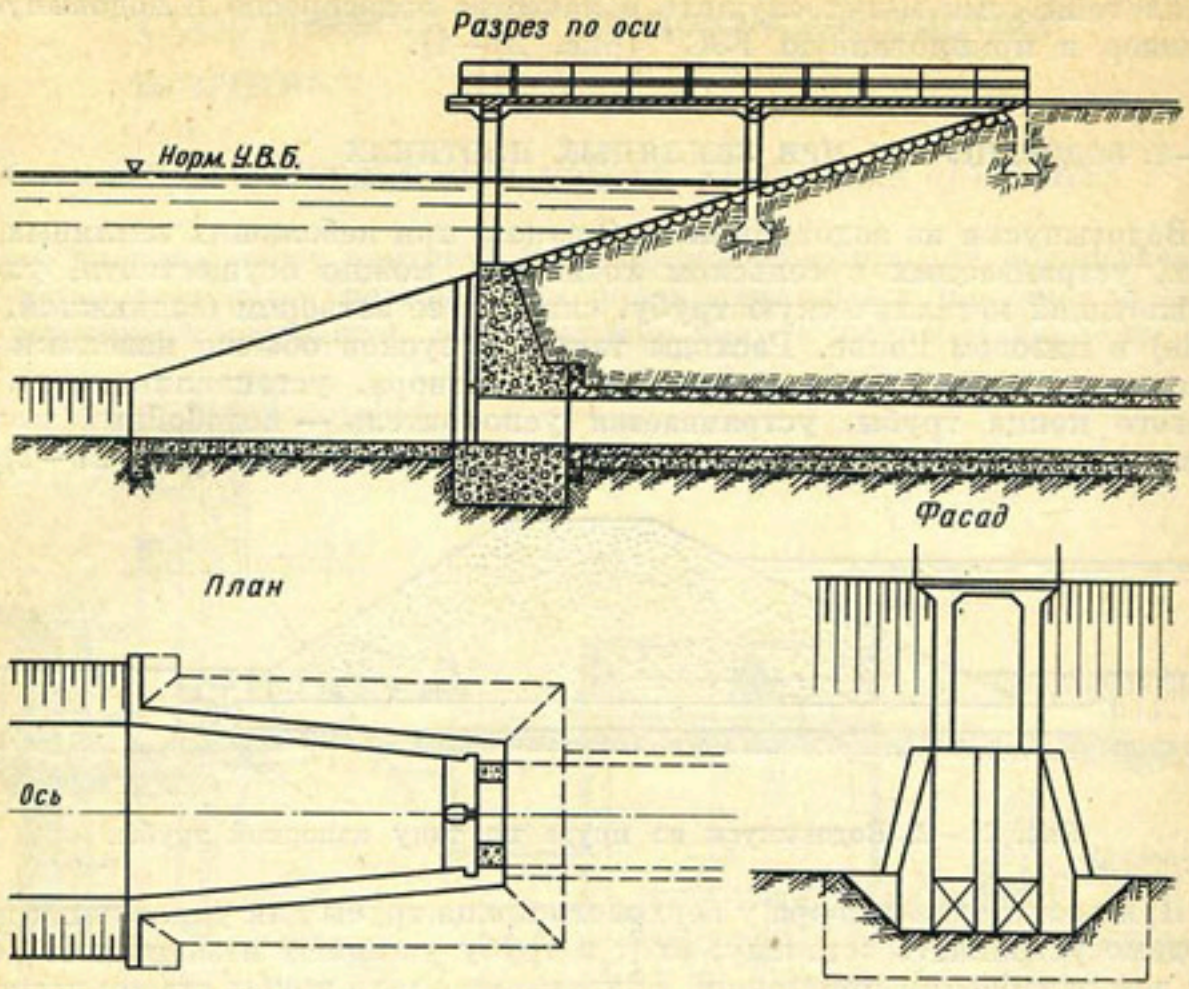


Рис. 21—3. Входная часть водовыпуска по типу безнапорных труб.

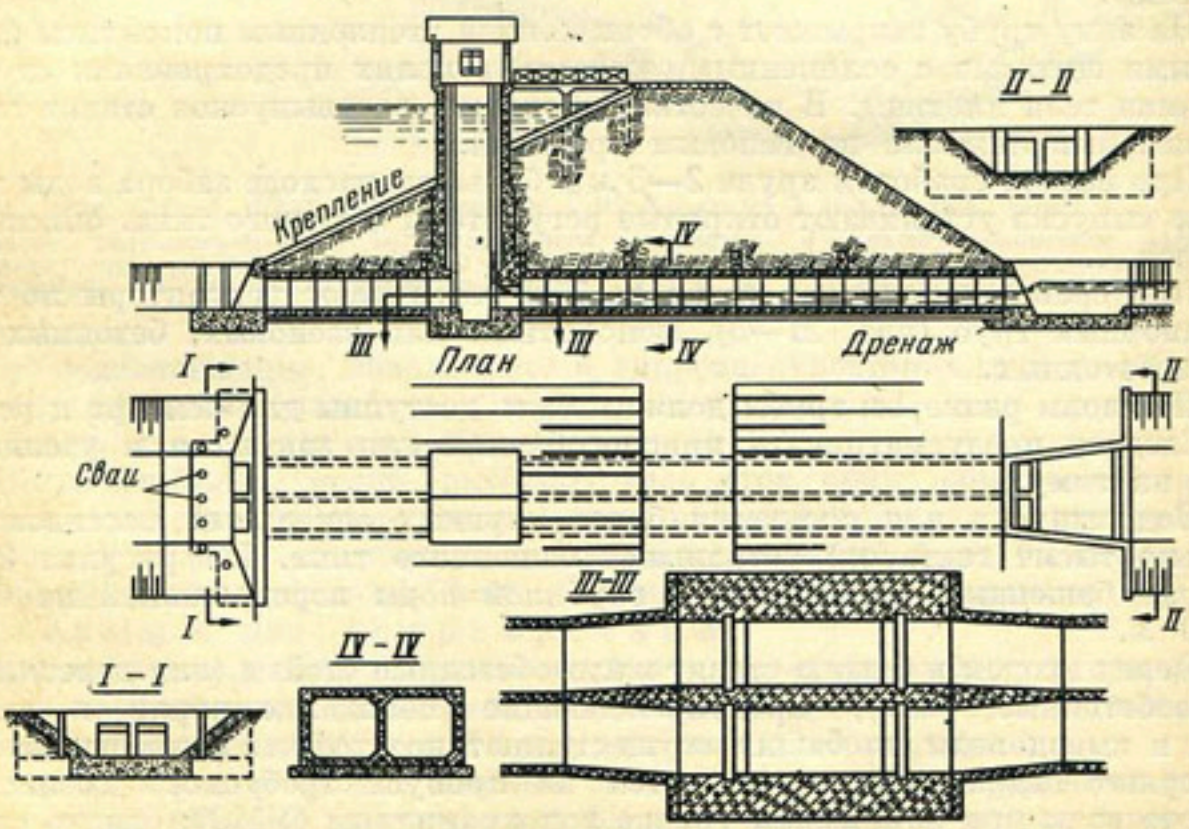


Рис. 21—4. Башенный водовыпуск (в разрезах III и IV масштаб увеличен).

Подводящая труба — напорная; напоры воды в ней и в окружающем ее грунте почти одинаковы; отводная труба — безнапорная; она забирает воду из башни из-под затвора и без прыжка пропускает ее с большими ско-

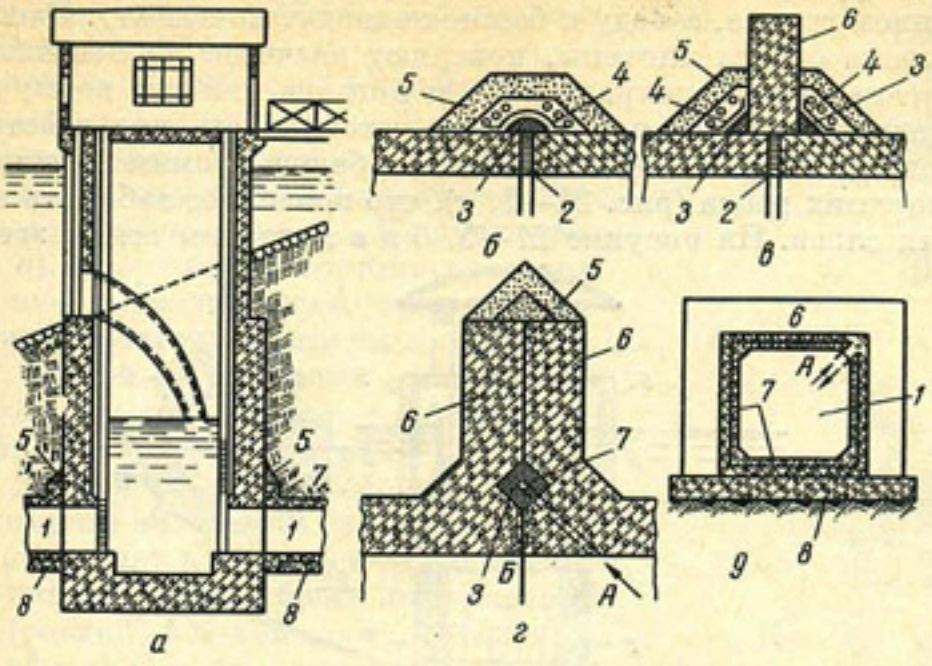


Рис. 21—5. Башенный водовыпуск с верхним отверстием:
1 — водопроводящие трубы; *2* — цементная чеканка; *3* — битум; *4* — просмоленная мешковина; *5* — фильтр; *6* — козырек; *7* — обогревательные трубки; *8* — бетонная подготовка.

ростями, которые гасятся в водобойном колодце за плотиной. В башне ставят два затвора — ремонтный (за входной трубой) и основной (перед выходной трубой); уровень воды в башне стоит ниже уровня водохранилища на величину гидравлических потерь в напорной трубе, составляющих несколько сантиметров при поднятом ремонтном затворе, т. е. близок к уровню водохранилища. При глубинах воды в башне, равных 8—10 *м* и выше, условия работы основного затвора осложняются возможной вибрацией его при пропуске воды из-под затвора. В таких случаях целесообразно регулировать подачу воды обоими затворами, т. е. несколько опустив первый затвор, получают бóльшие потери на вводе воды и, значит, более низкий уровень воды в башне, чем облегчается работа основного затвора и уменьшаются скорости течения в отводной трубе. То же достигается устройством дополнительного верхнего ввода воды в башню (рис. 21—5).

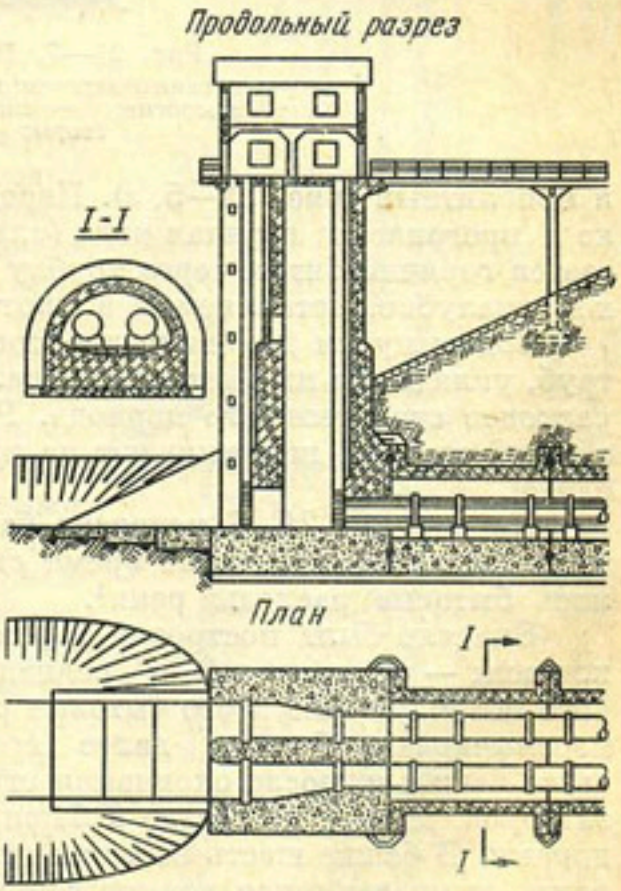


Рис. 21—6. Водовыпуск с напорными трубами в штольне.

Трубы делают как монолитные, так и сборные; в примыкании к башне они должны иметь возможность независимой от башни осадки, уплотненный стык, допускающий различие осадок башни и трубы без нарушения уплотнения (рис. 21—5), фильтры у стыков между отдельными трубами и подготовку из тощего бетона в 30—50 *см*. Для предупреждения опасной фильтрации вдоль труб на них устраивают козырьки (выступы, реборды) высотой 0,4—1,0 *м* (рис. 21—4, 21—6); снаружи

трубы и козырьки покрывают горячим битумом и опесковывают; назначают достаточную высоту труб для их осмотра и ремонта.

Башни и трубы во избежание больших осадок закладывают в материке, а не в насыпном грунте, а воду к башне подводят по каналу. Башню, поставленную у конца откоса плотины, поверяют расчетом на невсплывание при высоком уровне воды водохранилища и когда в ней нет воды; при низком уровне водохранилища ее поверяют на устойчивость под действием ветра.

При подаче воды на водоснабжение в башне, помимо донного, устраивают 1—2 верхних ввода (рис. 21—5, *а*), что позволяет забирать воду из наиболее чистых слоев. На рисунке 21—5, *б* и *в* показаны стыки звеновых труб

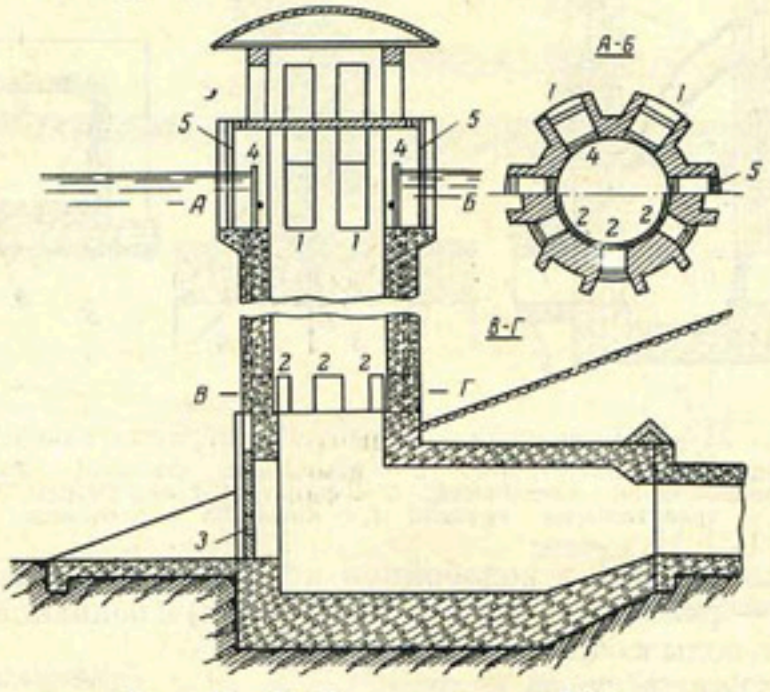


Рис. 21—7. Водовыпуск в ГЭС:

1 — верхние отверстия; *2* — нижние отверстия; *3* — донное отверстие; *4* — плоские опрокидывающиеся затворы; *5* — шандоры.

и монолитных (рис. 21—5, *г*). Перед заполнением битумом кольца по трубке *А* прогоняется горячая вода (или воздух) и после обогрева бетона нагнетается горячий битум через трубку *Б*. Боковые фильтры укладывают в легкой опалубке, оставляемой в плотине.

Водовыпуски для гидроэлектростанций устраивают по типу напорных труб, укладывая их в штольне (рис. 21—6) и используя ее в качестве сброса расходов строительного периода. Решетки, защищающие трубы от захвата с водой мусора, подвешивают на железобетонные балки перед отверстиями башен.

На рисунке 21—7 показана башня, которая выполняет функции водозаборного сооружения; во время строительства через эту башню пропускались бытовые расходы реки[1].

Вначале была построена труба и часть башни до выхода ее из откоса плотины — до уровня *В—Г*, совпадающего с уровнем так называемого мертвого объема; после этого бытовые расходы реки были направлены верховой перемычкой в башню; далее возводилась земляная плотина, верхняя часть башни и, после окончания строительства плотины и башни и монтажа затворов, донное отверстие *3* башни было заложено железобетонными шандорами. В башне шесть верхних отверстий *1*, закрываемых плоскими затворами, вращающимися вокруг горизонтальной оси и автоматически опрокидывающимися при поднятии уровня водохранилища до заданной отметки, и шесть нижних *2*, закрываемых одним вертикально-цилиндрическим затвором.

---

[1] Л. Б. Таланов. Головной узел гидростанции. «Гидротехническое строительство» № 3, 1945.

Как верхние, так и нижние отверстия снабжены шандорами. Плоские затворы при поднятии уровня воды в водохранилище до их верха опрокидываются и сбрасывают излишки воды в трубопровод.

В последнее время стали применяться совмещенные водовыпуски-водосбросы при земляных плотинах. Примером такого сооружения может служить водовыпуск-водосброс водохранилища на р. Кашкадарья (рис. 21 — 8). Сооружение состоит из входного оголовка *1*, подводящей трехочковой напорной железобетонной трубы *2* сечением 3×3 *м* и длиной 37 *м*; башни управления водовыпуском *3*. За башней расположена безнапорная трехочковая галерея *4* сечением 3×4 *м* и длиной 89 *м* и водобойный колодец *5*, из которого вода через отверстия регуляторов *6* поступает в правый и левый магистральные каналы. Для сброса паводковых расходов (расход 1%-ной обеспеченности равен 350 $м^3/сек$) вокруг башни на отметке НПУ устроен водослив *7* с тонкой стенкой; переливаясь через водослив, вода поступает в сбросной лоток и по вертикальной шахте *8* сливается в безнапорную галерею.

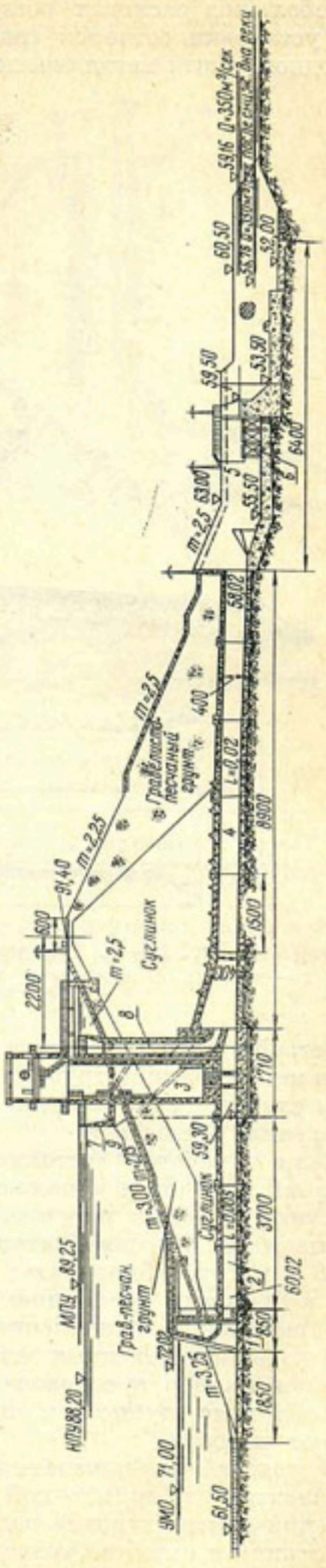


Рис. 21—8. Продольный разрез по совмещенному водовыпуску-водосбросу:
1 — входной оголовок водовыпуска; *2* — подводящая к башне труба; *3* — башня управления водовыпуском; *4* — безнапорная труба; *5* — водобойный колодец; *6* — регулятор в левый канал; *7* — водослив; *8* — вертикальная шахта; *9* — сборный лоток.

§ 21—3. ТУННЕЛЬНЫЙ ВОДОЗАБОР ИЗ ВОДОХРАНИЛИЩ

Туннельный водозабор устраивается при каменнонабросных, контрфорсных, нередко при гравитационных и арочных плотинах, когда уровень водохранилища срабатывается на значительную глубину. Залегание в крутых берегах твердых пород позволяет осуществить вывод воды туннелем, нередко используемым в начальной части как сброс в строительный период; сбросной туннель после окончания строительства отделяется от эксплуатационного туннеля бетонными пробками.

Водозабор состоит из горизонтальной или наклонной штольни с расширенным входом (воронкой). Для предупреждения захвата мусора и топляков скорость воды при входе в штольню уменьшают до 0,5—1,0 *м/сек* против 2—4 *м/сек* в штольне. Вход в воронку защищают решеткой с просветами в 2—5 *см*, а при наличии в потоке топляков — рядом стальных или железобетонных столбов.

Вблизи уреза нормального подпорного уровня проходят вертикальную шахту, доводя ее до штольни; в шахте располагают затворы, за которыми идет напорная деривация. При больших расходах штольню раз-

деляют на несколько секций, имеющих отдельные затворы (рис. 21—9); при небольших расходах общую штольню разделяют на секции только в месте установки затворов (рис. 21—10); далее деривация продолжается в виде одной общей металлической трубы или напорного туннеля.

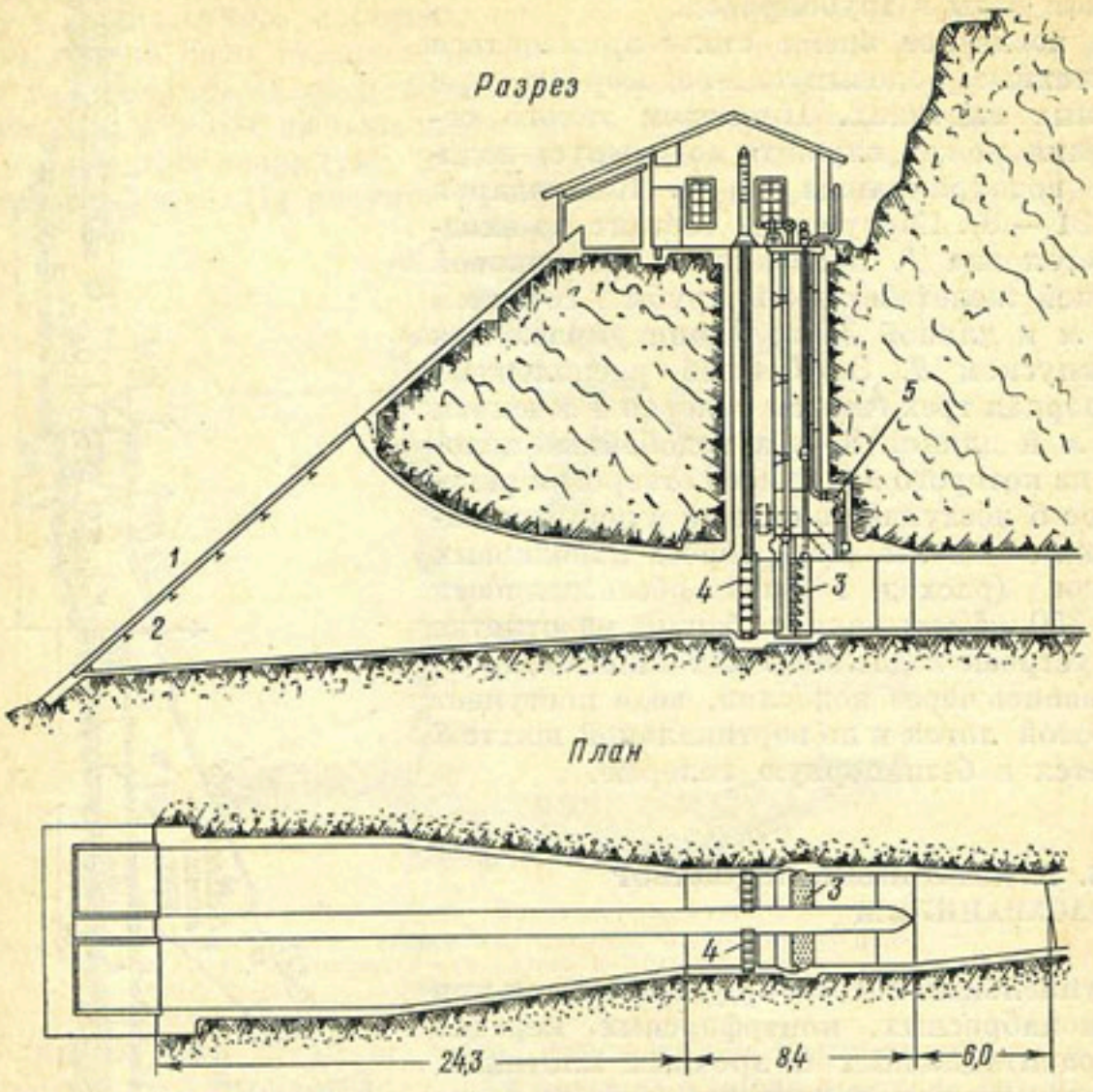


Рис. 21—9. Туннельный водозабор с расходом 17 *м*³/*сек*:
1 — решетка с просветами 3 см; *2* — входная воронка; *3* — рабочий затвор; *4* — ремонтный затвор; *5* — воздушная труба.

Затворы (задвижки, дроссели, игольчатые затворы и др.) устанавливают в металлической трубе, над которой помещается управление затворами; в этом случае шахта свободна от воды и служит для доступа к механизмам управления затворами.

Если в рабочем состоянии шахта заполняется водой, то управление затворами находится в помещении над шахтой. Для закрывания штольни применяют затворы: плоские, на колесах или роликах, сегментные, дроссельные и др. Плоские затворы при истечении из-под затвора и напорах 15—18 *м* могут вибрировать; для уменьшения вибрации их делают массивными и снабжают деривацию обводными небольшого диаметра трубами для предварительного наполнения ее водой.

В качестве временных затворов применяют шандоры (рис. 21—9); перед подъемом шандор пространство между ними и затвором заполняют водой через обводные трубы; при опущенных шандорах и затворах воду из шахты удаляют насосом.

В водозаборе, показанном на рисунке 21—10, применены шандоры, поставленные перед входной воронкой, пользование которыми возможно лишь при низшем уровне водохранилища. При небольших размерах входной воронки в качестве временных затворов применяются плоские колесные затворы, закрывающие воронку. Для этого по откосу, спрямленному или

обделанному по выпуклой кверху кривой, укладывают рельсы, по которым решетки можно поднять наверх и вместо них опустить колесные затворы. Механизмы для вкатывания решеток и затворов ставят в служебном помещении над шахтой (рис. 21—9).

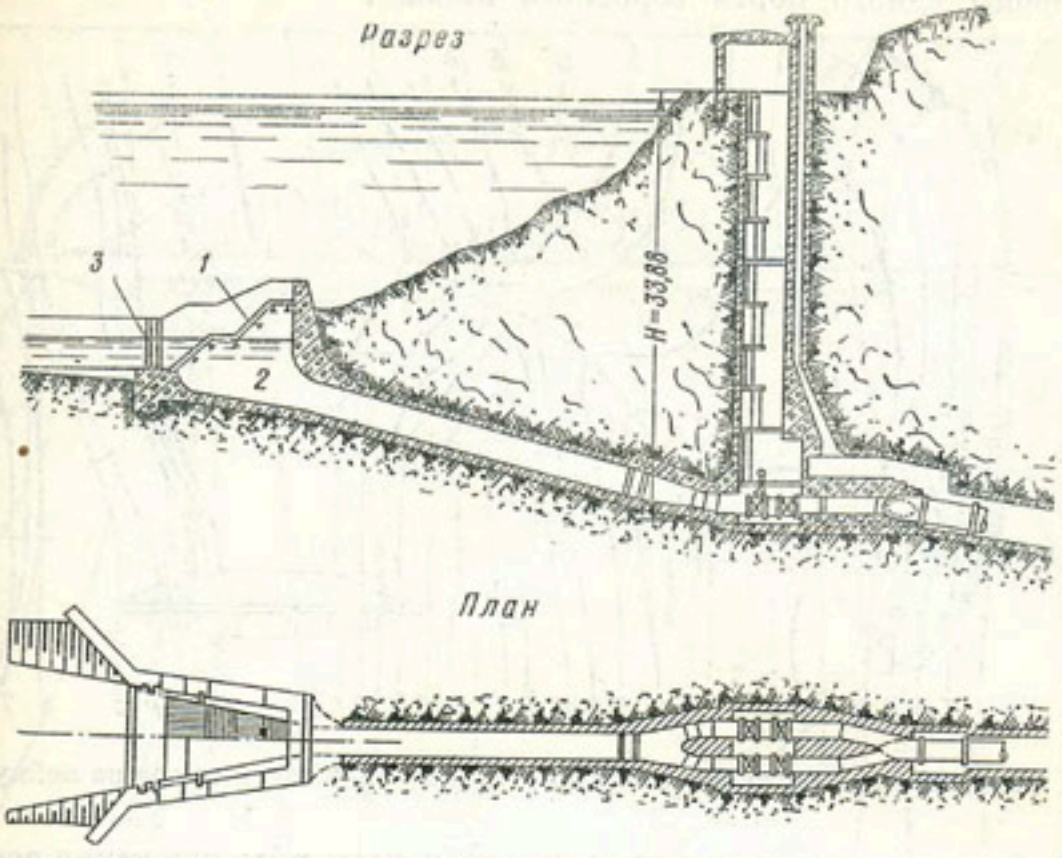


Рис. 21—10. Туннельный водозабор с расходом 8 $м^3/сек$:
1 — решетка; *2* — входная воронка; *3* — пазы для шандор.

При быстром закрытии основных затворов в деривации может образоваться вакуум; для предупреждения вакуума ставят трубу, сообщающую туннель с внешним воздухом.

Воздушную трубу выводят выше наибольшего уровня воды в водохранилище; диаметр ее 0,5—1,0 *м*; при диаметре 1,0 *м* трубу используют как лаз для осмотра деривации.

§ 21—4. ВОДОСБРОСНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Водосбросные сооружения можно разделить на две группы: водосливы и водоспуски. Через водосливы удаляются невмещающиеся в водохранилище паводковые воды, путем перелива при подъеме уровня выше порога водослива. Водоспуски закладывают в тальвеге долины или близ него, поэтому через них можно не только сбрасывать паводковые воды, но и опорожнять водохранилище.

Водосливы строят почти при всех водохранилищах, водоспуски — по мере необходимости; чаще всего их устраивают при малых и средних водохранилищах для спуска воды и очистки пруда или облова рыбы.

При постройке невысоких плотин (3—5 *м*) в развитой пойме нередко возможно устроить одну глухую земляную плотину, а в качестве водослива использовать одну или несколько седловин между протоками, через которые паводковые воды будут стекать в обход плотины (рис. 21—11). При близком расстоянии между плотиной и седловиной плечо плотины должно быть усиленно укреплено против размыва. Подобное решение возможно для суходольных плотин с перепуском паводковых вод через задернованную седловину в соседнюю долину. В степных районах при небольших размерах

паводковых расходов (15—20 $м^3/сек$) излишнюю воду можно сбросить в степь на лиманы.

Избыточный расход (сверх расхода на лиманное орошение) можно выпускать равномерно тонким слоем на задернованный пологий склон со стороны одного борта сбросного канала.

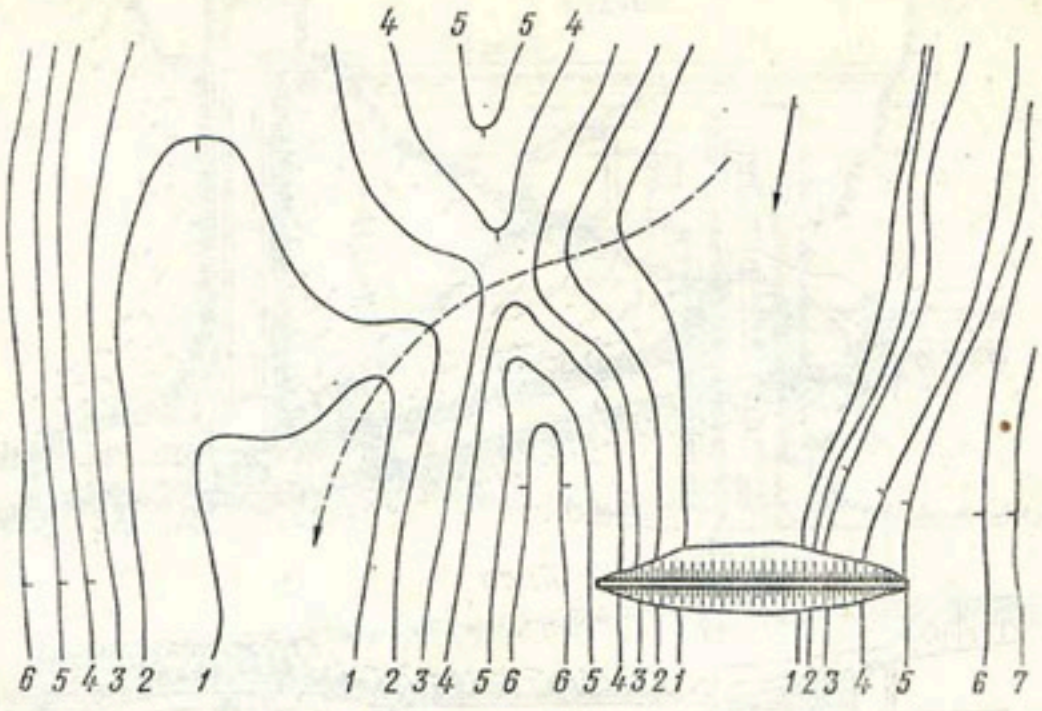


Рис. 21—11. Земляная плотина с выпуском паводковых вод на пойму.

В обоих рассмотренных случаях необходимо путь движения воды укреплять плетневыми заборами из свежего прорастающего хвороста, посадкой черенков, тальника.

Перелив через борт канала рассчитывают как свободное истечение через водослив с широким порогом с напором над порогом 0,10—0,15 *м*; в месте

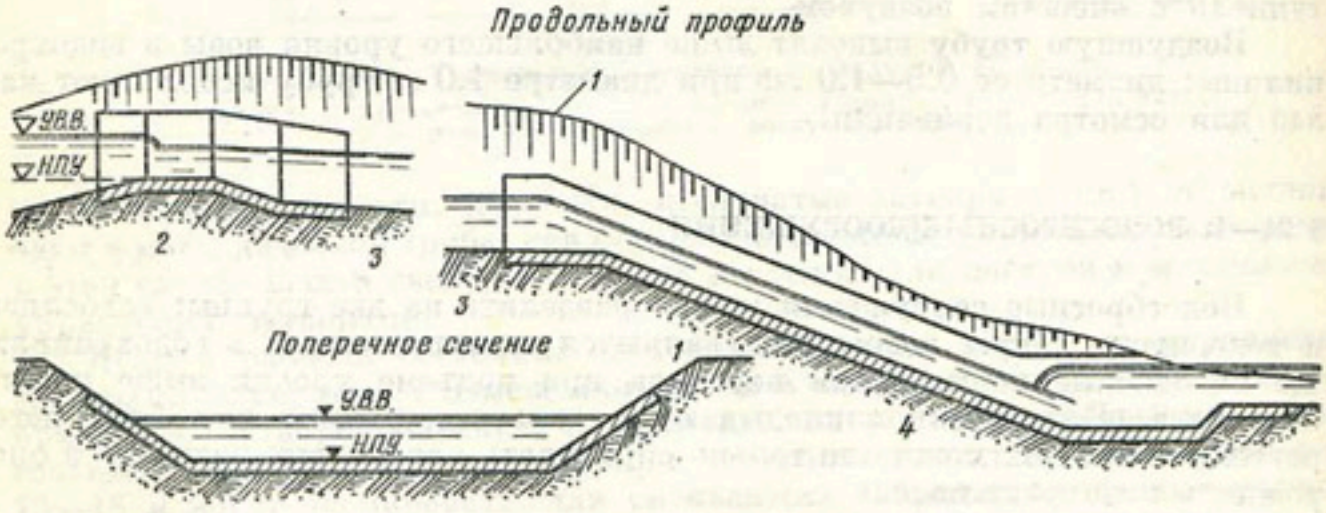


Рис. 21—12. Водосбросной земляной канал:
1 — поверхность земли; *2* — входная часть; *3* — земляной канал; *4* — быстроток.

излива воды канал в плане постепенно сужают для сохранения в нем постоянных скоростей (допускаемых для данного грунта); полезно с этой же целью уменьшать глубину в канале, т. е. постепенно поднимать его дно, придавая ему поперечные размеры, близкие к размерам сравнительно небольшого лиманного канала.

Допускаемую скорость по задернованной земле принимают около 1,0—1,3 *м/сек*, в зависимости от качества дернины, при коэффициенте шероховатости $n = 0{,}05 \div 0{,}06$.

Сброс небольших паводковых расходов производится через временные сооружения, ко времени износа которых возводят постоянные сооружения. Широкий вход временного сбросного сооружения (рис. 21—12) укрепляют местными материалами (мостовая из крупных камней, мостовая в плетневых

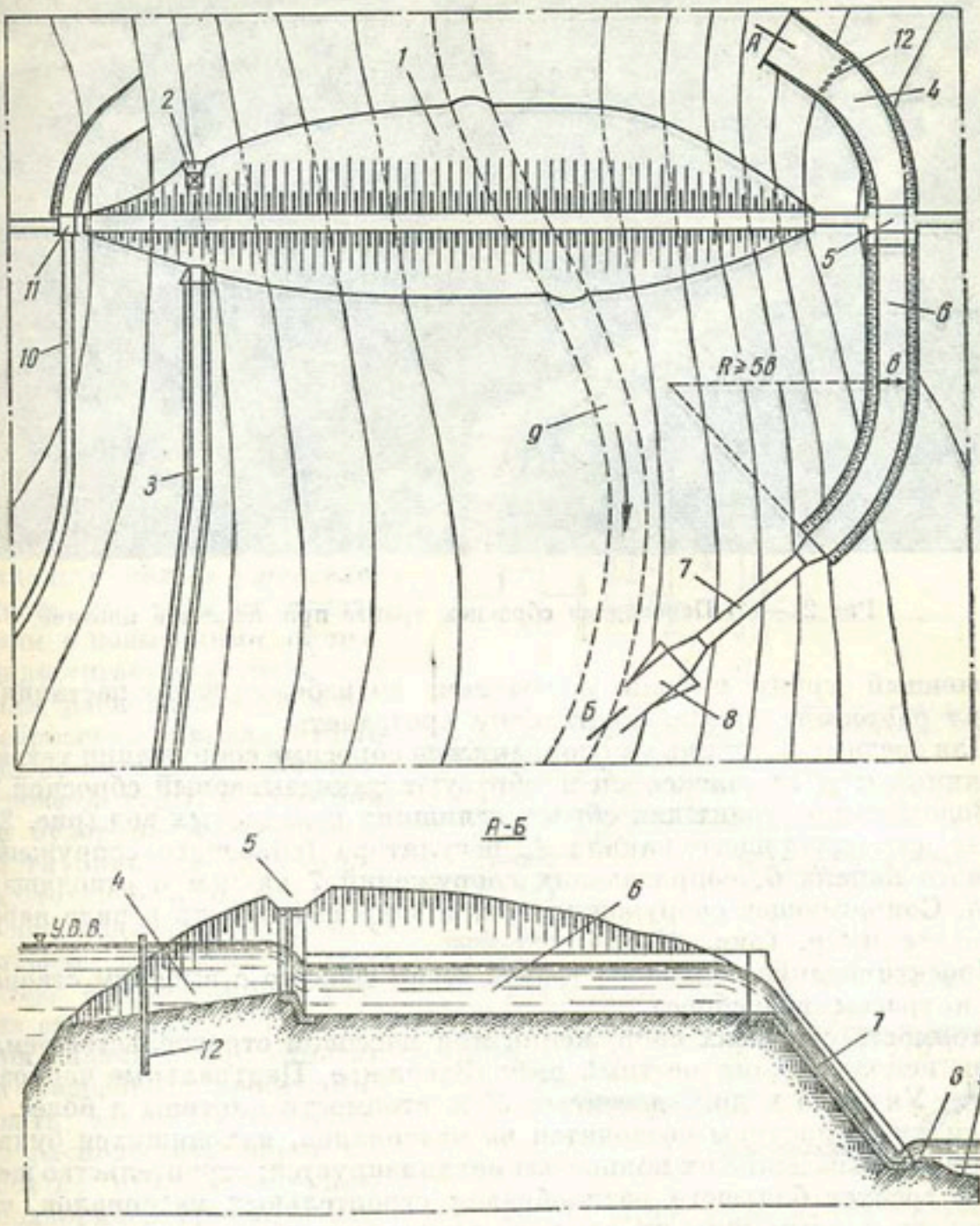


Рис. 21—13. Водосброс при земляной плотине:

1 — земляная плотина; *2* — водозаборное сооружение (башня); *3* — магистральный канал; *4* — подводящий канал; *5* — водосброс; *6* — сбросной канал; *7* — быстроток (перепад или другое сопрягающее сооружение); *8* — отводящий канал; *9* — тальвег; *10* — лиманный канал; *11* — регулятор лиманного канала; *12* — ледоудерживающие сваи.

клетках из прорастающего хвороста, дери в плетневых клетках, кирпич, фашины, камышовые маты, хворостяная выстилка).

Повышение паводкового уровня водохранилища над порогом входа принимают около 0,7—1,2 *м*. Порог входа длиной 2—3 *м* располагают на отметке нормального подпорного уровня, далее на 0,5—0,7 *м* ниже порога отрывают земляной канал, за которым следует быстроток, укрепленный местными материалами. Крепление порога и быстротока можно выполнить из асфальтобетона с заложением откосов 1 : 2 и уклоном дна быстротока 0,25—0,3; асфальтовое покрытие кладется на плотно втрамбованный

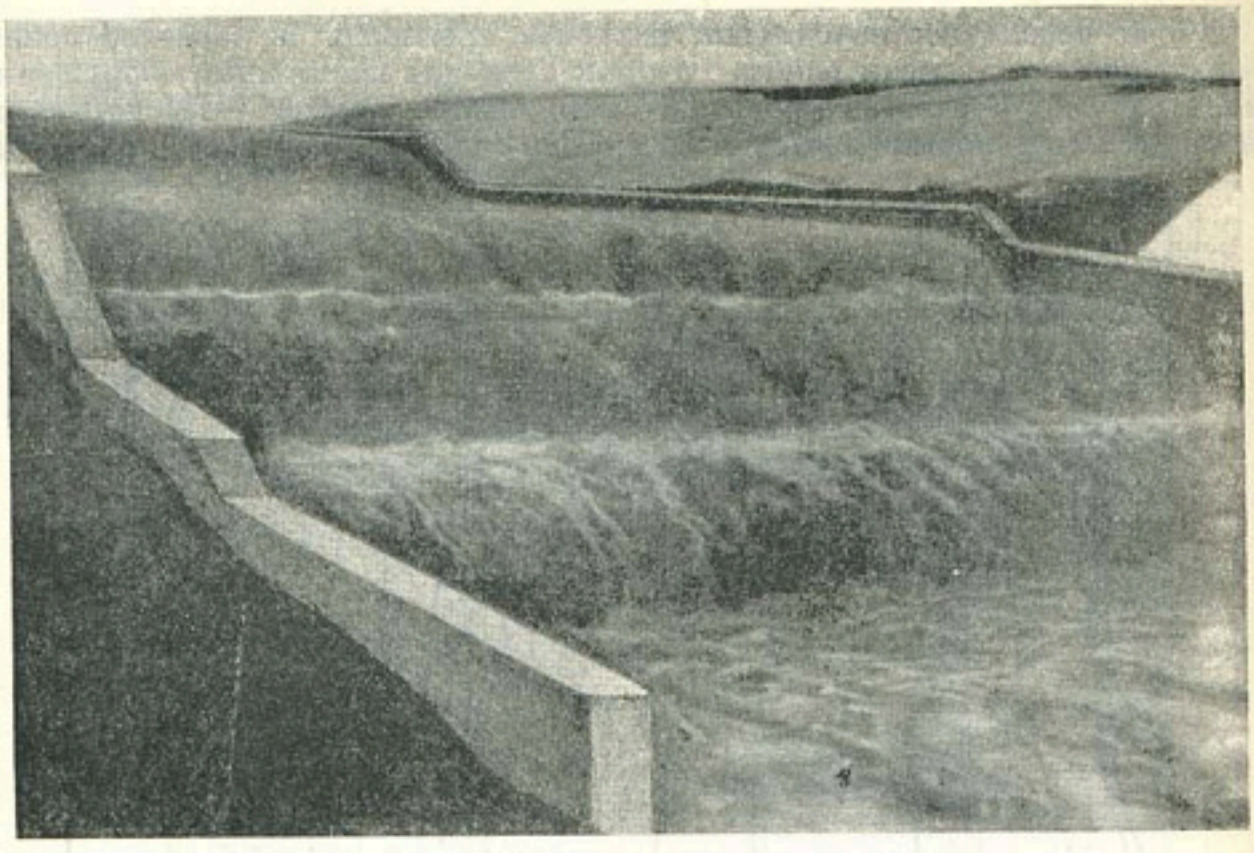


Рис 21—14. Перепад на сбросном тракте при земляной плотине.

в смоченный грунт щебень с гравием; во избежание прорастания через асфальт растений полезно подготовку протравить.

Для средних и крупных водохранилищ сбросные сооружения устраивают постоянными; в комплексе он и образуют такназываемый сбросной тракт.

Водосбросной тракт для сброса излишних паводковых вод (рис. 21—13) состоит из подводящего канала *4*, регулятора (сбросного сооружения) *5*, сбросного канала *6*, сопрягающих сооружений *7* на нем и отводящего канала *8*. Сопрягающее сооружение можно запроектировать в виде перепада, быстротока и др. (рис. 21—14).

Проектирование сбросного тракта тесно связано с выбором створа плотины и трассы водосброса.

Стоимость сбросных сооружений при массовом строительстве земляных плотин, использующих местный сток (Заволжье, Центральные черноземные области, Украина и др.), достигает 50% стоимости плотины и более.

Земляные плотины возводятся из материалов, находящихся буквально под ногами; возведение их полностью механизируется; строительство же водосбросов требует большего разнообразия строительных материалов, частью привозных; конструкция их сложнее земляных плотин.

Выбор створа плотины только из условий ее возведения без должного учета условий строительства водосброса может повести к усложнению конструкций и к значительному удорожанию строительства.

Указать заранее наиболее приемлемый в данных условиях тип сооружения не всегда возможно; для нахождения правильного решения следует составить несколько вариантов сооружений и сравнить их строительную стоимость, сроки выполнения и эксплуатационные качества.

При выборе конструкций сооружений решающим фактором не всегда будет только строительная стоимость: вполне возможно остановить выбор на том сооружении, которое хотя и будет стоить дороже, но для его возведения нужны, в основном, преимущественно местные строительные материалы и сравнительно малое количество привозных или дефицитных материалов.

На выбор типа сооружения влияют также заданные сроки его возведения, степень и система механизации строительных работ, позволяющей

с меньшей затратой рабочей силы и скорее построить сооружение и скорее ввести его в строй. Эксплуатационные качества имеют большое значение в выборе типа сооружения и могут заставить остановить выбор на более дорогом по строительной стоимости, но более удобном, дешевом в эксплуатации и быстрее возводимом.

Выбор трассы сброса. Выемка грунта верхнего участка трассы используется для насыпи плотины.

Для удобства эксплуатации водосбросных каналов (очистки от снега или устройства пионерной траншеи и др.) на их откосах делают бермы; трассировка сбросного тракта в неглубоких выемках облегчает борьбу со снежными заносами.

Врезка низового участка трассы в глубокую выемку нежелательна из-за дальности возки грунта на плотину (к тому же вверх) и из-за малой пригодности низинных грунтов для насыпи.

Прокладывая по гребню проезжую дорогу, необходимо предусмотреть мост через сбросной канал; с целью удешевления моста его следует делать коротким с невысокими опорами, что достигается устройством перепада, располагаемого в начале сбросного канала. Если запроектировать водосброс так, что уровень воды в сбросном канале будет не выше критической глубины на пороге перепада, то водосброс будет работать без подтопления, т. е. с наибольшей пропускной способностью при заданной глубине на его пороге.

При назначении отметки порога водосброса необходимо учитывать также следующее. Можно расположить порог водосброса на отметке нормального подпорного уровня и устроить водосброс без затворов, работающий автоматически при повышении уровня воды. Но тогда ширина водосброса получилась бы очень большой, а сам водосброс — дорогим (очень длинный мост, дорогостоящий переход от широкого отверстия к узкому сбросному каналу). Поэтому от такого решения отказываются и переходят к водосбросу с пролетами, закрываемыми затворами, т. е. к водосбросу, у которого отметка порога будет ниже нормального уровня воды в водохранилище (рис. 21—15).

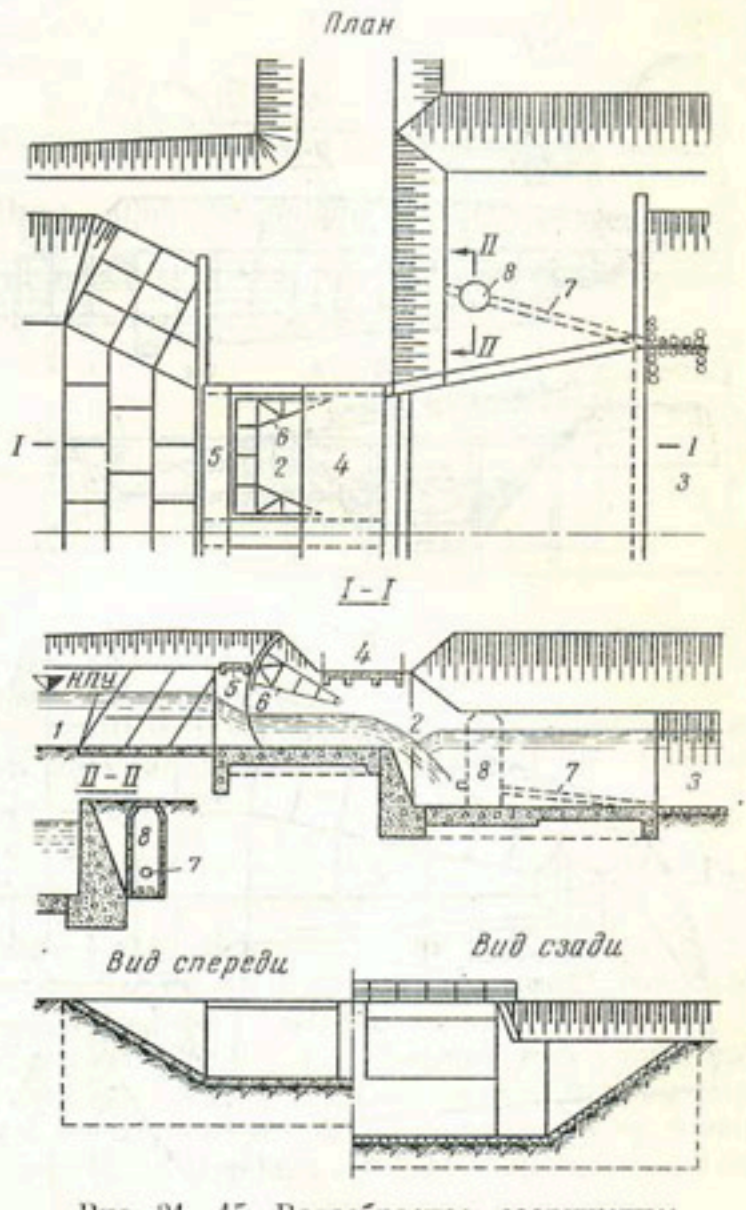


Рис. 21—15. Водосбросное сооружение:
1 — подводящий канал; *2* — водосброс; *3* — сбросной канал; *4* — проезжий мост; *5* — служебный мост; *6* — сегментный затвор; *7* — дрена; *8* — смотровой колодец.

Высота затворов более 2—4 *м* применяется сравнительно редко из-за утечек в пазах по контуру затвора, из-за увеличения подъемного усилия и необходимости ставить дорогие подъемники, к тому же редко работающие. Большая высота затвора получается при больших сбросных расходах.

Нормальный подпертый уровень водохранилища поддерживается на отметке верха затвора либо на 20—30 *см* ниже; так как высота затворов принимается около 2—4 *м*, то объем сливной призмы получается большим, вследствие чего при пропуске паводка уровень воды либо совпадает с нормальным подпертым уровнем, либо незначительно повышается над ним — около 0,5 *м*.

В целях лучшего использования выемки сбросного тракта как карьера для плотины канал устраивают с большим наполнением; для этого отметку дна сбросного канала понижают против отметки дна порога водосброса на 2—4 *м*, и паводковый уровень в канале назначают примерно на высоте $h_{кр}$ (или несколько ниже), устанавливающейся на пороге водосброса. В таких случаях водосброс пропускает воду в условиях свободного истечения, т. е. имеет наибольшую пропускную способность и, следовательно, наименьшие размеры; кроме того, прыжка за водосбросом при установившемся режиме большей частью не образуется. Если гидравлическим расчетом устанавливается возможность появления прыжка в сбросном канале, то, учитывая это обстоятельство, устраивают небольшой (0,7—1,0 *м*) водобойный колодец. При коротких сбросных каналах (150—250 *м*) вместо водобойного колодца устраивают при входе в сопрягающее сооружение порог высотой 0,5—0,7 *м*. Для спуска воды из сбросного канала, после закрытия затворами отверстий водосброса, в пороге сопрягающего сооружения устраивают отверстия.

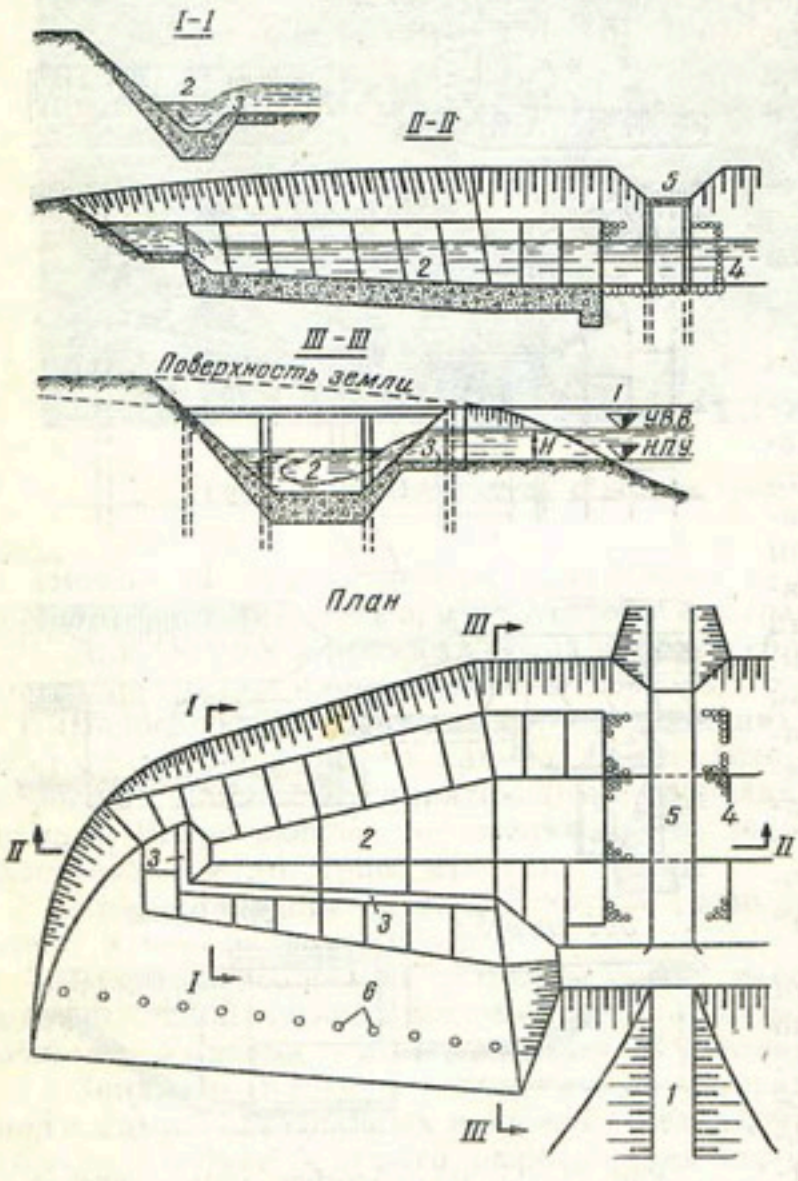


Рис. 21—16. Траншейный водосброс:
1 — плотина; *2* — траншея; *3* — водослив; *4* — сбросной канал; *5* — мост; *6* — ледоудерживающие сваи.

Водоспуск можно построить по типу башни (рис. 21—4), в которой донное отверстие закрывается колесным или другим затвором.

Значительные преимущества для эксплуатации представляют автоматические сбросные сооружения, к которым относятся траншейные сбросы, напорные трубопроводы с ковшовым входом, сифоны, шахты.

Траншейные сбросы. Использование водослива для автоматического сброса воды связано со значительным развитием фронта водослива, иначе, при узких входах в водослив, будет очень большое повышение паводкового уровня, что повлечет большие запасы в высоте сооружений. При широких входах в водослив получается большая и дорогая переходная часть к быстротоку. Однако если водослив расположить на берегу, в направлении, поперечном к оси плотины, то многие трудности отпадут и конструкция сброса упростится и удешевится.

Подобное решение просто выполняется при скальных берегах, но оно возможно и для мягких, сыпучих грунтов [1]; при этом стоимость сооружения возрастает за счет крепления водослива и переходного участка (траншеи) к каналу.

Траншейный сброс (рис. 21—16) является разновидностью открытых водосбросов и состоит из бокового водослива-траншеи с порогом на отметке нормального подпорного уровня, сборной траншеи, сбросного канала, далее сопрягающего сооружения и за ним отводящего канала. Вода, сливаясь с водослива в траншею, меняет направление своего движения примерно на 90°, образуя винтовой поток в траншее. При крутом рельефе местности быстроток может непосредственно примыкать к траншее, т. е. необходимость устройства сбросного канала отпадает.

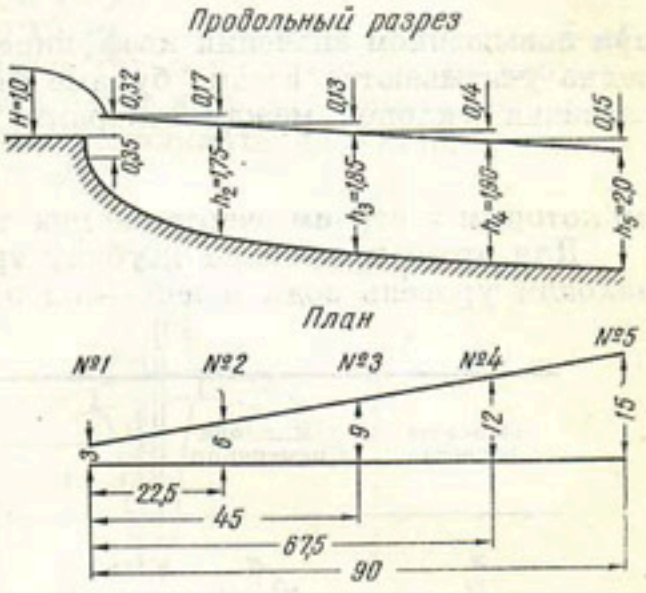


Рис. 21—17. Расчетная схема траншеи.

Вследствие сложности движения воды в траншее имеются лишь приближенные расчеты траншейного сброса; в этих расчетах до некоторой степени произвольно подбирают элементы живого сечения траншеи.

Можно предложить следующий простой способ расчета траншеи, пользуясь которым предварительно устанавливают ее размеры; в дальнейшем их можно уточнить с учетом движения с переменной массой. Установив из экономических и эксплуатационных условий величину подъема паводкового уровня H над нормальным подпорным уровнем водохранилища, длину водослива L находят из уравнений истечения через свободный или затопленный водослив:

$$L = \frac{Q}{m\sqrt{2g}\,H^{3/2}} \text{ или } L = \frac{Q}{\varphi h\sqrt{2gz}}. \qquad (21—1)$$

Свободное истечение принимают для бетонного или каменного водослива и траншеи, в которых допустимы большие скорости; когда водослив и траншея земляные, возможно затопленное истечение.

Гидравлический расчет траншеи заключается в поверке и в уточнении выбранных ее размеров; вначале устанавливают ширину водослива по формуле (21—1), выбрав соответствующее H, затем намечают размеры траншеи, исходя из допускаемой скорости течения. Скорость течения в траншее близка к величине, определяемой формулой:

$$v = \varphi\sqrt{2gz}, \qquad (21—2)$$

где z — разность уровней в водохранилище и в рассматриваемом створе траншеи.

Порядок расчета рассмотрим на следующем примере.

Задан сбросной расход $Q = 150$ *м*³/*сек*, превышение УВВ над НПУ $H = 1$ *м*. При $m = 0{,}36$ или $m\sqrt{2g} = 1{,}6$ находим $b = 94$ *м*; из них 4 *м* принимаем в торце и 90 *м* — вдоль траншеи. Для простоты расчета примем поперечные сечения бетонной траншеи прямоугольной формы следующих размеров (табл. 21—1): ширина b линейно изменяется от 3 до 15 *м*, скорости v — от 3 до 5 *м*/*сек* (рис. 21—17).

[1] С. Соколовский. Проектирование водослива траншейного типа в легко размываемых грунтах. УкрНИИГиМ, Одесса, 1940; С. И. Агасиева. Боковые водосливы и траншейные водосбросы. Госстройиздат, М., 1956.

Определим гидравлические элементы в пяти створах траншеи, отстоящих друг от друга на 22,5 *м*. Удельные расходы на водосливе постоянны и равны 1,6 *м/сек*; расход через торец траншеи будет равен $4 \times 1{,}6 \cong \cong 6{,}0$ *м³/сек*, во втором створе $6 + 22{,}5 \times 1{,}6 = 42$ *м³/сек* и т. д.

Назначим скорости течения в траншее, изменяющимися от 3 до 5 *м/сек*. Зная расходы скорости и ширины в каждом створе, находим глубины воды h; по ним определяем гидравлические радиусы и гидравлические уклоны (для каждого створа)

$$i = \left(\frac{v}{C\sqrt{R}}\right)^2 = \left(\frac{vn}{R^{2/3}}\right)^2 \qquad (21—3)$$

при повышенном значении коэффициента шероховатости $n = 0{,}02$, чем косвенно учитываются весьма бурные формы потока траншеи. Найдя средние значения уклонов между створами, определяем потери h_w между ними:

$$h_w = li_{ср}, \qquad (21—4)$$

по которым и строим очертание дна траншеи.

Для этого принимаем глубину траншеи в створе № 1, равной 0,35 *м*, находим уровень воды в ней — он отстоит от порога водослива на 0,32 *м*

Таблица 21–1

Элементы расчета	Единица измерения	Номер створа				
		1	2	3	4	5
x	*м*	0	22,5	45,0	67,5	90
Q	*м³/сек*	6	42	78	114	150
v	*м/сек*	3	4	4,7	5	5
b	*м*	3	6	9	12	15
h	*м*	0,67	1,75	1,85	1,90	2,0
i	%	9,7	5,3	5,9	6,1	7,4
$i_{ср}$	%	7,5	5,6	6,0	6,7	
h_w	*м*	0,17	0,13	0,14	0,15	

(0,67 — 0,35 = 0,32); далее, от этого уровня откладываем потери (0,17 *м*) и получаем уровень в створе № 2, где, построив h_2, находим точку дна и т. д.

Плавное очертание дна и поверхности воды траншеи, а также соответствие принятых скоростей в створах их значениям, полученным по формуле (21—2), указывают на приемлемость назначенных размеров траншеи; например, в створе № 5:

$$z_5 = H + \Sigma h_w - 0{,}32 = 1{,}27 \text{ м};$$

$$v_5 = 0{,}97 \cdot 4{,}43\sqrt{1{,}27} = 4{,}85 \cong 5 \text{ м/сек}.$$

Ковшовый водосброс. Условия его работы те же, что и траншейного водосброса; развитие кромки водослива (рис. 21—18, *а*) достигается устройством ковша, в который с трех сторон сливается вода. Водослив устраивают по типу тонкой стенки, чем обеспечивается больший коэффициент расхода ($m = 0{,}42$ против 0,365 для донного порога), а следовательно, более короткая длина водослива. Возможно устройство водослива и по типу донного порога, т. е. без возвышения над дном канала, но тогда потребуется больше заглубить вход в напорные трубы; дальнейший отвод воды возможен по напорным трубам или по быстротоку. При отводе по трубам необходима защита их от попадания льда (см. выше).

Для обеспечения спокойной, без срывов, работы напорного трубопровода вход в него делают плавно расширяющимся с превышением уровня в ковше над входом в трубы на два скоростных напора от входной скорости.

Водослив рассчитывают по-предыдущему, трубы при истечении воды под уровень — по формуле:

$$Q = \mu\omega\sqrt{2qz_0}, \qquad (21—5)$$

где ω — живое сечение труб;

μ — коэффициент расхода, определяемый по сумме величин коэффициентов местных потерь ζ трубы (на вход, на повороты, на выход и на трение);

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\Sigma\zeta}}; \qquad (21—6)$$

z — разность уровней в ковше и за трубами.

Для экономии необходимо прокладывать трубы по кратчайшему направлению к тальвегу (рис. 21—18), для чего следует их поворачивать непосредственно за входом, а далее прямолинейно укладывать до тальвега звенья

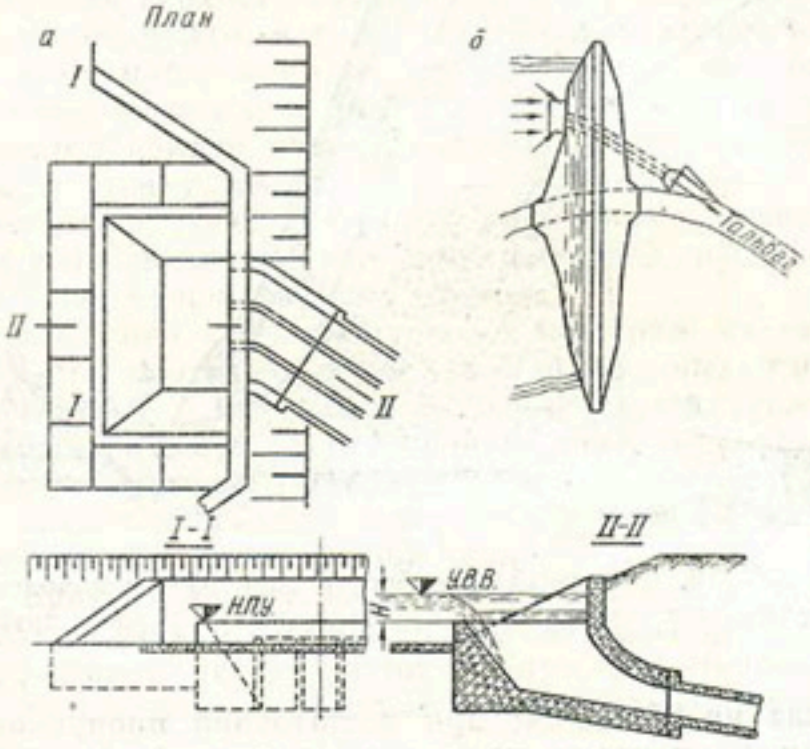


Рис. 21—18. Ковшовый водосброс.

труб (асбестоцементных или железобетонных). В конце труб ставят успокоитель (водобойный колодец, воронка с пирсами или другая конструкция)[1].

Сифонные водосбросы или, кратко, сифоны, относятся к трубчатым сбросам, ось которых в вертикальной плоскости имеет криволинейное очертание, возвышаясь в средней части над уровнем верхнего бьефа, вследствие чего в них во время работы образуется вакуум. Сифоны устраивают из железобетона, реже из металла [2].

Передняя часть трубы сифона (так называемый козырек) опускается под уровень верхнего бьефа на 0,7—1,0 *м* и имеет расширенный вход с целью предупреждения захвата работающим сифоном воздуха и плавника. Для предупреждения захвата льда козырек опускается на 2—3 *м* при значительно уменьшенных скоростях входа в сифон. На рисунке 21—19 представлен один из построенных в СССР сифонов.

В козырьке или в раздельных стенках между трубами сифонов на уровне водослива делают так называемые воздушные отверстия. Нормальный подпорный уровень воды перед сифоном стоит на отметке его водослива (или

[1] И. А. Стефанов, Д. М. Гусев. Трубчатые паводковые водосбросы из асбестоцементных труб. «Гидротехника и мелиорация» № 10, 1955.

[2] Т. В. Иванова и А. С. Казимирович. Сифонные водосбросы. Энергоиздат, М.—Л., 1935; В. И. Туманян. Гидравлика сифонных водосбросов. Энергоиздат, М.—Л., 1949.

ниже); при поднятии уровня выше водослива вода начинает скатываться по водосливу, заполняет за сифоном водобойный колодец и тем самым разобщает полость сифона с наружным воздухом снизу. Сверху поднявшийся уровень воды закрывает воздушные отверстия и разобщает полость сифона с наружным воздухом сверху. Вода, сливаясь через водослив, захватывает воздух; вследствие разрежения расход увеличивается.

Постепенно нарастающий вакуум в сифоне может достигнуть величины (в метрах водяного столба) высоты трубы сифона над водосливом, что вызовет внезапное включение (зарядку) сифона в работу полным сечением. Включение сифона происходит при поднятии уровня верхнего бьефа над отметкой

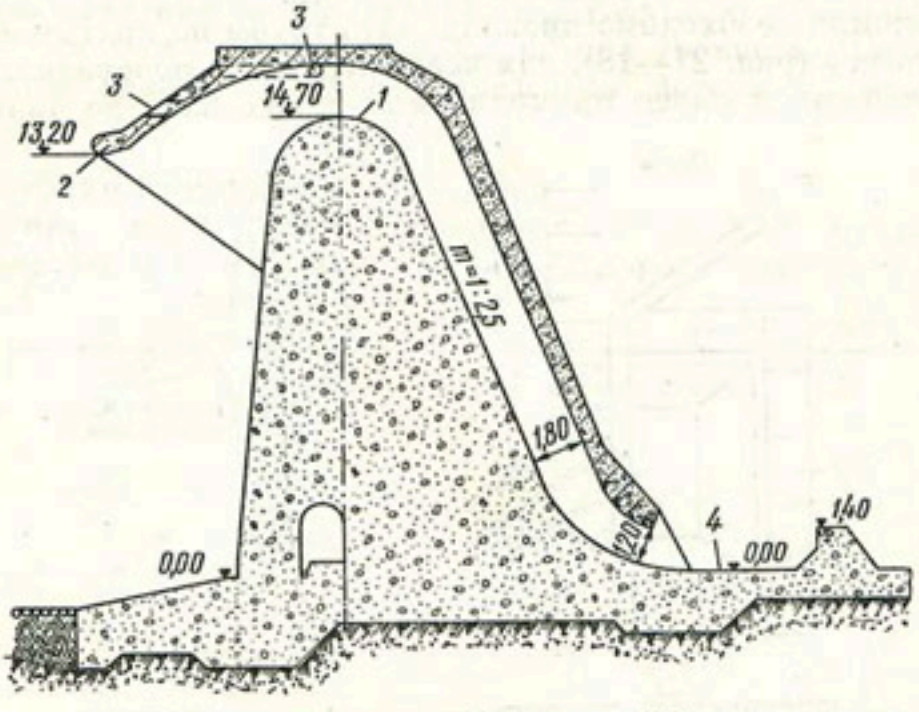


Рис. 21—19. Сифонный водосброс с водобойным колодцем:
1 — водослив сифона; *2* — козырек; *3* — воздушная трубка диаметром 300 *мм*; *4* — водобойный колодец.

гребня водослива на 10—20 *см*; при достаточной пропускной способности сифона дальнейшего подъема уровня в верхнем бьефе не происходит.

По мере сработки сифоном уровня верхнего бьефа могут обнажиться воздушные отверстия в козырьке, что вызовет разрядку сифона, т. е. прекращение его работы. Обращаясь к характеристике сифонов, можно указать следующие их положительные стороны.

1. Сифоны обладают большой пропускной способностью; расход сифона определяется формулой:

$$Q = \mu\omega\sqrt{2gH}, \qquad (21—7)$$

где μ — коэффициент расхода, равный 0,65—0,85;

ω — площадь выходного сечения;

H — разность уровней воды перед входом и у выхода из сифона.

Вследствие больших H расход, пропускаемый сифоном, велик при сравнительно небольших размерах сооружения.

2. Несмотря на большие расходы, сифоны работают со скоростями, не превосходящими допускаемых.

3. Сброс воды сифоном производится автоматически, с фиксацией отметки уровня верхнего бьефа с точностью 10—20 *см*.

4. Сифоны не имеют подвижных частей (затворов), но тем не менее регулирование расходов возможно без постановки затворов.

5. Эксплуатация сифонов, вследствие автоматичности их работы, проста; некоторые осложнения могут встретиться зимой из-за замерзания воды над козырьком, в воздушных отверстиях (или трубах) сифона и в колодце за сифоном.

Из недостатков сифонов, кроме осложнений в работе зимой, следует отметить относительную сложность конструкции, ее закрытые формы, затрудняющие осмотр, возможность разъедания бетона из-за вакуума за резкими поворотами струи.

Ввиду того, что сифоны обладают большой пропускной способностью, постановка одного сифона, сбрасывающего большой расход, не рекомендуется, так как иначе в нижнем бьефе возникает высокая паводочная волна, и поэтому появится необходимость в сильных и дорогих конструкциях гасителей энергии.

Лучше вместо одного мощного сифона ставить несколько меньших, т. е. устраивать так называемую батарею сифонов, у которых отметки верха водосливов разнятся на 5—10 *см*, вследствие чего сифоны включаются в работу постепенно: сначала включается сифон с наиболее низкой отметкой водослива (совпадающей с отметкой нормального подпорного уровня); далее при поднятии уровня верхнего бьефа включается сифон, отметка водослива которого выше предыдущего, и т. д. Выключение сифонов из работы происходит в обратном порядке. Сконструированные так батареи сифонов обеспечивают постепенное нарастание и спад паводка в нижнем бьефе.

Для облегчения зимней работы сифонов делают водобойный колодец, ставя водобойную стенку, снабженную у дна отверстиями, через которые водобойный колодец освобождается от воды после прекращения работы сифона; иногда водобойный колодец заменяют иной, рассматриваемой ниже конструкцией, ускоряющей зарядку сифона.

Область применения сифонных сбросов обширна; их строят в качестве мощных сбросов при плотинах, в том числе и земляных, где их применение может дать значительную экономию по сравнению с другими типами сбросных сооружений; в качестве регуляторов уровней верхнего бьефа при плотинах и при сооружениях на мелиоративной сети; в качестве сбросов на сети и в напорных бассейнах гидростанции; в качестве выпусков (постоянных и мелких переносных) в оросительной сети.

Одной из причин, тормозящей применение сифонов в производстве, является ложная боязнь толчков при включении и выключении сифонов из работы. В правильно рассчитанном и запроектированном сифоне указанные толчки слабы, и они не могут служить препятствием к внедрению сифонов в производство.

Учитывая работу сифонов с вакуумом и внезапность включения и выключения, рассчитывают конструкцию сифонов в статическом отношении условно на полный (10 *м*) вакуум.

Поперечному сечению железобетонных сифонов придают прямоугольную форму с такими минимальными размерами, при которых возможно производить осмотр и ремонт конструкции изнутри.

Для обеспечения и ускорения включения сифонов в работу применяют следующие конструкции: водобойный колодец, водную пленку, вспомогательные сифоны, изгибы сифонов, автоматические поплавки. Водобойный колодец, помимо гашения энергии в нижнем бьефе, предназначается для разобщения полости сифона от внешнего воздуха, поэтому верх водобоя располагают на уровне верха выходного сечения сифона или несколько выше.

Разобщение полости сифона от внешнего воздуха достигается устройством трамплина (неподвижного или поворотного носика) в самом сифоне (рис. 21—20, *а*); переливающаяся через водослив в начале подъема уровня верхнего бьефа вода направляется носиком до соприкосновения струйки с противоположной стенкой сифона. Расчет движения струйки ведут по формуле:

$$y = \frac{g}{2}\left(\frac{x}{v\cos\alpha}\right)^2 + x\operatorname{tg}\alpha, \qquad (21—8)$$

где α — угол между горизонталью и касательной к концу носика;

v — скорость схода с носика.

Система координат указана на рисунке 21—20.

Водную пленку можно получить также путем устройства второго водослива (рис. 21—20, *б*), сообщающегося воздушной трубкой с верхним бьефом. Обе эти конструкции повышают местные потери и несколько снижают коэффициент расхода сброса.

Водная пленка противодействует прорыву через нее воздуха, она должна быть не тоньше 4—5 *см*. Отметку оси выходного сечения при устройстве

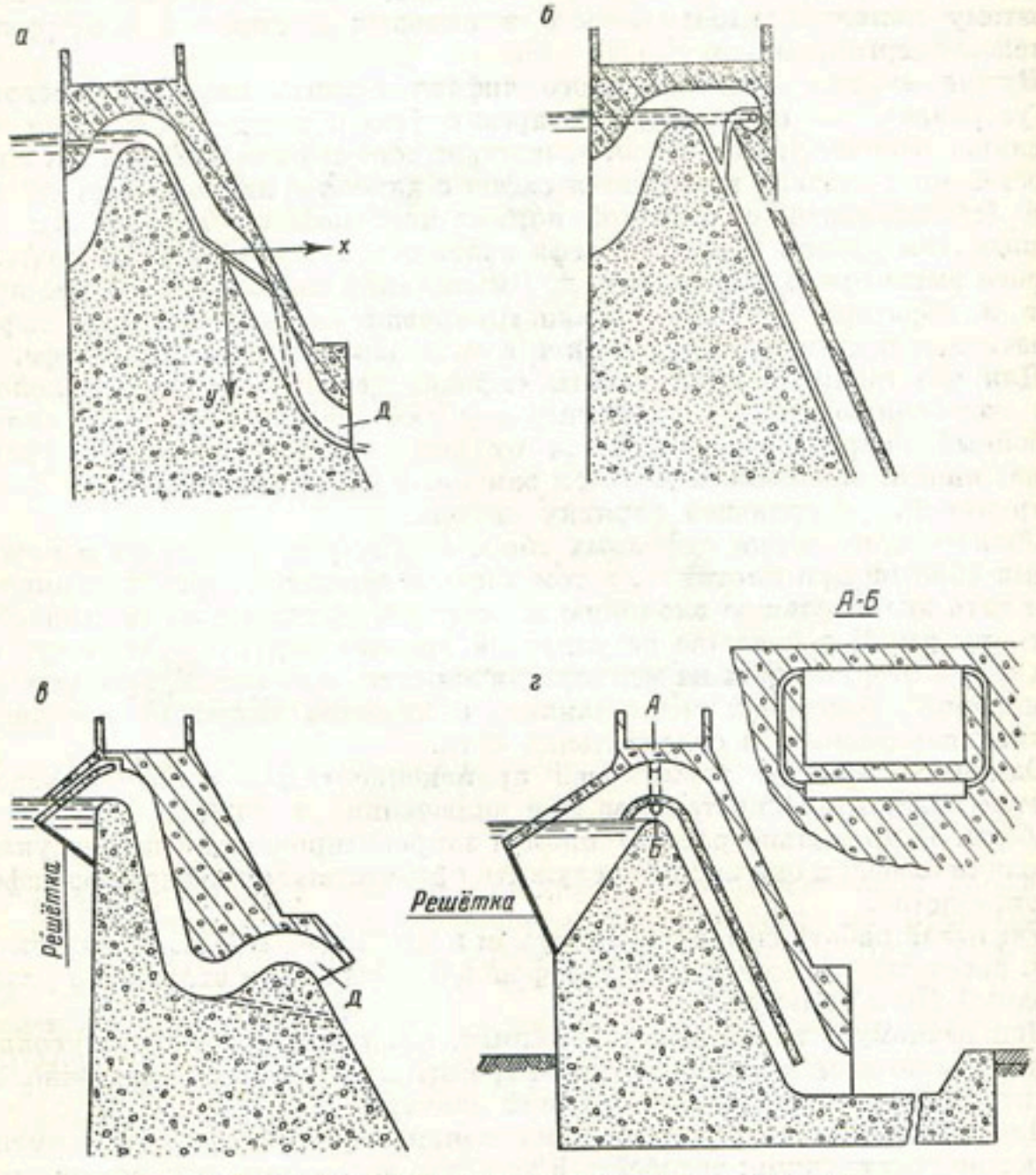


Рис. 21—20. Конструкция включателей сифонов.

носика или изгиба трубы сифона (рис. 21—20, *а* и *в*) выбирают такой, чтобы в сифоне не развивались скорости более допускаемых.

Изгибы трубы сифона выполняют роль колодца — изолятора от воздуха; в нижней точке изгиба ставят сливную трубку (рис. 21—20, *в*).

Вспомогательные сифоны устраивают рядом с рабочим сифоном или под ним; в обоих случаях верхние части полостей над водосливом соединяют воздушными трубками (рис. 21—20, *г*).

При небольшом поднятии уровня верхнего бьефа вспомогательный сифон быстро включается и через соединительные трубки разрежает давление в полости рабочего сифона, после чего последний также включается в работу.

Для ускорения разрежения давления в сифонах на их водосливах иногда устраивают разного рода зубцы, рассеивающие струю и тем способствующие большему захвату ею воздуха; такие зубцы заметно снижают

коэффициент расхода сифона. Гидравлическим расчетом определяют размеры и форму сифона для пропуска заданного расхода со скоростями и вакуумом, не больше допускаемых. Наметив предварительно очертание сифона, расчет ведут по уравнению Бернулли:

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{H}{\Sigma\xi}, \qquad (21—9)$$

где v — выходная скорость в сифоне;

$\Sigma\xi$ — при выпуске воды под уровень (рис. 21—20) представляет сумму коэффициентов местных потерь: на вход (0,1—0,2), на закругления, на трение и на выход, отнесенных к выходному сечению; если сечения сифона различны по его длине, например, если на закруглении $\omega_{зак} \neq \omega_{вых}$, то коэффициент местных потерь на закруглении будет равен:

$$\xi_{зак} = \xi\left(\frac{\omega_{вых}}{\omega_{зак}}\right)^2. \qquad (21—10)$$

При выпуске воды не под уровень, а в атмосферу, выходную скорость находим по уравнению:

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{H}{1+\Sigma\xi}. \qquad (21—11)$$

По найденным скоростям уточняют очертание и число сифонов; если окажется, что при больших H скорости в сифоне превосходят заданные, то либо поднимают выходное отверстие выше уровня нижнего бьефа (т. е. уменьшают H), либо, оставляя прежнее H, увеличивают размеры трубы сифона и уменьшают выходное сечение, ставят здесь специальную облицовку или металлический патрубок. Вакуум в сифоне не допускают бóльшим, чем 8—8,5 *м вод. ст.*, находя его из уравнения (рис. 21—21):

$$H + p_a = y + p + \frac{v^2}{2g}(1+\Sigma\xi), \qquad (21—12)$$

откуда:

$$vac = p_a - p = y + \frac{v^2}{2g}(1+\Sigma\xi) - H. \qquad (21—13)$$

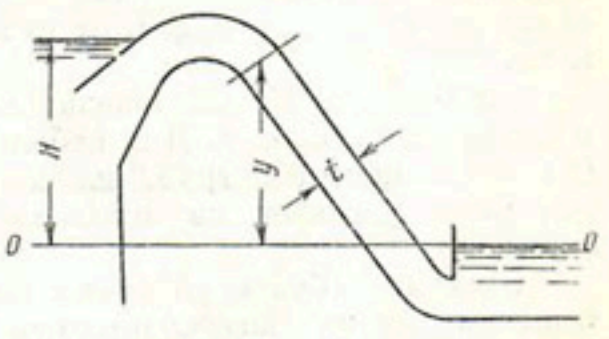


Рис. 21—21. Расчетная схема сифона.

Следовательно, для уменьшения вакуума полезно уменьшить местные потери в зоне вакуума (плавным очертанием поворотов сифона, уменьшением скоростей), компенсируя это уменьшение увеличением потерь на выходном участке. Вакуум, найденный по формуле (21—13), относится к оси сифона: при плавном очертании водослива вакуум меньше по верхней кромке сифона и больше — по нижней кромке, что объясняется результатом действия центробежной силы на поворотах трубы.

Учет влияния центробежной силы ведется следующим образом [1]. Выделяем 1 *пог. м* ширины и длины (считая по осевой линии) сифона, имеющего высоту t; находим радиальную составляющую веса выделенного отсека $\gamma_0 t \cos\alpha$ и центробежную силу $\frac{\gamma_0 t}{g} \cdot \frac{v^2}{r}$, где v — средняя скорость; r — радиус осевой линии сифона; α — угол между вертикалью и радиусом, проходящим по середине отсека; γ_0 — удельный вес воды.

Геометрическая разность этих сил в случае противоположного их направления должна уравновешиваться разностью Δp пьезометрических давле-

[1] О. В. Вяземский. К вопросу о проектировании и модельных исследованиях сифонных водосливов. «Гидротехническое строительство» № 1, 1938.

ний на внутреннем и внешнем контурах галереи:

$$\Delta p = \frac{\gamma_0 t}{g} \cdot \frac{v^2}{r} - \gamma_0 t \cos \alpha. \qquad (21—14)$$

Называя через δ_1 недостаточное давление относительно осевого и через δ_2— избыточное, примем следующие соотношения:

$$\delta_1 + \delta_2 = \Delta p; \qquad (21—15)$$

$$\frac{\delta_1}{\delta_2} = \frac{r_2}{r_1}, \qquad (21—16)$$

где r_2 и r_1 — радиусы соответственно внешнего и внутреннего очертания галереи.

Окончательно получим:

$$p_1 = p_0 - \delta_1; \qquad (21—17)$$

$$p_2 = p_0 + \delta_2, \qquad (21—18)$$

где p_0— осевое давление в потоке, находимое из уравнения Бернулли.

Опыты [1] указали на значительное снижение коэффициента расхода сифона в зависимости от количества захватываемого им воздуха. При достаточном заглублении козырька сифона относительно гребня водослива можно путем пуска воздуха через вентиль с распылителем в верхнюю часть сифона регулировать расход, уменьшая его в 3—4 раза по сравнению с наибольшим расходом. Воздушные отверстия имеют площадь $\sim 2\%$ от поперечного сечения сифона над водосливом; отверстия вертикальные или наклонные (в козырьке), постепенно закрываемые водой при поднятии уровня верхнего бьефа и медленно прекращающие питание сифона воздухом, устраивают большего размера; отверстия горизонтальные (у опущенной вниз трубы), сразу отключающие сифон от питания воздухом, устраивают меньшего размера.

На рисунке 21—22 показан сифон при земляной плотине с включателем в виде водной пленки. Для небольших прудов применяют разборные сифоны (из асбоцементных труб, из легких металлов и др.) с гибкими соединительными частями из просмоленного брезента или прорезиненного полотна [2].

Шахтные сбросы работают как водосливы. Они устраиваются вне плотины на берегу водохранилища и состоят из кольцевого водослива-воронки, переходного участка, вертикальной шахты и отводного туннеля [3] (рис. 21—23).

Различают два вида движения воды в шахте: 1) вода не заполняет всего сечения шахты; 2) вода заполняет все сечение шахты и движется по ней, как по напорному трубопроводу.

В первом случае воронки и шахты получаются широкими и движение, вследствие несимметричности подхода воды к воронке, приобретает винтовой характер.

При винтовом движении воды захватывается большое количество воздуха, теряемое при движении по туннелю (особенно при безнапорном туннеле). Условия работы шахтных сбросов нельзя считать еще достаточно выясненными, поэтому и расчет их является приближенным. С целью недопущения

---

[1] Е. А. Замарин. Сифоны. «Гидротехническое строительство» № 8, 1934.

[2] И. Ф. Тихонов. Сифонные водосбросы с раструбным гасителем. «Гидротехника и мелиорация» № 1, 1954.

[3] Е. А. Замарин. Гидротехнические сооружения, т. I. Изд. Сазгипровода, Ташкент, 1932; А. И. Севко. К расчету шахтных водосливов. Изд. ВИА РККА, М., 1938; Т. В. Иванова. Гидравлический расчет шахтных водосбросов. «Гидротехническое строительство» № 3, 1939; Е е ж е. Работа шахтных водосбросов. «Гидротехническое строительство» № 2, 1940; А. Н. Ахутин. Шахтные водосливы. «Гидротехническое строительство» № 4, 1935.

винтового движения по радиусам воронки ставят в качестве направляющих движение железобетонные бычки. Так как коэффициент расхода донного водослива невысок и при больших сбросных расходах получается большой диаметр воронки, то для уменьшения размеров воронки и связанных с ней работ по выемке устраивают вход по типу водослива практического профиля (рис. 21—24, *а*) с более высоким коэффициентом расхода.

Как и всякий водослив-автомат, шахтный сброс сливает (удаляет) воду из верхнего бьефа при поднятии ее уровня сверх нормального подпорного,

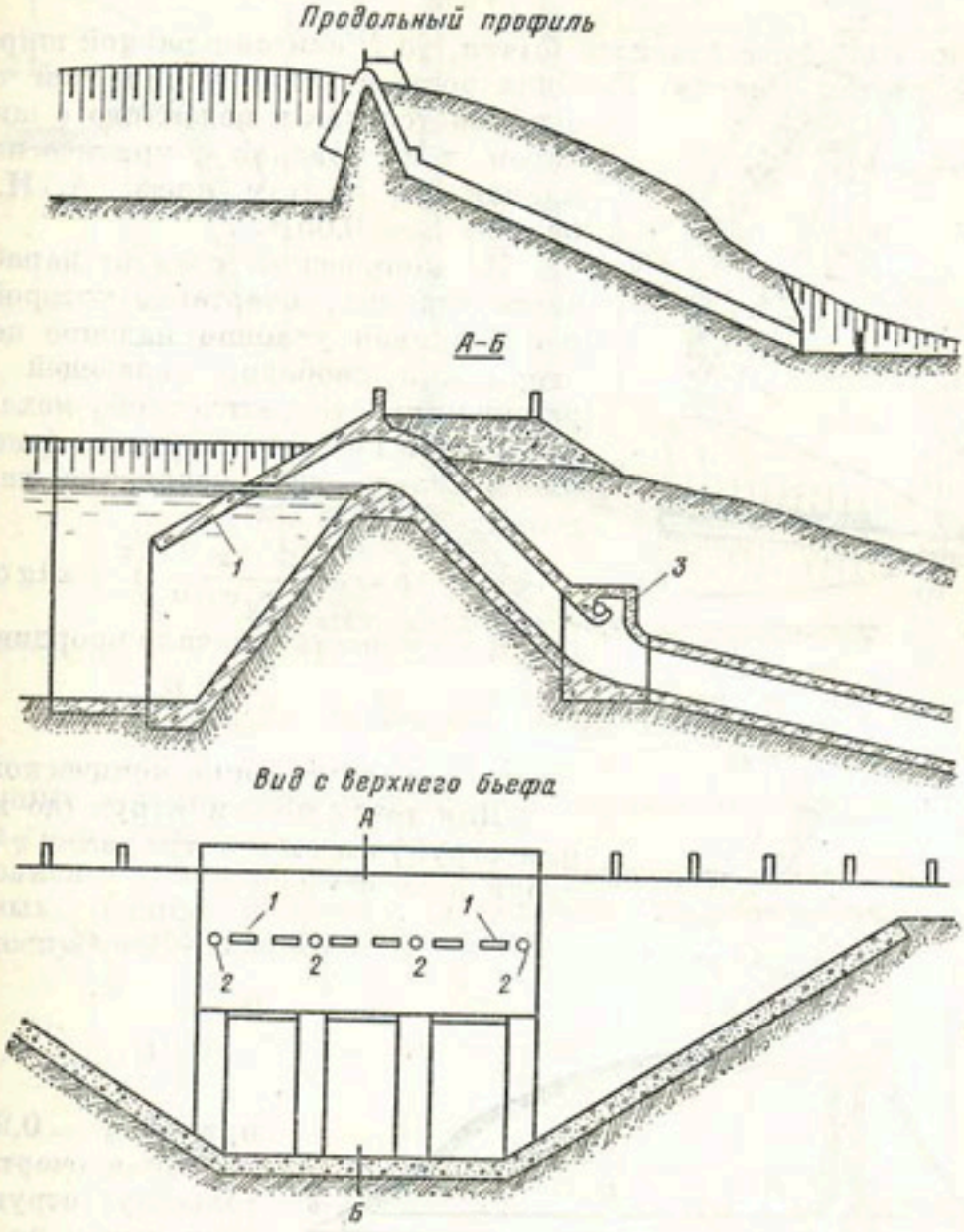


Рис. 21—22. Сифонный сброс при земляной плотине:
1 — отверстия для воздуха; *2* — трубка включателя; *3* — включатель.

на отметке которого и располагают вход в воронку. Так как поднятие паводкового уровня над нормальным подпорным принимают небольшим (иначе были бы слишком велики запасы в высоте других сооружений), то при больших сбросных расходах, во избежание увеличения размеров воронки, ее порог заглубляют и ставят на нем затворы, отдельные между бычками или один кольцевой, обслуживающий всю воронку.

Вход в шахту можно конструировать как кольцо сифонов, поставленных по периметру воронки; размеры воронки и выемки получаются в этом случае небольшими (рис. 21—24, *в*).

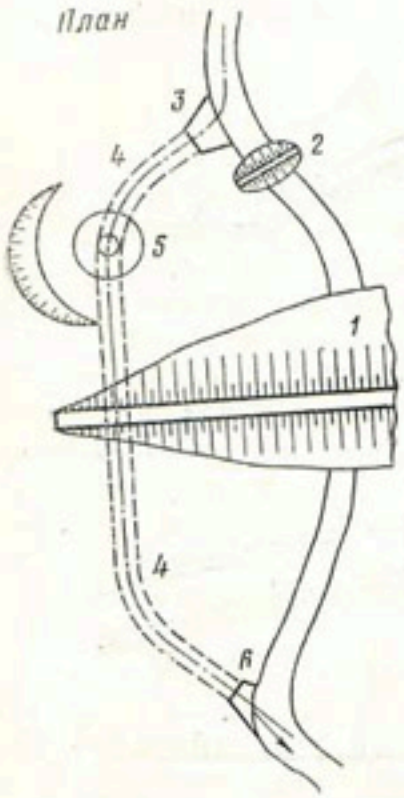
Отводящий туннель шахтного водосброса нередко используют для пропуска строительных расходов, поэтому зачастую размеры его получаются

бо́льшие, чем это нужно было бы для напорного движения по нему при работе шахтного сброса; в таких случаях пропуск воды по нему совершается при безнапорном движении.

Гидравлический расчет сброса. В начале воронки устраивают конический участок, как для водослива с широким порогом, длиной около 3—4 глубин H на пороге, с уклоном $i = \operatorname{tg}\alpha = 0{,}10 \div 0{,}15$. Радиус воронки R принимают не менее $6H$, находя его из формулы для свободного водослива:

$$Q = MBH^{3/2} = 1{,}6 \cdot 2\pi RH^{3/2}. \qquad (21\text{—}19)$$

Если на водосливе ставятся бычки, то B считают равной ширине между бычками с учетом сжатия. Глубина воды в конце конической части устанавливается как в водосливе с широким порогом, т. е. близкая к критической, принимаемая, по опытам проф. А. Н. Ахутина, равной $h_0 = 0{,}65H$.



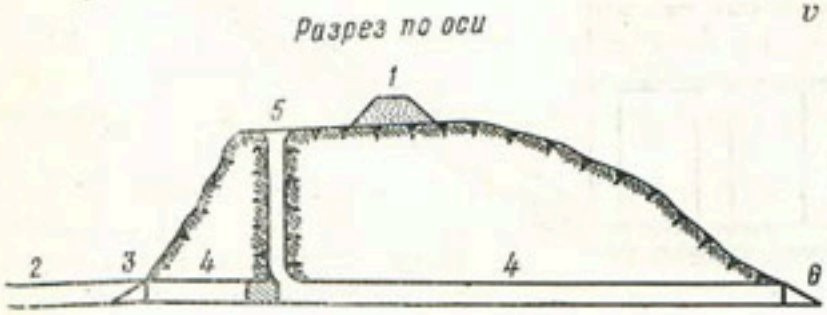


Рис. 21—23. Шахтный сброс:
1 — плотина; *2* — перемычка; *3* — входной портал строительного туннеля; *4* — туннель; *5* — шахтный сброс; *6* — выходной портал.

За конической следует параболическая часть воронки, очертание которой находят, рассматривая условно падение центральной струи как свободно падающей точки. По уравнениям теоретической механики, для выбранной системы координат (рис. 21—24,*б*) имеем следующее уравнение параболы падения:

$$y = \frac{g}{2}\left(\frac{x}{v_0 \cos\alpha}\right)^2 + x \operatorname{tg}\alpha, \qquad (21\text{—}20)$$

где v_0 — скорость в начале координат, равная

$$v_0 = \frac{Q}{2\pi r_0 h_0}; \qquad (21\text{—}21)$$

r_0 — радиус конца конической части.

Для точек по оси струи (до места слияния струй) имеем при скорости v и толщине струи h зависимости:

$$v = \varphi \sqrt{2gy + v_0^2} \qquad (21\text{—}22)$$

и

$$h = \frac{Q}{2\pi r v}, \qquad (21\text{—}23)$$

причем $\varphi = 0{,}97 \div 0{,}95$.

Зная очертание оси и толщину струи, строят, откладывая по нормали к оси в обе стороны по $0{,}5h$, внешнюю и внутреннюю границы струи, принимая последнюю за очертание параболического участка воронки. В случаях устройства входа в воронку по типу водослива практического профиля (т. е. без конического участка) предыдущий расчет сохраняют, считая, по опытам проф. А. Н. Ахутина, $M = 2{,}0\text{—}2{,}1$; $h_0 = 0{,}75H$; $\alpha = 0$; $2H \leqslant R \leqslant 5H$.

Проектирование шахты ведется в зависимости от условий работы туннеля: под напором или (при пропуске через туннель строительного расхода и большом размере его диаметра, превосходящем диаметр шахты) безнапорно. Расчетным для напорного режима сброса является наибольший расход; при пропуске меньших расходов режим работы сброса нарушается: движение становится неустановившимся, вода протекает толчками.

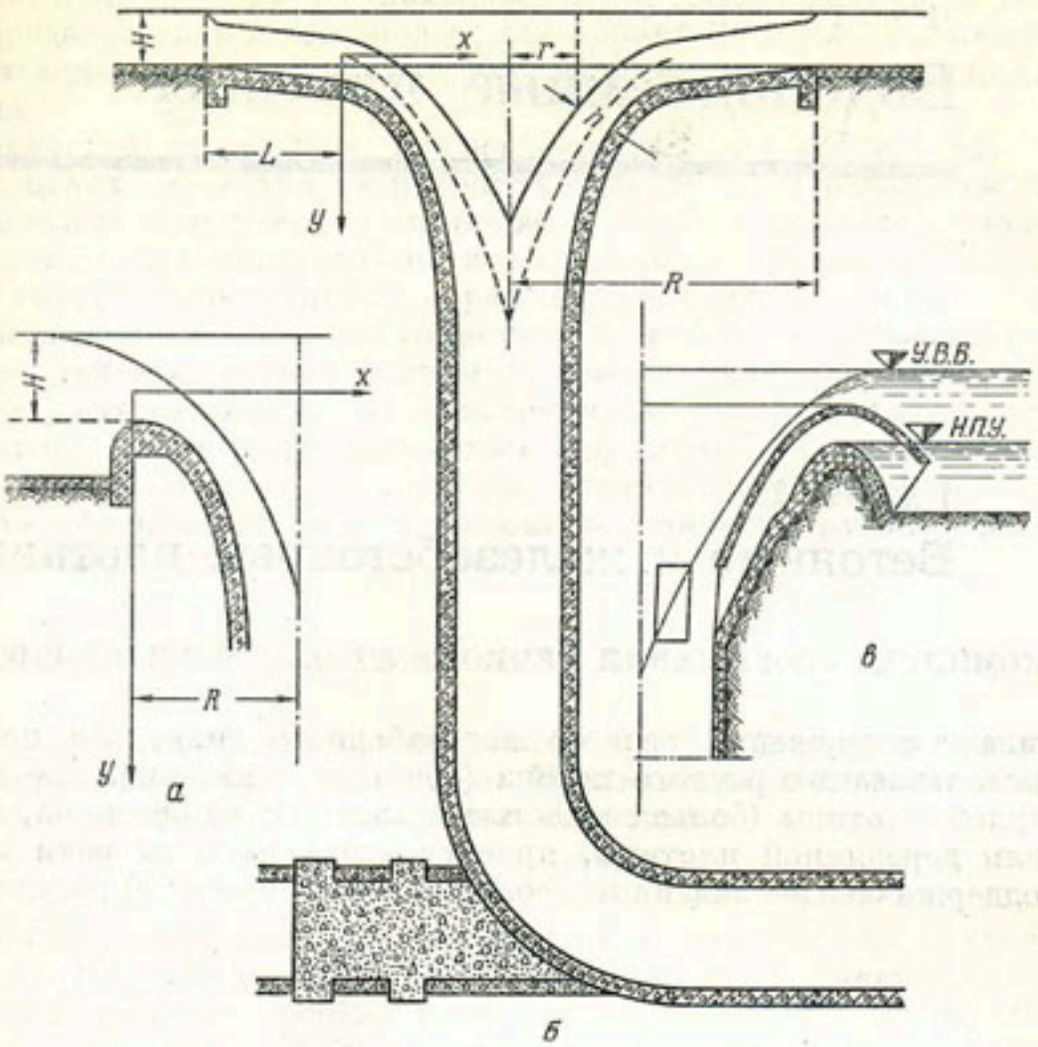


Рис. 21—24. Воронки шахтного сброса.

Башенные и туннельные водоспуски устраиваются по типу рассмотренных выше сооружений.

Водосливные пролеты, отверстия поверхностные и заглубленные в гравитационных, арочных и других плотинах используют в качестве водосбросов и водоспусков.

ЧАСТЬ ПЯТАЯ

Водоподъемные плотины

Глава 22

Бетонные и железобетонные плотины

§ 22—1. КОМПЛЕКС СООРУЖЕНИЙ РЕЧНОГО ВОДОЗАБОРНОГО ГИДРОУЗЛА

Комплекс сооружений речного водозаборного гидроузла при всестороннем использовании речного потока (общий случай, рис. 22—1) состоит из: а) глухой плотины (большей частью земляной); б) бетонной, железобетонной или деревянной плотины, пропускающей расходы реки в нижний бьеф и поддерживающей заданные уровни верхнего бьефа; в) регулировочной

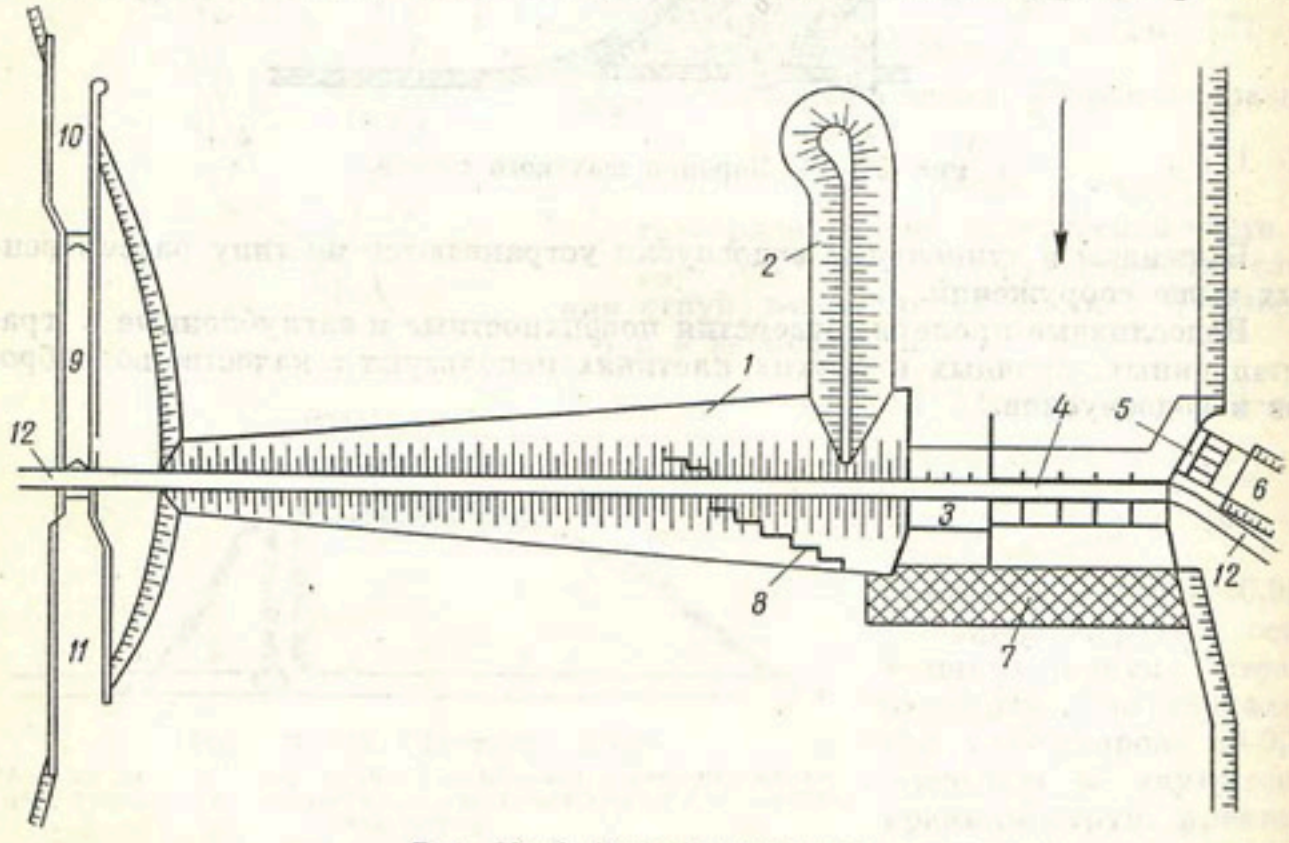


Рис. 22—1. Речной гидроузел:

1 — земляная плотина; *2* — регулировочная дамба; *3* — ГЭС; *4* — бетонная плотина; *5* — водозаборное сооружение; *6* — магистральный канал; *7* — крепление русла; *8* — рыбоход; *9* — судоходный шлюз; *10* и *11* — подходные каналы; *12* — дорога.

дамбы (или других регулировочных сооружений),организованно направляющей поток к сооружениям; г) гидроэлектростанции; д) водозаборного сооружения (для ирригации, водоснабжения и др.); е) судоходного шлюза (или шлюзов) с подходными каналами, палами и пр.; ж) рыбохода; з) дороги; и) служебных и проезжих мостов.

По природным условиям и требованиям народного хозяйства нередко строят гидроузлы, удовлетворяющие запросы отдельных сторон гидротех-

ники; так, например, на несудоходных реках гидроузлы строят для ирригации, гидроэнергетики и лесосплава; для ирригации и рыбоводства или только для ирригации; для судоходства и гидроэнергетики в районах, не требующих орошения.

Компоновка гидроузлов, предназначенных для забора воды в ирригационных целях, показана на рисунках в главе 32. Прежде чем рассматривать отдельные сооружения, входящие в состав гидроузла,— водозаборные сооружения, судоходные шлюзы и рыбоходы (сооружения ГЭС изучаются в курсе гидроэлектростанций),— рассмотрим сначала плотины, как всегда входящие в комплекс речного гидроузла в качестве водопропускных сооружений, различая их по материалам (бетонные, железобетонные, деревянные, из разных материалов) и по конструкциям (водосливные, водосбросные, разборчатые). Далее будут рассмотрены русловые регулировочные сооружения, с помощью которых фиксируется существующее благоприятное положение русла или изменяется в желаемом направлении русло и речной поток в зоне влияния гидроузла.

§ 22—2. ВОДОСЛИВНЫЕ ПЛОТИНЫ

Водосливные плотины очень отзывчивы на поднятие уровня воды перед ними при повышении расхода в реке. Удельный расход через такие плотины определяют по формуле свободного водослива:

$$q = MH_0^{3/2}. \qquad (22—1)$$

При увеличении расхода, например, в 4 раза глубина H увеличивается примерно в $2^1/_2$ раза и отметка воды перед плотиной, бывшая $P + H$, станет равной при пропуске повышенного расхода около $P + 2{,}5H$ (P — высота плотины); если же при этом истечение перейдет в затопленные формы, то подъем уровня станет еще бóльшим. Повышение уровня перед плотиной требует увеличения высоты стен сооружений, усиления береговых креплений и выправительных сооружений в русле; увеличивает площадь затопления культурных земель в пойме. Все это ведет к значительному удорожанию строительства; удорожание иногда можно уменьшить, увеличив длину плотины, т. е. уменьшив удельный расход; но такое удлинение связано с осложнением эксплуатации.

При длинной плотине возрастает отношение ширины зеркала воды перед плотиной к глубине воды, и оно может достичь таких величин, что поток верхнего бьефа потеряет свою устойчивость; в верхнем бьефе будут образовываться острова и отдельные рукава, что вызовет подобное явление и в нижнем бьефе.

Таким потоком трудно управлять, поэтому водосливные плотины обычно ставят в гидроузле вместе с другими (например, водосбросными) и в их задачу включают не столько пропуск воды в нижний бьеф, сколько сброс через них льда, шуги, плавника, всплывших торфяных массивов.

Для сообщения между берегами реки над водосливной плотиной устраивают мост или внутри нее смотровую галерею, размещая в ней контрольную аппаратуру, выводы дренажных трубок или колодцев из дренажа под подошвой плотины (рис. 22—2).

Очертание водосливных плотин из бетона, каменной кладки и других материалов выполняют по так называемому практическому профилю, безвакуумному или вакуумному. В безвакуумном профиле давление под струей равно атмосферному или больше его, а в вакуумном меньше атмосферного. Безвакуумный профиль можно получить, заполняя кладкой пространство, ограниченное гранью водослива с тонкой стенкой и очертанием нижней поверхности свободно падающей струи. Коэффициент устойчивости плотин с безвакуумным профилем обычно больше требуемого, что свидетельствует о некотором перерасходе материала. По очертанию безвакуумных профилей

имеется несколько предложений, полученных на основании экспериментальных исследований, предпринятых с целью обеспечить отсутствие вакуума под струей и получить высокий коэффициент расхода водослива. Из этих

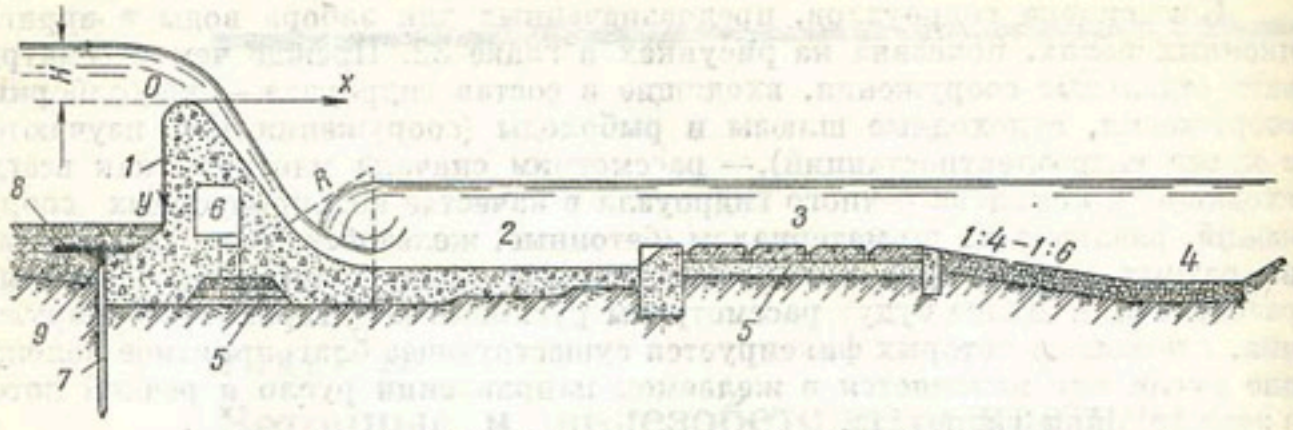


Рис. 22—2. Поперечный разрез водосливной плотины:

1 — плотина; *2* — водобой; *3* — сквозные плиты сливной части; *4* — каменная отсыпь; *5* — обратный фильтр; *6* —смотровая галерея; *7* — шпунт; *8* — битумный мат; *9* —битумная шпонка.

предложений укажем на работу А. С. Офицерова [1], которым вычислены координаты точек профиля (табл. 22—1 и рис. 22—2).

Таблица 22—1

№ точек	x	y	№ точек	x	y	№ точек	x	y
1	0	0,126	5	0,7	0,100	9	2,4	1,804
2	0,1	0,036	6	1,0	0,256	10	2,8	2,462
3	0,3	0	7	1,5	0,661	11	3,2	3,207
4	0,5	0,027	8	2,0	1,235	12	4,0	4,930

Приведенные в таблице 22—1 значения координат профиля плотины отнесены к напору $H = 1$; при иных значениях напора x и y следует умножить на соответствующее H.

Профиль является безвакуумным, если глубина над гребнем водослива H не превосходит расчетной глубины $H_р$; при повышении H сверх $H_р$ профиль работает как вакуумный. Коэффициент расхода рассматриваемого профиля [2] принимают равным 0,49 для $H_р$; при иных глубинах H, по данным опытов А. С. Офицерова, коэффициент расхода принимает следующее значение (табл. 22—2).

Таблица 22—2

$H/H_р$	0,5	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5
m	0,435	0,466	0,49	0,525	0,545	0,558

Глубину воды над наивысшей точкой профиля считают равной $h = 0{,}75H$.

Из других очертаний профилей водослива укажем на скошенный профиль (рис. 22—3, *б*) и на округленный трапецеидальный (рис. 22—3, *а*) с коэффициентами расхода для $H_р$ соответственно 0,475 и 0,48. Для трапецеидального профиля акад. Н. Н. Павловский указывает следующее соот-

[1] А. С. Офицеров. Гидравлика водослива, ОНТИ, М.—Л., 1938.

[2] Акад. Н. Н. Павловский. Гидравлический справочник. ОНТИ, М—Л., 1937, стр. 396—475.

ношение размеров:

$$r = \delta; \quad r_1 = (0{,}25 \div 0{,}30)\,\delta;$$
$$\delta = (1 \div 2)\,H_р; \quad \theta = 30 \div 35°.$$

Второй профиль применяют при значительном ледоходе через плотину; для него можно принять то же соотношение размеров и заложение $m = 1 \div 2$; трапецеидальный профиль удобен для размещения на нем затворов.

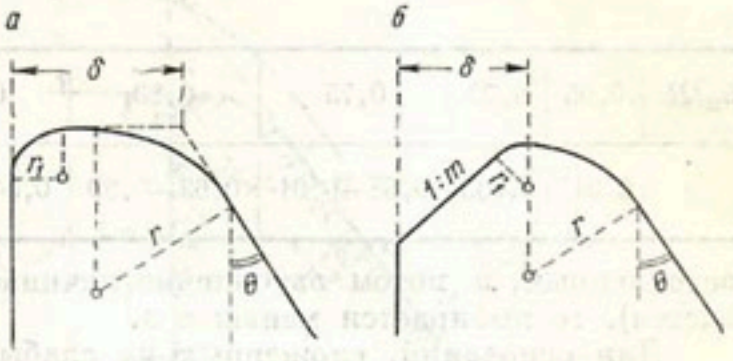


Рис. 22—3. Профили водосливных плотин.

В целях предупреждения повреждений гуська плотины льдом во время ледохода необходимо принимать следующее соотношение между глубиной H и толщиной льда $d_л$:

$$H = (1{,}75 \div 2{,}00)\,d_л. \qquad (22—2)$$

Толщину льда принимают по данным управлений гидрометеорологической службы.

При стоянии уровня нижнего бьефа выше гребня водослива на $h_п$ и при относительном перепаде $\frac{z}{p}$, меньшем $\left(\frac{z}{p}\right)_x$, выбираемом по рисунку 22—4, составленному по данным акад. Н. Н. Павловского[1], истечение через водослив подтапливается. Учет подтопления производится введением в формулу расхода незатопленного водослива коэффициента затопления σ. Опыты

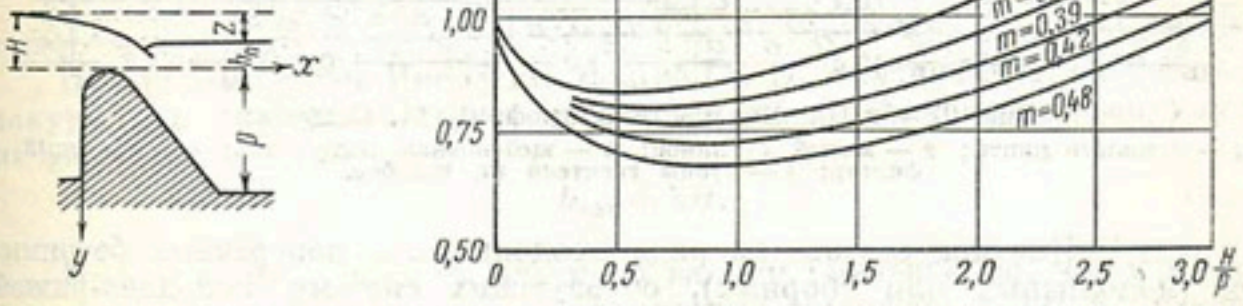


Рис. 22—4. График к расчету затопленного водослива.

А. С. Офицерова[2] показали, что зависимость $\sigma = f\left(\frac{h_п}{H}\right)$ претерпевает разрыв при $\frac{h_п}{H} = 0{,}75 \div 0{,}85$, объясняющийся переходом от донного течения струи за водосливом $\left(\text{при } \frac{h_п}{H} < 0{,}75\right)$ к поверхностному $\left(\text{при } \frac{h_п}{H} > 0{,}75\right)$. В таблице 22—3 приводятся величины коэффициента затопления σ по А. С. Офицерову.

Выбор одного из двух значений коэффициента затопления при одном и том же отношении $\frac{h_п}{H}$ определяется ходом процесса подтопления: если свободное истечение начинает подтапливаться (т. е. z уменьшается), то выбирают большее значение коэффициента затопления; если водослив был сначала

[1] Акад. Н. Н. Павловский. Гидравлический справочник. ОНТИ, М.—Л., 1937, стр. 399.

[2] А. С. Офицеров. Гидравлика водослива. ОНТИ, М.—Л., 1938, стр. 141—154.

Таблица 22—3

$h_п/H$	0	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60
σ	1	0,996	0,994	0,991	0,988	0,983	0,978	0,972	0,965	0,957

Продолжение

$h_п/H$	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
σ	0,947	0,933	0,68—0,91	0,63—0,89	0,54—0,86	0,44—0,73	0,28—0,53	0

затопленным, а потом затопление начинает уменьшаться (т. е. z увеличивается), то выбирается меньшее σ.

Для оснований, сложенных из слабых грунтов, проф. А. М. Сенковым предложена конструкция низконапорных плотин распластанного профиля, обеспечивающая устойчивость сооружения и небольшие напряжения

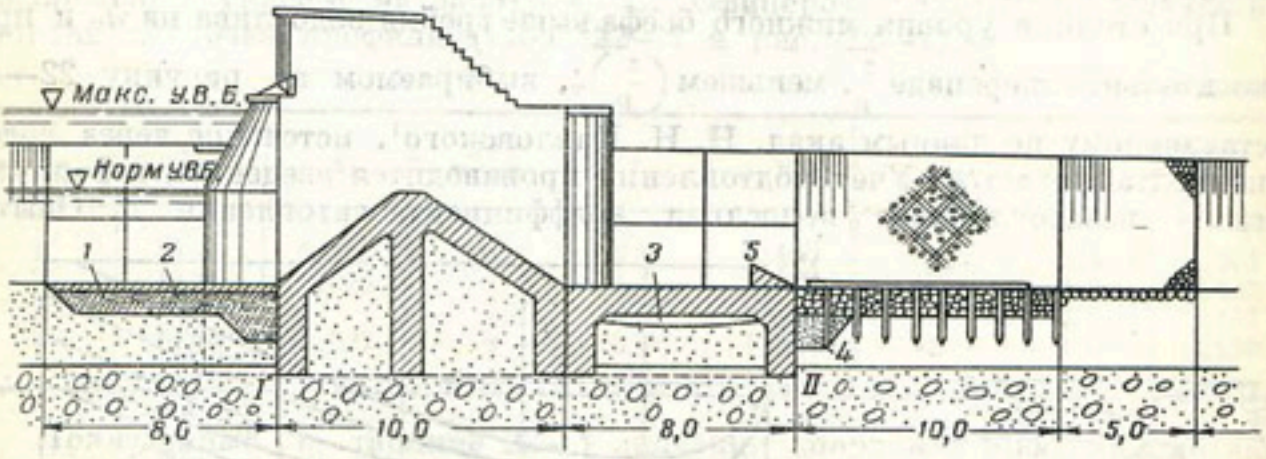


Рис. 22—5. Плотина системы проф. А. М. Сенкова:
1 — бетонные плиты; *2* — мятый суглинок; *3* — щебеночная подготовка; *4* — обратный фильтр; *5* — зубцы гасители на водобое.

на грунт [1]. Плотина состоит из ряда продольных и поперечных бетонных стен (монолитных или сборных), образующих систему колодцев-ряжей, заполняемых грунтом основания. Сверху колодцы перекрывают бетонной или из армированного бетона плитой (рис. 22—5). В зависимости от глубины воды над порогом плотины коэффициент расхода плотины $m = 0{,}42 \div 0{,}37$.

Потери напора фильтрационного потока вдоль внутреннего контура колодцев при принимаемых соотношениях между шириной и глубиной их дают основание считать их незначительными, в чем можно убедиться, построив графически сетку движения потока грунтовых вод. Указанное обстоятельство значительно упрощает фильтрационные расчеты плотин системы А. М. Сенкова; линия пьезометрических напоров потока грунтовых вод с приемлемой точностью может быть найдена способом линейной контурной фильтрации или, что точнее, построением графической сетки движения для случая, когда линия основания колодцев (I — II на рис. 22—5) условно считается водонепроницаемой. Как показали опыты И. В. Федорова[2], линии пьезометрических напоров, построенные указанным способом, и наблюденные (т. е. при проницаемой для воды линии I — II), практически совпадают.

[1] Проф. П. Ф. Папкевич. Статический расчет бетонного каркаса плотин системы Сенкова. Госстройиздат, М., 1939.

[2] И. В. Федоров. Исследование фильтрации плотин системы инж. Сенкова. «Гидротехническое строительство» № 11, 1937.

У вакуумных профилей оголовки очерчивают по окружности (рис. 22—6, *а*) или по эллипсу (рис. 22—6, *б*); переднюю грань устраивают вертикальной, низовую грань — наклонной с заложением $^2/_3$; большая ось эллипса параллельна низовой грани.

Коэффициенты расхода m для кругового оголовка приведены в таблице 22—5; для эллиптических оголовков m больше на 2—3%.

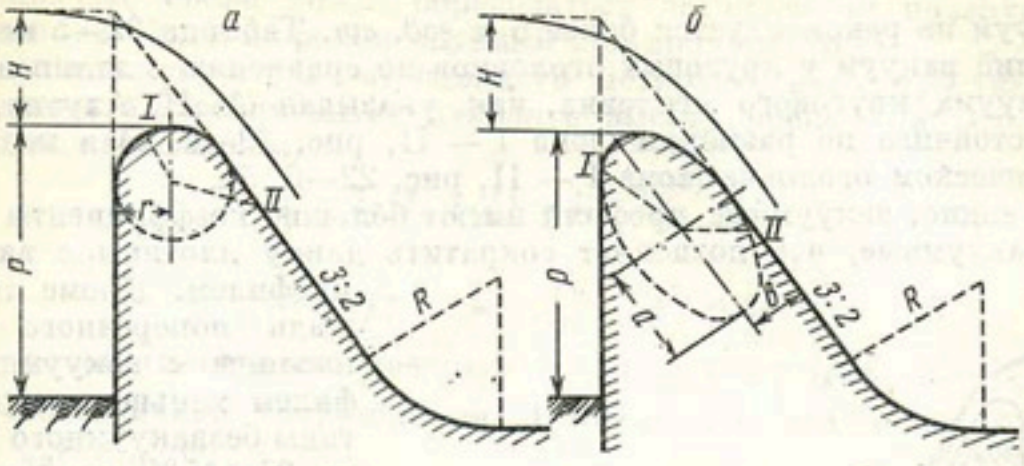


Рис. 22—6. Профили вакуумных водосливных плотин.

При затопленном истечении в формулу расхода вводится коэффициент затопления σ, значения которого выбираются по таблице 22—4, разработанной Институтом Водгео.

Таблица 22—4

$\frac{H-z}{H_0}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
σ	0,97	0,94	0,90	0,85	0,79	0,72	0,64	0,54	0,39

По данным опытов Института Водгео (А. Н. Ахутина и Н. П. Розанова), вакуум под свободной струей находится по коэффициенту вакуумности из формулы:

$$h_{\text{вак}} = \lambda H. \qquad (22—3)$$

При подъеме уровня за плотиной вакуум уменьшается, что учитывают поправочным коэффициентом k, на который умножается λH в уравнении (22—3). Величины λ и k выбирают по таблицам 22—5 и 22—6, разработанным Институтом Водгео, в которых через z обозначена разность уровней до и за плотиной и H_0 — полный напор (т. е. с учетом подходной скорости) над гребнем водослива.

Таблица 22—5

$\frac{H_0}{z}$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	3,0	3,4
Коэффициент вакуумности λ									
$a:b=3$	0,06	0,21	0,35	0,49	0,63	0,80	0,93	1,34	1,63
$a:b=2$	0	0,16	0,31	0,45	0,60	0,73	0,89	1,27	1,55
$a:b=1$	0,57	0,65	0,75	0,86	0,96	1,06	1,14	1,39	1,58
Коэффициент расхода m									
$a=b$	0,497	0,506	0,513	0,521	0,526	0,533	0,538	0,553	0,500
$a=2b$	0,500	0,512	0,521	0,531	0,540	0,548	0,554	0,569	0,577
$a=3b$	0,509	0,520	0,530	0,537	0,544	0,551	0,557	0,570	0,577

Таблица 22—6

$\frac{H-z}{H_0}$	—0,15	—0,1	0	0,1	0,2	0,27
k	1	0,98	0,88	0,61	0,21	0

Вакуум не рекомендуется более 6 *м вод. ст.* Таблица 22—5 показывает на больший вакуум у круговых оголовков по сравнению с эллиптическими; зона вакуума кругового оголовка, как указывал А. Н. Ахутин, сравнительно устойчива по размерам (зона I — II, рис. 22—6, *а*) и меньше, чем в эллиптическом оголовке (зона I — II, рис. 22—6, *б*).

Как видно, вакуумные профили имеют бóльшие коэффициенты расхода, чем безвакуумные, что позволяет сократить длину плотины с вакуумным профилем. Кроме того, площадь поперечного сечения плотины с вакуумным профилем меньше площади плотины безвакуумного профиля на 25—15%, что дает экономию в кладке.

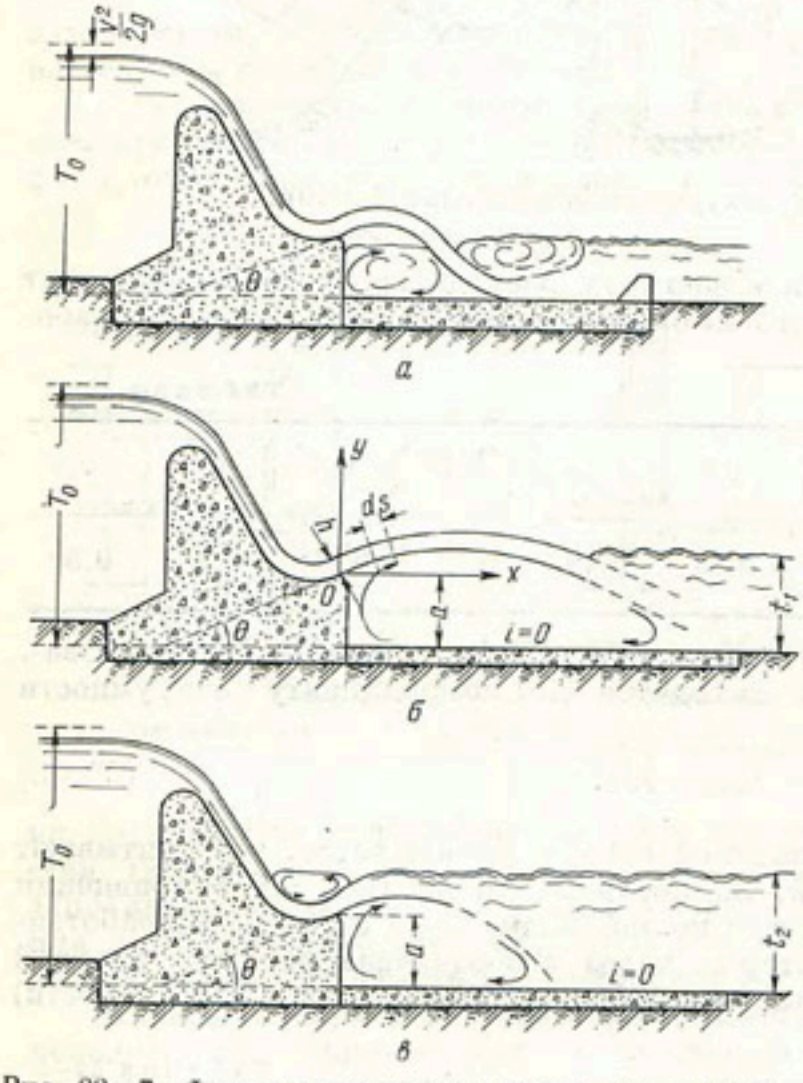


Рис. 22—7. Формы сопряжения струи за плотиной с носком.

Судя по работе построенных вакуумных плотин, опасение по поводу отрицательного влияния вакуума на кладку и облицовку водослива при ограничении вакуума до 6 *м* вряд ли основательно.

Сопряжение водослива с водобоем. Различают две формы сопряжения водослива с водобоем: плавную и с носком (трамплином, уступом).

Плавное сопряжение с водобоем производят по круговой кривой радиуса R (рис. 22—2 и 22—6), для которого А. С. Офицеров предлагает в случае невысоких плотин на слабых основаниях выбирать значения $R = (0{,}5 \div 1{,}0)\,z$, где z — максимальная разность уровней верхнего и нижнего бьефов в период паводка; в случае высоких плотин на скальных основаниях (и других прочных основаниях) он рекомендует $R = (0{,}25 \div 0{,}5)\,z$, указывая, что при тяжелых ледовых условиях желательно придерживаться бóльших значений R, как равно и тогда, когда это не вызывает особого удорожания плотины.

Сопряжение носком. Плавное сопряжение водослива с водобоем сопровождается донным прыжком воды, при котором наблюдаются большие донные скорости. При устройстве плотин на реках с сильным ледоходом такое сопряжение создает тяжелые условия работы водобоя. Устраивая в конце водослива носок, можно получить поверхностный прыжок, при котором донные скорости получаются меньшими, чем поверхностные; лед будет проходить над водобоем, что облегчит его работу. При истечении через

водослив с носком различают три основные формы сопряжения струи с нижним бьефом. При неглубокой воде нижнего бьефа возможен донный прыжок, затопленный или отогнанный в зависимости от конструкции и гидравлического режима потока (рис. 22—7, *а*); при повышении уровня нижнего бьефа донный прыжок переходит в поверхностный незатопленный, рекомендуемый при пропуске льда через плотину (рис. 22—7, *б*); с дальнейшим увеличением глубины нижнего бьефа может образоваться затопленный поверхностный прыжок (рис. 22—7, *в*), не рекомендуемый при пропуске льда.

Для незатопленного и затопленного поверхностного прыжка проф. М. Д. Чертоусов [1] рекомендует находить высоту носка a из следующей эмпирической зависимости:

$$\xi^2 = \xi_a(\xi_a + A) + 2\sqrt{2\xi_0}, \qquad (22—4)$$

где

$$\xi = \frac{t}{h_k}; \quad \xi_a = \frac{a}{h_k}; \quad \xi_0 = \frac{T_0}{h_k}; \quad h_k = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}. \qquad (22—5)$$

В случае незатопленного поверхностного прыжка (рис. 22—7, *б*) при $0{,}1 \leqslant \frac{a}{T_0} \leqslant 0{,}3$ величина коэффициента A (обозначим его через A_1) выбирается по таблице 22—7.

Таблица 22—7

$\frac{a}{T_0}$	A_1	$\frac{a}{T_0}$	A_1	$\frac{a}{T_0}$	A_1	$\frac{a}{T_0}$	A_1
0,10	0,62	0,16	0,28	0,216	0	0,26	—0,18
0,12	0,51	0,18	0,17	0,22	—0,02	0,28	—0,24
0,14	0,40	0,20	0,07	0,24	—0,10	0,30	—0,30

При $0{,}3 \leqslant \frac{a}{T_0} \leqslant 0{,}8$ значения коэффициента A_1 определяются из формулы:

$$A_1 = -\frac{a}{T_0}. \qquad (22—6)$$

В случае затопленного поверхностного прыжка величина коэффициента A (обозначим его для этого случая через A_2) выбирается по таблице 22—8.

Таблица 22—8

ξ_0	A_2	ξ_0	A_2	ξ_0	A_2	ξ_0	A_2
3,0	—0,75	4,0	0,90	5,5	1,72	12,0	3,16
3,2	—0,17	4,2	1,05	6,0	1,95	14,0	3,38
3,3	0	4,4	1,20	7,0	2,25	16,0	3,52
3,4	0,22	4,6	1,30	8,0	2,50	18,0	3,61
3,6	0,47	4,8	1,40	9,0	2,70	20,0	3,70
3,8	0,68	5,0	1,52	10,0	2,86	25,0	3,75

Исследования форм сопряжений струи, сходящей с водосливного носка, были проведены проф. А. А. Сабанеевым [2], И. И. Леви [3], Д. И. Куминым, М. Д. Чертоусовым, Н. Н. Беляшевским, Т. Н. Астафичевой [4] и др.

[1] Проф. М. Д. Чертоусов. Специальный курс гидравлики. Энергоиздат, М.—Л., 1957, стр. 221—225.

[2] Проф. А. А. Сабанеев. О форме сопряжения водосливной поверхности плотины с дном нижнего бьефа. Труды МИИТ, вып. XI. Трансиздат, М., 1929.

[3] Проф. И. И. Леви. К вопросу о теории поверхностного прыжка и о расчете плотин при поверхностном режиме. «Известия НИИГ» № 7, 1932; Его же. Гидротехнические сооружения, ч. I, вып. 2. Кубуч, Л., 1935.

[4] Т. Н. Астрафичева. К вопросу сопряжения бьефов за водосливными плотинами с уступом. «Гидротехническое строительство» № 4, 1954.

Высота носка в некоторых отечественных средне- и низконапорных плотинах составляет 0,25—0,35 их высоты.

Под влиянием центробежной силы на низовой поверхности профиля плотины наблюдается истирающее действие движущихся с водой наносов, что вызывает необходимость защиты этой части поверхности. С этой целью применяют облицовку из твердого камня с получистой отделкой внешней поверхности.

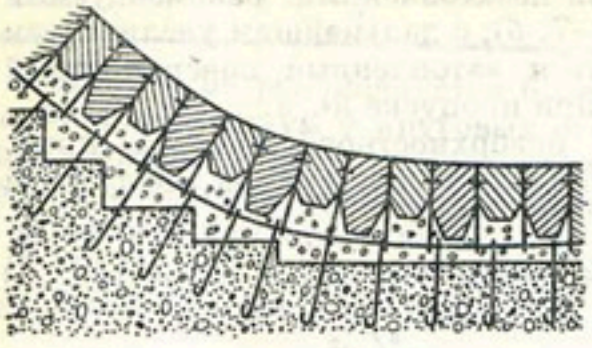


Рис. 22—8. Каменная облицовка плотины.

Облицовку (рис. 22—8) укладывают следующим образом: профилю плотины придают ступенчатое очертание с запуском в него арматурных штырей, к которым привязывают (или приваривают) арматурную сетку, засыпаемую щебнем; на щебень укладывают камни облицовки, скрепляемые горизонтальными штырями, которые связывают с сеткой арматурой, протесывая для последней по швам небольшие желобки в камнях. В швах через 1,0—1,5 *м* устанавливают трубки, через которые нагнетают цементный раствор.

Подобным способом выполнена облицовка на Чумышской, Невинномысской, Волховской и других плотинах.

Однако, как показывает опыт эксплуатации плотин, каменная облицовка не всегда удовлетворяет поставленной цели; так, на плотине ДзораГЭС к третьему году эксплуатации замечено истирание каменной облицовки

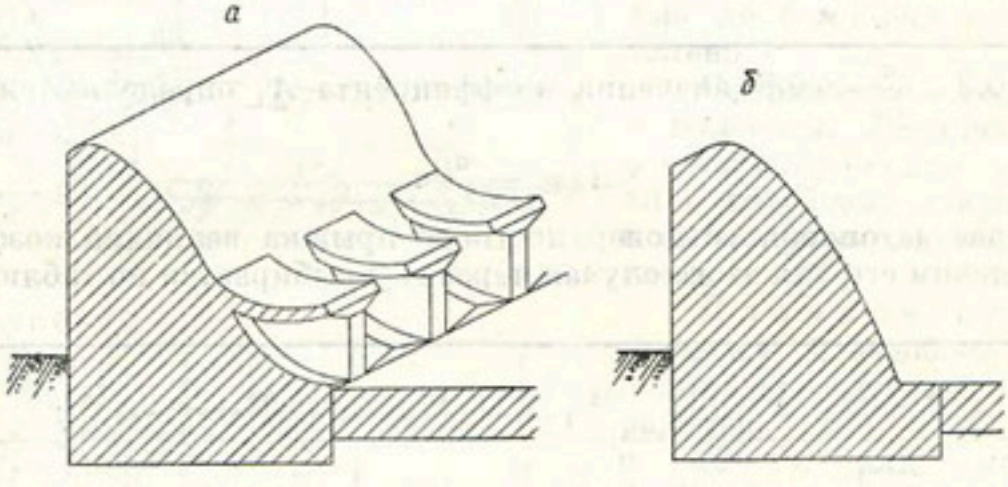


Рис. 22—9. Профили водосливных плотин с трамплинами и без уступа.

до 5—10 *см*, особенно у швов; на Первомайской плотине (р. Зеравшан) к двенадцатому году эксплуатации каменная облицовка настолько истерлась наносами, что требуется замена ее.

При отсутствии (или дороговизне) прочного на истирание облицовочного камня необходимо в рассмотренных очертаниях профилей плотин для долговечности их работы устройство сильной облицовки из сталебетона, чугунных или стальных плит (как это было осуществлено на Чирчикской, Кампыр-Раватской плотинах), либо выработать новый профиль плотины — выпуклый, оканчивающийся не доходя до водобоя (рис. 22—9, *б*). В таком выпуклом профиле наносы центробежной силой будут относиться к верхнему очертанию струи, не истирая профиля; попадая в водобой и имея возможность (при соответствующей конструкции) выйти из него, наносы также не будут так сильно истирать его, как это наблюдается при плавном сопряжении гуська с водобоем.

С целью лучшего рассеяния энергии на водобое можно устраивать на конце гуська плотины трамплины (высотой $^1/_4$—$^1/_3$ высоты плотины) с приданием гуську между ними двускатного очертания (рис. 22—9, *а*).

§ 22—3. ПЛОТИНЫ С ЗАТВОРАМИ

Водосливные плотины обычно имеют небольшие удельные расходы, поэтому для пропуска больших расходов необходимо иметь и большую глубину на пороге, сохраняемую после пропуска паводка путем опускания затворов на порог водослива. Такие плотины мы будем называть п л о т и н а м и с з а т в о р а м и, т. е. по названию элемента, наиболее характерного для них.

Выбор вида отверстий плотины и отметки их порогов определяются рядом условий. Главнейшее из них: наименьшая строительная стоимость гидроузла в целом, простота и надежность эксплуатации сооружений, краткость сроков строительства. Наименьшая стоимость узла в большинстве случаев получается при сравнительно узкой водопропускной части (бетонной или железобетонной), имеющей большую удельную (на 1 *пог. м*) стоимость, и длинной глухой части (земляная плотина) с меньшей удельной стоимостью.

Сжатие водопропускной части ведет к увеличению удельных расходов воды (например, до 80 *м*^{3}/*сек*), для безопасного пропуска которых необходимо иметь сложную и дорогую конструкцию нижнего бьефа сооружений; поэтому чрезмерное сжатие водопропускной части может не только не повести к удешевлению строительства, но и вызовет его удорожание. Через узкую рабочую часть плотины можно пропустить заданные расходы лишь при заложении порогов поверхностных отверстий на низких отметках, либо при устройстве донных отверстий; и в том и в другом случае эксплуатация плотины сложнее, чем при поверхностных отверстиях с порогами на более высоких отметках и, следовательно, с более низкими затворами. Подъемом порога на 1,0—1,5 *м* устраняется отрицательное влияние наносных отложений нижнего бьефа на пропускную способность плотины (см. § 29—2).

Стремление к наибольшему сжатию водопропускной части может существенно осложнить эксплуатацию сооружений при пропуске льда и плавника. Опыт строительства указывает на следующие величины удельных паводковых расходов: для низконапорных плотин (с напором до 10 *м*) около 10—20 *м*^{3}/*сек*; для средненапорных (с напором до 20—25 *м*) около 25—35 *м*^{3}/*сек* — в случае песчаных оснований и 35—50 *м*^{3}/*сек* — в случае глинистых оснований. Указанные величины удельных расходов приблизительны; в отдельных случаях наблюдаются значительные отклонения от них.

При узкой рабочей части в момент пропуска через нее строительных расходов реки (т. е. в то время, когда строится земляная плотина и другие сооружения) может возникнуть большой подпор уровней воды, даже если производство работ будет организовано по методу гребенки; потребуется устройство высоких перемычек либо весьма быстрый темп строительства (выход из воды к началу паводка). Поэтому только на основании анализа всех условий строительства и эксплуатации могут быть выбраны виды отверстий (поверхностные, донные), размеры и отметки их порогов.

В СССР построено много плотин с затворами и с низким порогом в разнообразных условиях; отметим среди них Чирчикскую, Карамышевскую и Перервинскую (р. Москва), Невинномысскую (р. Кубань), Алхан-Чуртскую (р. Терек), Чуйскую.

На рисунке 22—10 показан поперечный разрез пятипролетной водосбросной плотины с пролетами по 14 *м* (общий план узла сооружений изображен на рис. 33—4). Плотина рассчитана на пропуск расхода в 2300 *м*^{3}/*сек*. Затворы поддерживают глубину 7 *м* при нормальном подпорном уровне; для сброса шуги, плавника и небольших расходов затворы

снабжены автоматическими клапанами высотой 2,1 *м*; перед и за затворами устроены пазы для металлических шандор. Порог флютбета из армированного бетона на 1,5 *м* выше дна верхнего бьефа; флютбет соединен с двумя продольными зубьями толщиной 4 *м*, опирающимися на конгломерат; толщина быков тоже 4 *м*. По длине плотина делится температурными швами на три неравные секции; швы устроены по осям двух средних быков. Передняя часть флютбета и быков облицована гранитом, далее — стальными листами толщиной 2 *см*. Водобой облицован чугунными плитами с отбеленной поверхностью размерами 400×400×65 *мм* (рис. 22—11); плиты снабжены четырьмя крюками диаметром 15 *мм*, заложенными при отливке. Плиты

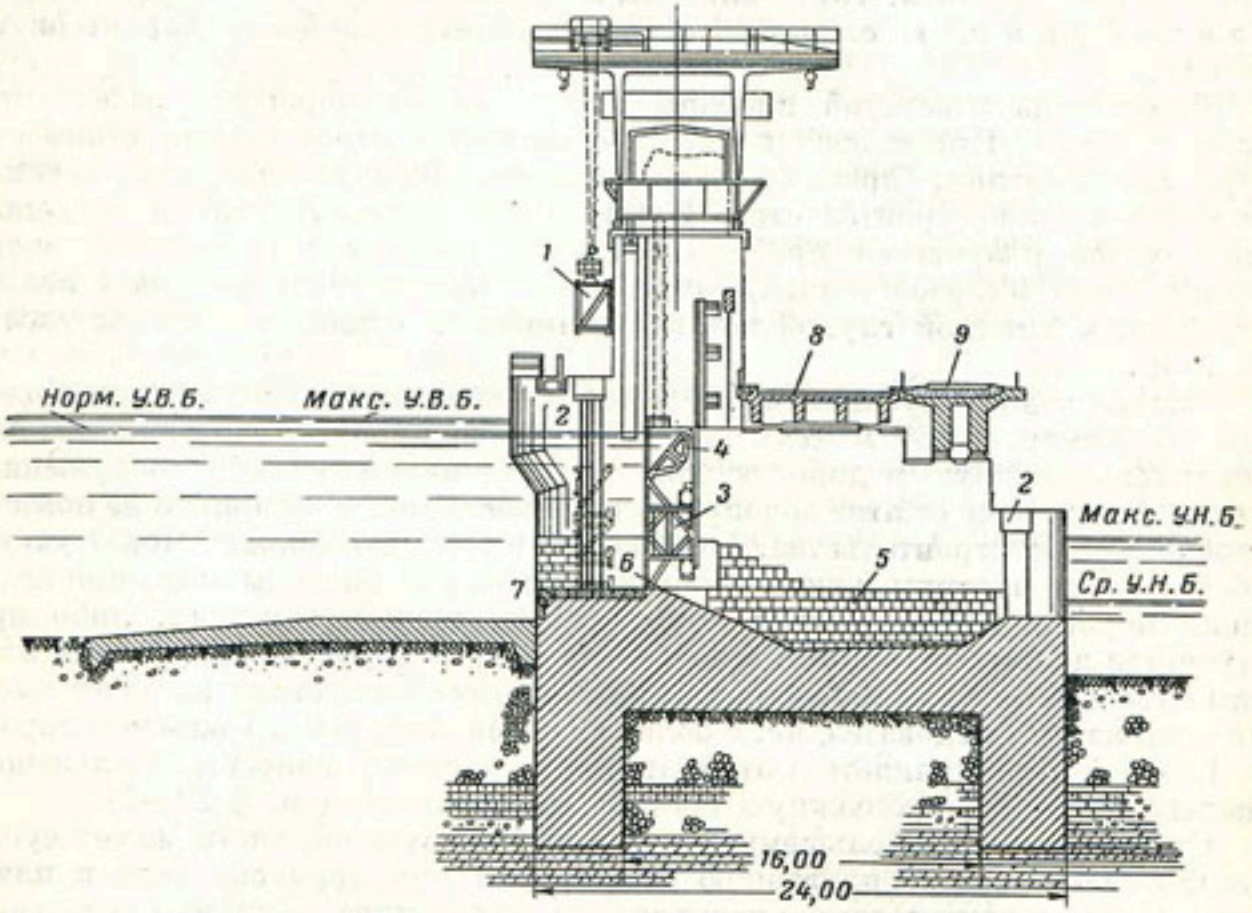


Рис. 22—10. Поперечный разрез плотины с затворами:
1 — шандоры; *2* — шандорный паз; *3* — колесный затвор; *4* — клапан затвора; *5* — облицовка чугунными плитами; *6* — облицовка стальными плитами; *7* — гранитная облицовка; *8* — проезжий мост; *9* — железнодорожный мост.

устанавливали с перевязкой вертикальных швов; крюки приваривали к арматуре быков, и таким образом из плит образовывалась опалубка для бетона быков.

К водосбросным относится плотина (рис. 22—12) на горной реке (план водозаборного гидроузла изображен на рис. 32—29). Плотина имеет восемь пролетов по 15 *м*, закрываемых сегментными затворами, из которых два, примыкающих к водозаборному регулятору, снабжены козырьками для сброса шуги. Вследствие криволинейного очертания плотины быки в плане сужаются и имеют толщину от 2,6 *м* в голове до 1,54 *м* в конце. Через плотину перекинуты служебный и проезжий мосты.

Нормальный напор перед затворами 3,5 *м*, наибольший 4 *м*. Флютбет плотины состоит из центрального массива с поперечными размерами 5 × 5 *м*, небольшого понура и водобоя, заглубленных и прикрытых наброской из крупного камня в целях защиты от истирания бетона галькой. С той же целью порог и быки на высоту 1 *м* облицованы чугунными плитами. В пороге флютбета устроен дюкер круглого сечения диаметром 2,5 *м*, переводящий воду в количестве 15 $м^3/сек$ от водозаборного регулятора на правый берег.

На рисунке 22—13 представлена плотина с приподнятым порогом. Бетонная плотина состоит из трех пролетов по 17,5 *м*, закрываемых сегментными затворами высотой по 6,4 *м*. Перед сегментами устроены пазы для ремонтных затворов-шандор. Бычки посредине имеют температурные швы до основания плотины (гнейсы). Плотина рассчитана на пропуск 2060 *м*³/*сек* и сброс льда, для чего гусек ее снабжен носком. Для пропуска строительных расходов в теле плотины было устроено девять отверстий высотой по 5 *м* и шириной 3,75 *м* и десятое отверстие высотой 6,5 *м*, шириной 5,5 *м* в правобережном устое, примыкающем к каменнонабросной плотине. После пропуска строительного паводка отверстия со стороны верхнего бьефа были закрыты железобетонными шандорами, а со стороны нижнего бьефа — деревянными крышками. Для осмотра отверстий в быках устроена смотровая галерея, в которую ведет лестница, расположенная в правобережном устое. Перед водосливом устроен трехметровый понур, под которым была проведена цементация скального основания. Основание плотины дренировано деревянными трубами 20 × 20 *см*, наблюдения за которыми, а также за четырьмя скважинами в каждом быке ведут из указанной галереи.

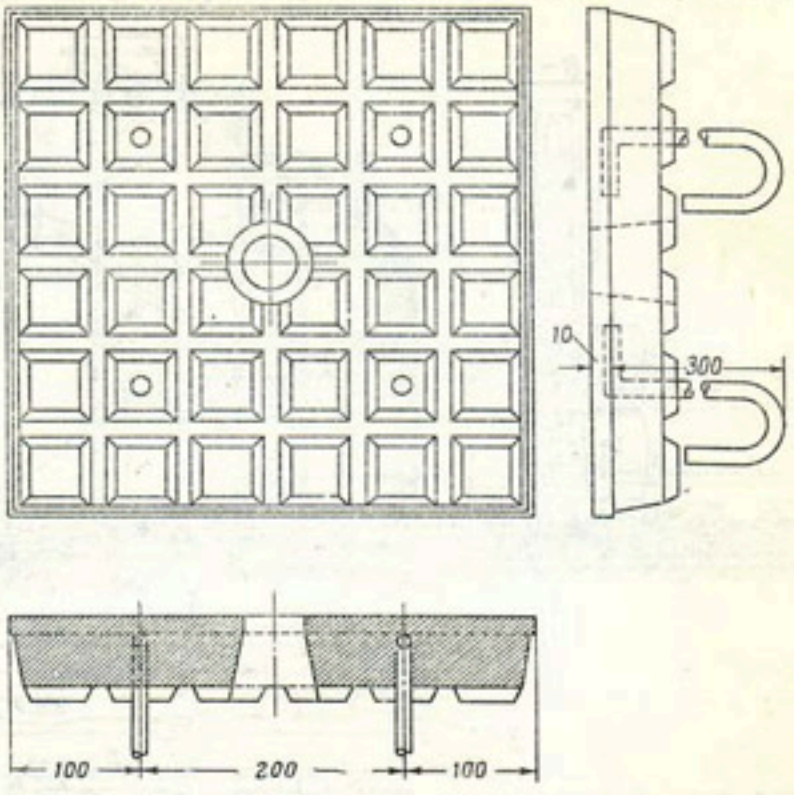


Рис. 22—11. План, боковой вид и разрез чугунной облицовочной плиты.

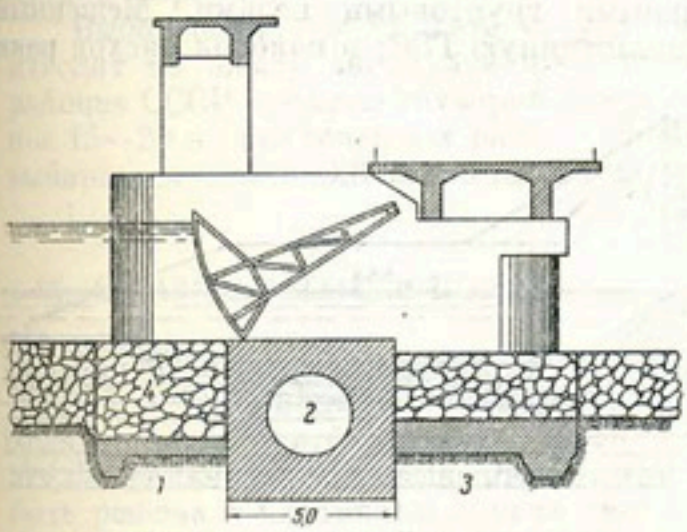


Рис. 22—12. Поперечный разрез плотины: *1* — понур; *2* — дюкер; *3* — водобой; *4* — каменно-галечная пригрузка.

К плотине, изображенной на рисунке 22—14, примыкает ГЭС и земляная намывная плотина высотой около 35 *м*. Отметка порога бетонной плотины выбрана из условий возможности осмотра затворов в межень, когда уровень воды нижнего бьефа стоит несколько ниже порога затвора (вода в нижний бьеф пропускается через турбины ГЭС).

Плотина располагается на плитняке, который вследствие трещиноватости цементирован. Залегающий выше плитняка аллювий покрыт на длину 200 *м* битумным понуром. Стремление не усиливать фильтрационный поток в суглинках и мергелях, залегающих под плитняком и содержащих растворимые соли, привело к устройству дренажа с обратным фильтром в передней торцовой части плотины. Дренаж объединяется общей смотровой галереей, из которой вода выводится в нижний бьеф реки. Дренаж под понуром разгружает плотину от избыточного над уровнем нижнего бьефа напора фильтрационного потока. Отверстия плотины размерами 10 × 2,5 *м* закрыва-

ются сегментными затворами; удельный расход равен 40 *м*³/ *сек*. Аварийные затворы (по два на каждое отверстие) — плоские колесные, размерами 5 × 3,5 *м*; для опирания аварийных затворов посредине отверстия поставлена стальная стойка. Плотина отделяется от ГЭС осадочным швом.

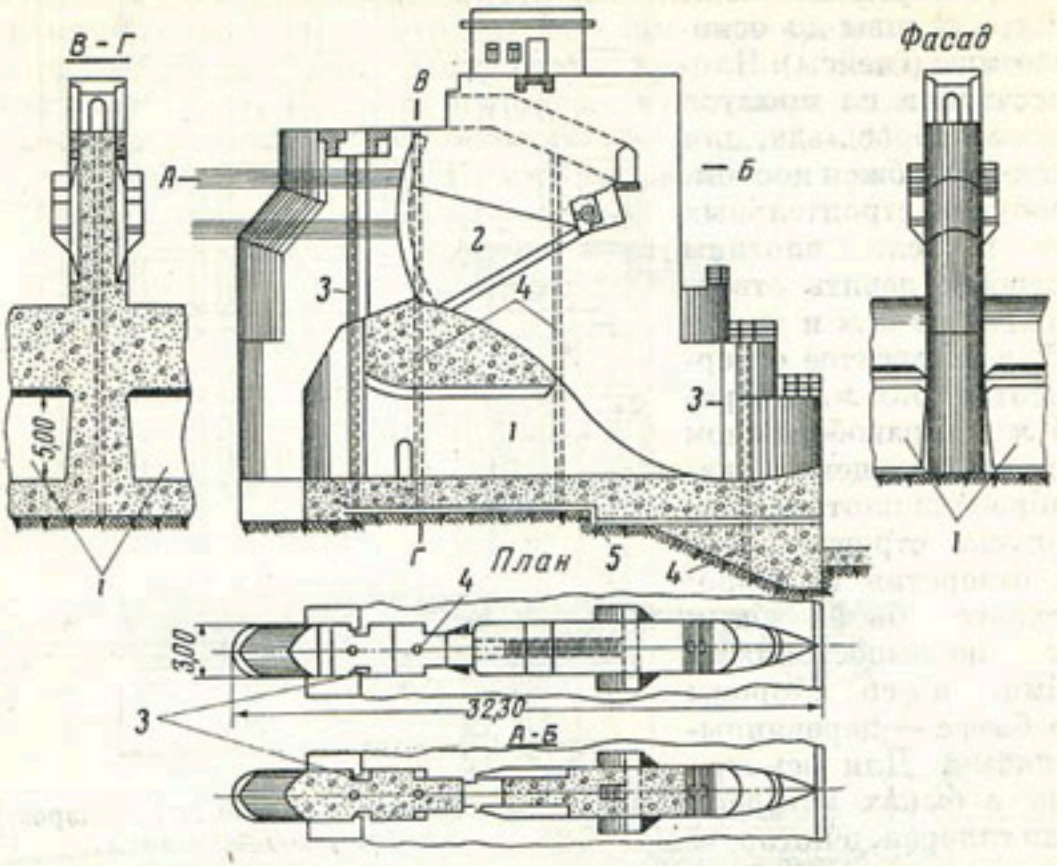


Рис. 22—13. Поперечный разрез плотины с приподнятым порогом:
1 — временные донные отверстия; *2* — поверхностные отверстия с сегментными затворами; *3* — шандорные пазы; *4* — гудронная шпонка; *5* — дренаж.

На рисунке 22—15 приведен поперечный разрез плотины на суглинистом основании с напорными агрессивными грунтовыми водами. Меженный расход реки пропускается через приплотинную ГЭС; в паводок расход реки

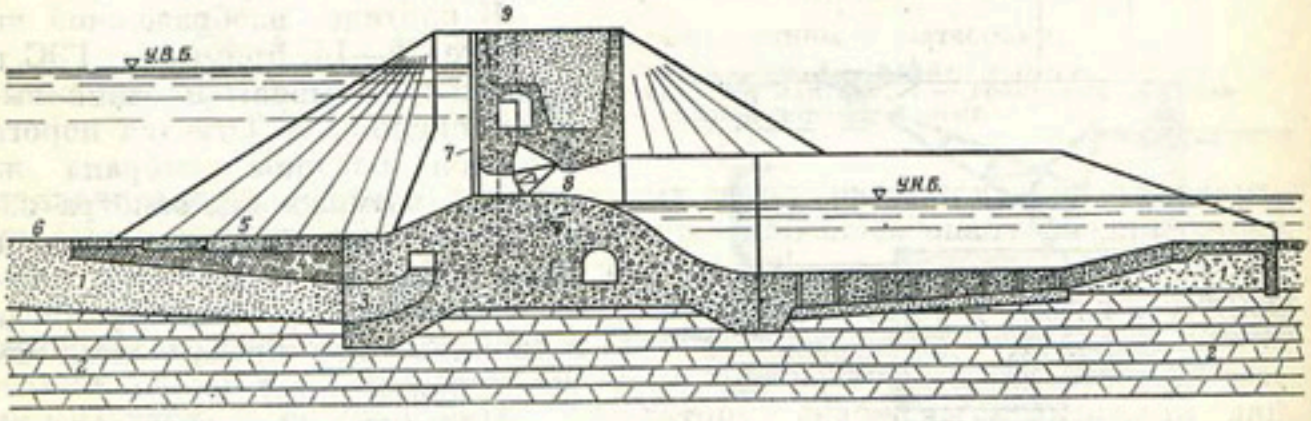


Рис. 22—14. Поперечный разрез плотины с донными отверстиями:
1 — аллювий; *2* — трещиноватая скала; *3* — крупный песок; *4* — глиняный понур; *5* — бетонные плиты; *6* — асфальтовое покрытие; *7* — аварийный затвор; *8* — сегментный затвор; *9* — шахта в галерею управления затворами и в дренажную галерею.

пропускается через 20-метровые пролеты плотины (с пятиметровыми быками) с удельным расходом до 53 *м*³/*сек*.

Для перехвата агрессивных вод и уменьшения противодавления фильтрационного потока из смотровой галереи понура устроены на расстоянии 12,5 *м* друг от друга скважины диаметром 20 *см* и глубиной около $1{,}2H_1$; скважины защищены песчано-щебеночным фильтром. Из галереи вода отводится в нижний бьеф по уложенным в быках трубам.

Нижний слой понура из бетона покрыт битумом, выше — асфальтобетоном, затем слоем жирного суглинка, слоем песка — 1 *м*, слоем гравия —20 *см* и, наконец, бетонными плитами $3 \times 3 \times 0{,}3$ *м*. Понур соединяется с бетоном плотины битумными плитами в штрабах. Водобой и сливная часть

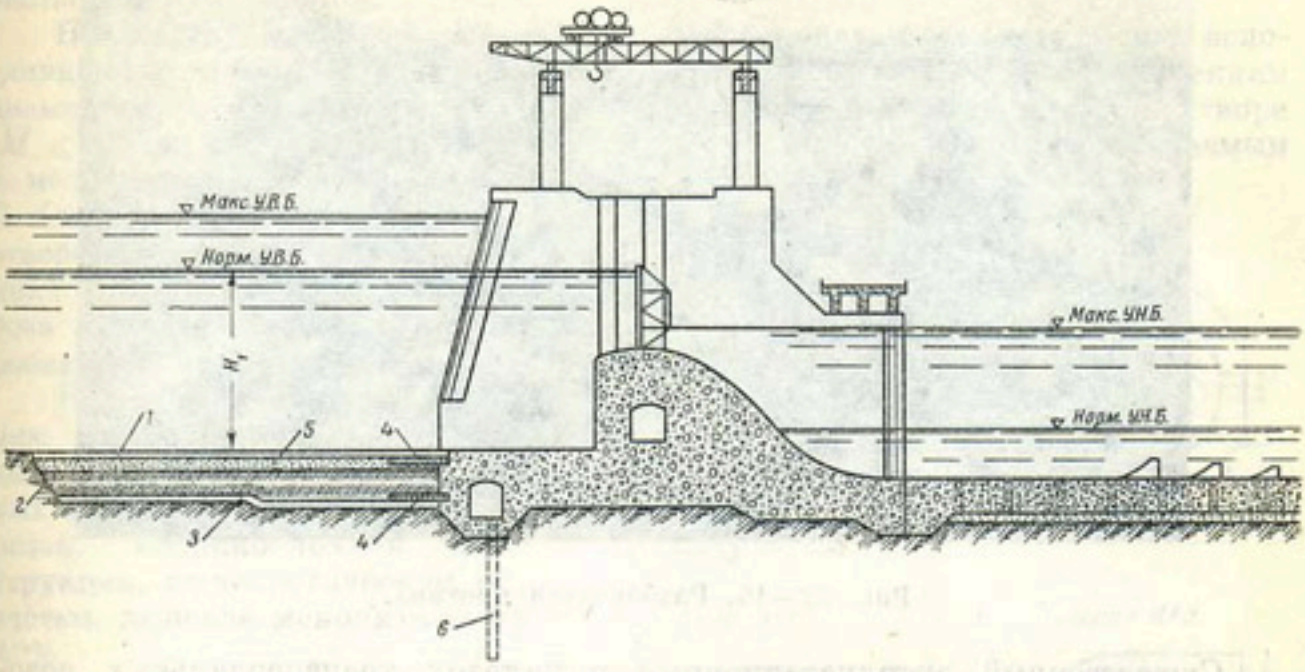


Рис. 22—15. Поперечный разрез плотины:
1 — бетонные плиты; *2* — суглинок; *3* — бетон; *4* — битумные плиты; *5* — песок; *6* — дренажная скважина.

устроены сквозными с фильтрами; диаметр вертикальных отверстий 50 *см*. Сливная часть заканчивается фартуком из сквозных армированных бетонных плит $10 \times 10 \times 0{,}3$ *м*, опущенным ниже бытового дна реки; далее уложен фашинный тюфяк. На водобое установлены зубцы-гасители в шахматном порядке.

Выбор величины пролета из условий беззаторного пропуска льда производят по опыту эксплуатации существующих плотин; так, для южных районов СССР пролеты затворов назначаются в 10—12 *м*, для средних районов 15—20 *м*, для северных районов 20—25 *м*. Ширина ледосбросного фронта выбирается около 0,6 ширины реки в бытовом состоянии при ледоходе.

§ 22—4. РАЗБОРЧАТЫЕ ПЛОТИНЫ

Разборчатые плотины применяются преимущественно в тех случаях, когда при сравнительно небольшом подпоре уровня верхнего бьефа необходимо открыть все пролеты, чтобы пропустить наибольшие паводки или лед без дальнейшего повышения уровня верхнего бьефа. Такая задача может быть решена и плотинами других типов, однако на средних реках с относительно большими паводковыми расходами, сильным ледоходом, небольшими и устойчивыми расходами межени без резкого изменения их ливневыми паводками — разборчатые плотины нередко экономически более целесообразны, чем другие. Разборчатые плотины состоят из низкого водобоя, на котором размещаются поворотные фермы системы О. Н. Корицкого, треугольные фермы или фермы других систем (§ 9—2), из береговых устоев, в одном из которых устраивают нишу для опускания ферм. Такие плотины нашли применение в судоходстве при перекрытии широких пролетов; в орошении они применяются реже, так как в эксплуатации их могут быть затруднения при влечении потоком большого количества донных наносов, карчей, при образовании донного льда.

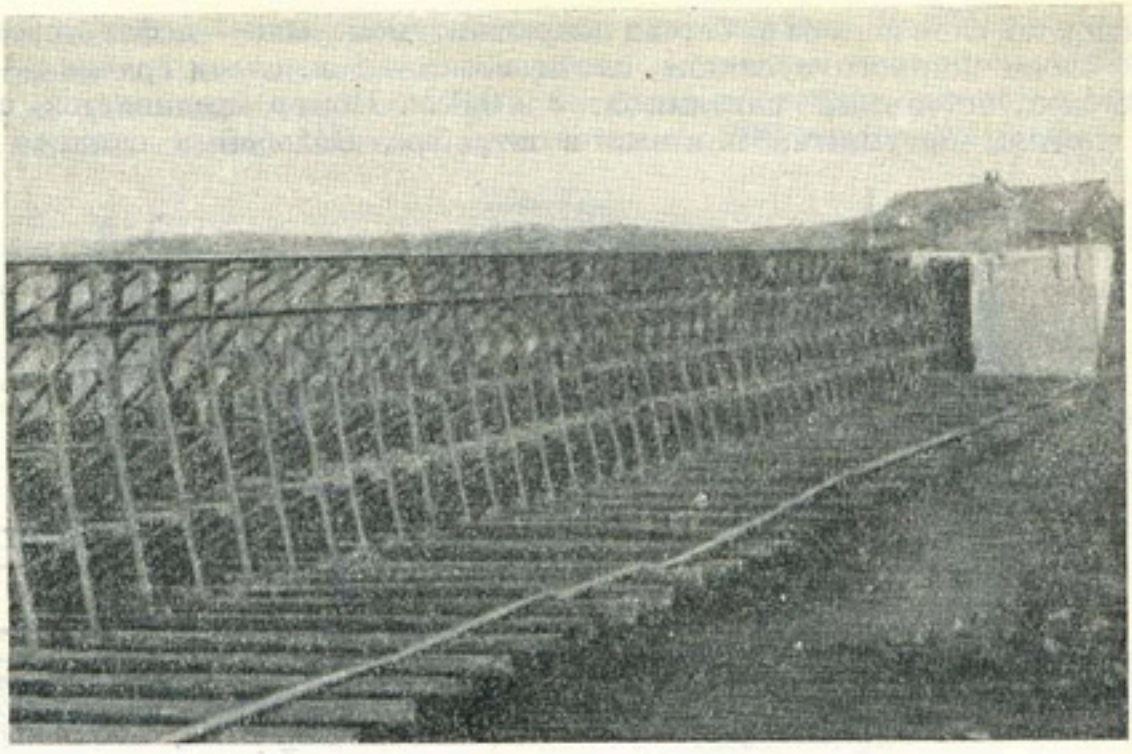


Рис. 22—16. Разборчатая плотина.

Существенный эксплуатационный недостаток трапецеидальных поворотных ферм (рис. 22—16) заключается в медлительности разборки и сборки ферм (для пропуска паводка, ледохода). В этом отношении более оперативными могут быть треугольные фермы (рис. 9—6 и 9—7), быстро опускаемые и поднимаемые и не требующие разборки и сборки спицевого заграждения, затворов или брезентовых штор.

§ 22—5. СБОРНО-БЛОЧНЫЕ ПЛОТИНЫ

Сборно-блочные конструкции плотин позволяют: а) индустриализировать строительство; б) использовать время всего года на строительство (зимний период для изготовления блоков на полигоне при стройплощадке, остальное время для монтажа сборно-блочных конструкций), т. е. сократить общий срок строительства; в) полнее использовать механизацию при меньшей и ровной потребности в рабочей силе; г) уменьшить стоимость строительства и понизить трудоемкость монтажных работ.

Для монолитных гидротехнических сооружений характерны: 1) их массивность, благодаря которой они устойчиво воспринимают большие давления воды, и 2) слабая напряженность бетонной кладки. Массивность может быть достигнута не только большим объемом бетонной кладки (весьма дорогой вариант плотины), но и облегченной конструкцией с выступом в сторону верхнего бьефа (рис. 22—15), на который действует большое пригружающее давление воды, выравнивающее напряжение по подошве плотины и предупреждающее от больших и неравномерных осадок плотины.

Если массивный, но слабонагруженный бетон заменить легкими железобетонными сборными элементами, достаточно напряженными, а пространство между ними заполнить балластом (песком, щебнем и т. п.), то такая плотина будет так же устойчива, как и монолитная, но проще, дешевле и скорее возводимой.

Блоки плотин могут быть бетонными и железобетонными. Бетонные блоки могут устраиваться сплошными (весом 10 m и более) и пустотелыми; в гранях первых устраивают штрабы и выступы; блоки укладывают на растворе по типу кирпичной кладки; плотины из таких блоков дороги и неэкономичны.

Кладку из пустотелых блоков также устраивают на растворе. Жесткость кладки обеспечивается укладкой в ячейки (пустоты) блоков сборных железобетонных свай с заливкой ячеек бетоном или устройством специальных вырезов в блоках, образующих вертикальные колодцы, в которые устанавливается арматура с последующим заполнением колодцев цементным раствором или бетоном.

На рисунках 22—17, 22—18 и 22—19 показаны конструкции водосливной плотины, предложенные инж. К. В. Ивановым [1]. Блоки внутренним диаметром 0,70 *м* устанавливают друг на друга на цементном растворе ($M \leqslant 100$ *кг/см*^{2}); образующиеся колонны соединяют бетоном, укладываемым в междублочные пространства. В блоках устраивают круглые отверстия для крючьев подъемника и по четыре проема-выреза для монтажа и дренирования.

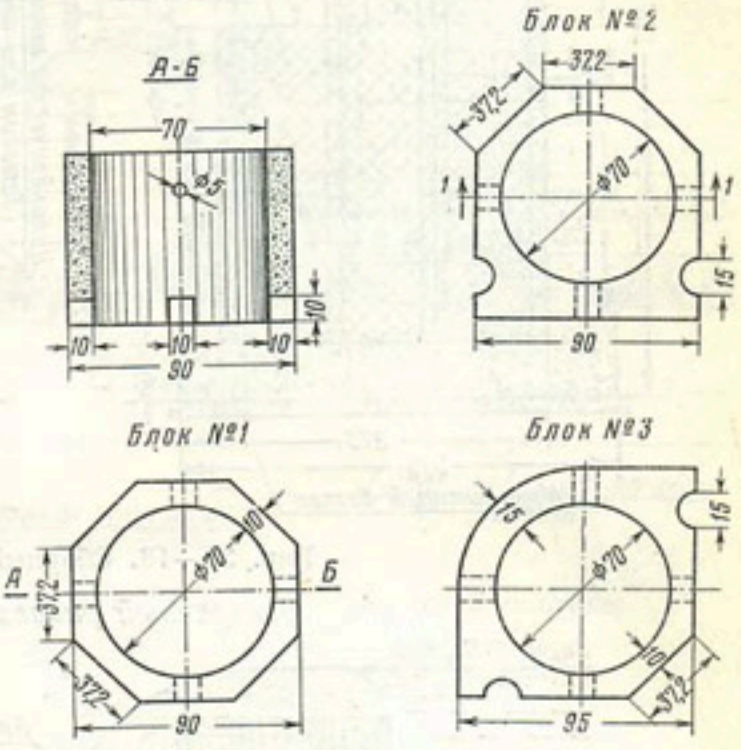


Рис. 22—17. Бетонные блоки сборной плотины.

Бетонноблочную конструкцию можно армировать, укладывая арматуру в междублочных колодцах и в проемах-вырезах. Бетонноблочная конструкция, по теоретическим расчетам, дешевле монолитной на 40%.

Имеются предложения строить гидротехнические сооружения, как монолитные, так и блочные, обжатыми и напряженно заанкеренными, что может дать существенную экономию в строительстве [2].

Институтом Гипросельэлектро по предложению Т. Л. Вархотова разработана конструкция сборной ячеистой плотины (рис. 22—20 и 22—21) из железобетонных блоков [3]. Блоки представляют собой две железобетонные плиты, из которых выпущены проушины; проушины соседних плит жестко соединяются с помощью сварки арматурой; размеры плит $8 \times 100 \times 150 \div 500$ *см*, расстояние между ними в свету $\geqslant 50$ *см*; в углах пересечения блоков вставляется арматурный каркас и пространство между плитами бетонируется. При приготовлении бетона применяются пластифицирующие и воздухововлекающие добавки, значительно повышающие водонепроницаемость бетона и облегчающие заполнение им всего объема бетонирования [4]. Блоки укладываются на растворе. Ячейки, образуемые блоками, заполняют грунтом, сверху покрывают монолитным бетоном.

В советском гидростроительстве широко применяются железобетонные плиты-оболочки. На Волгострое железобетонные плиты-оболочки применялись размерами $500 \times 250 \times 8$ *см*, изготовляемые на заводе при строй-

---

[1] К. В. Иванов. Экономичные конструкции гидротехнических сооружений массового строительства из сборного бетона. «Гидротехника и мелиорация» № 6, 1951.

[2] А. З. Басевич. Обжатые и напряженно заанкеренные гидротехнические сооружения. ВНИИГ, Л., 1952.

[3] Б. В. Орлов. Конструкции плотин из сборного железобетона и их сравнительная эффективность. «Гидротехника и мелиорация» № 4, 1958. Сборные железобетонные водосбросные сооружения. Под редакцией А. Р. Березинского. Госэнергоиздат, 1962.

[4] М. Г. Давидсон, Е. Д. Кузьмин. Новые способы повышения водонепроницаемости железобетонных сооружений. Госстройиздат, 1957.

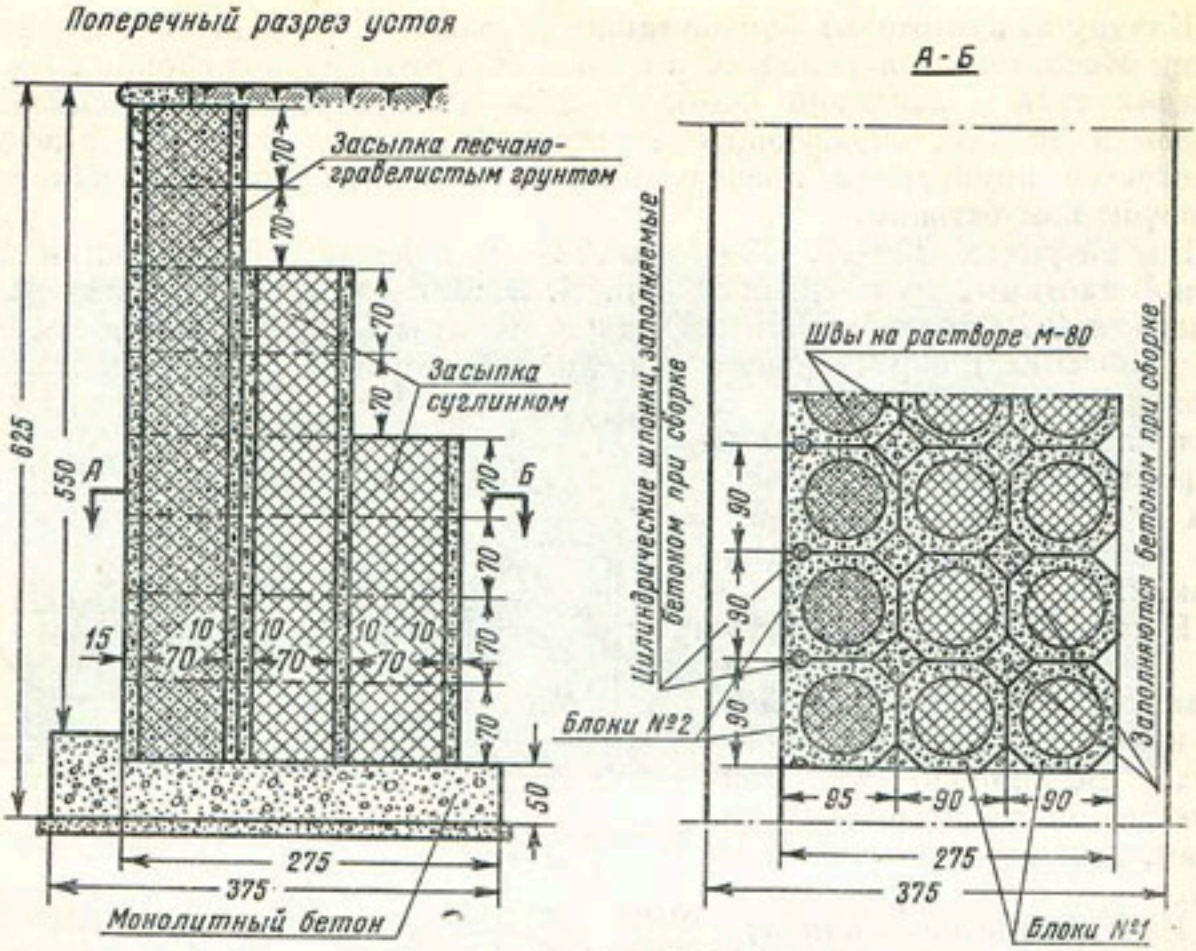


Рис. 22—18. Сборный устой.

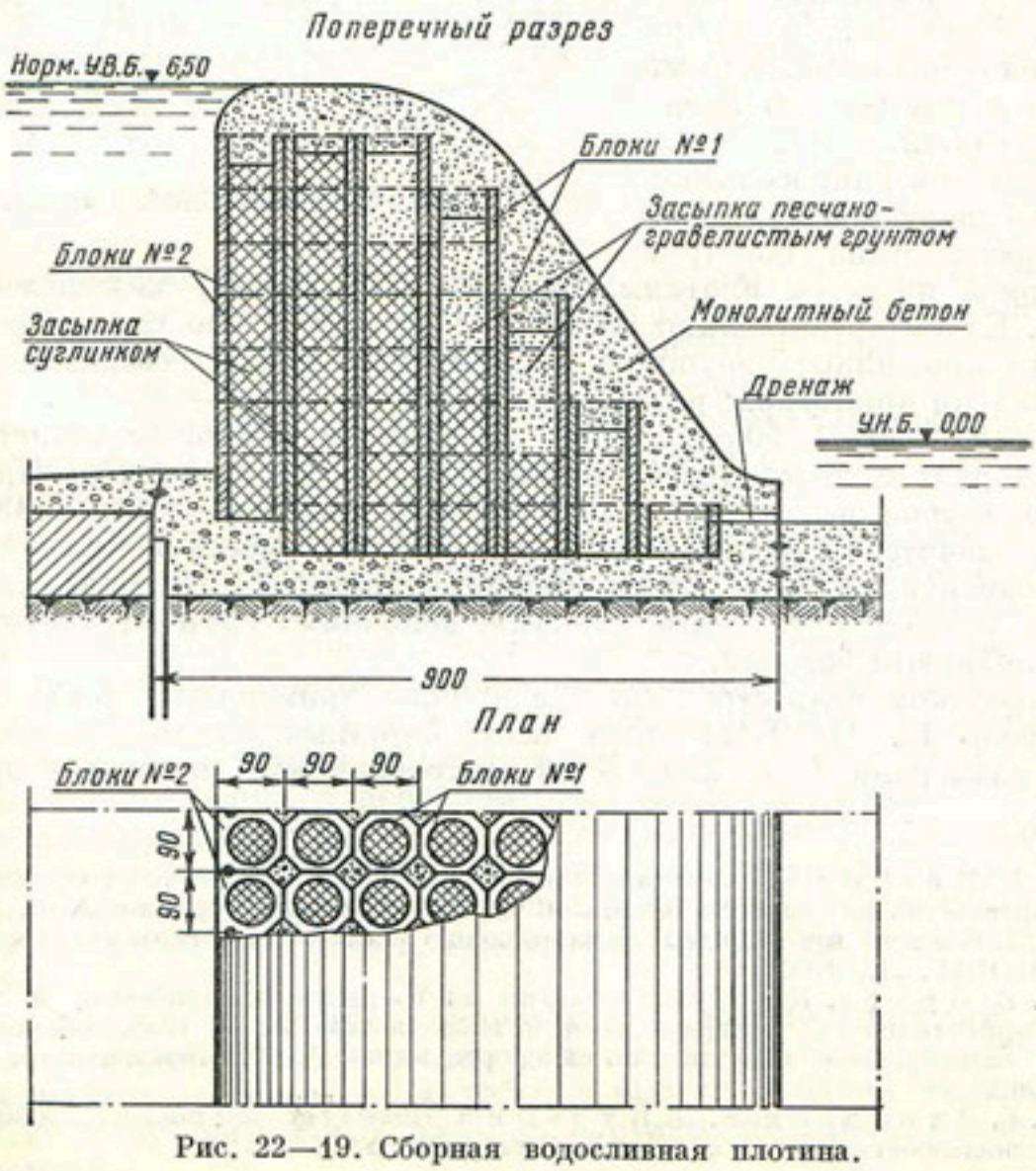


Рис. 22—19. Сборная водосливная плотина.

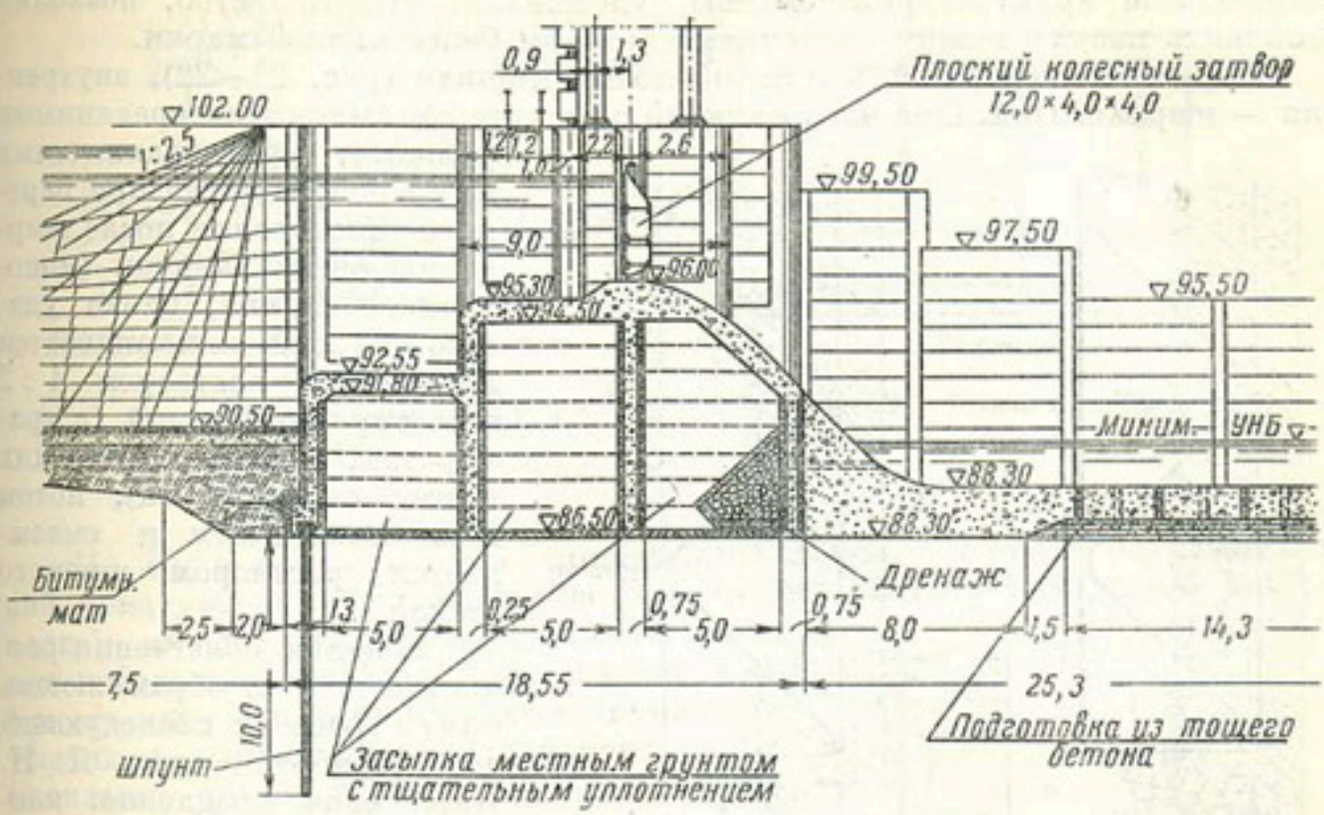


Рис. 22—20. Поперечный разрез сборно-блочной ячеистой плотины.

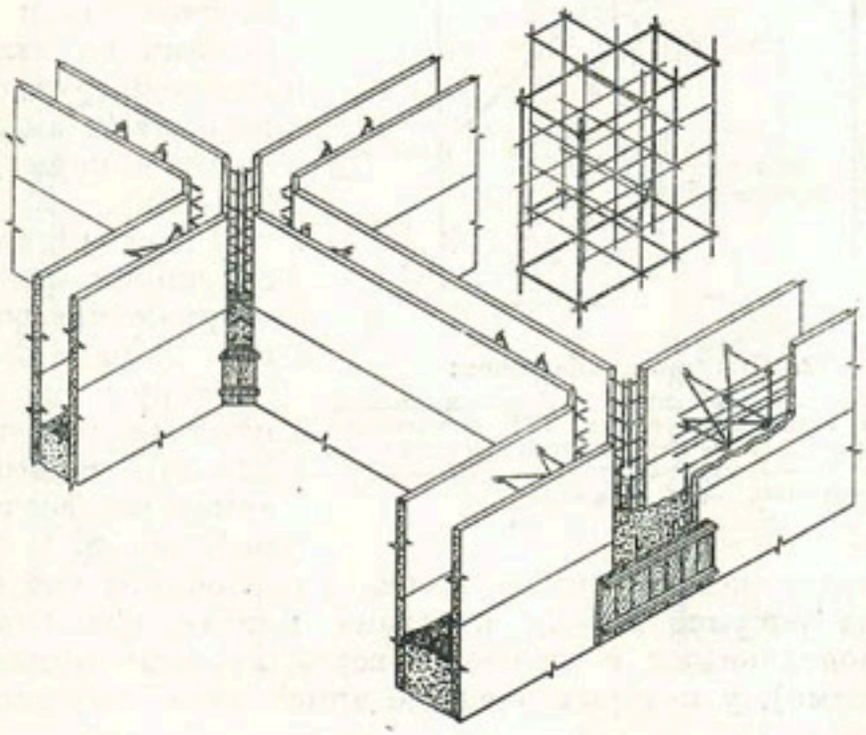


Рис. 22—21. Узел ячеек плотины и арматурный каркас узла.

площадке со станковой вибрацией и пропариванием [1]. Оболочки могут выполняться любых форм, размеров, окраски и отделки. Высокая прочность оболочек повышает сроки службы сооружений по сравнению с монолитным бетоном в опалубке, сокращает сроки строительства, придает сооружениям законченные архитектурные формы, удешевляет строительство, позволяя заполнять пазуху между оболочками бетоном более низкой марки.

Наружная поверхность плит-оболочек гладкая (рис. 22—22), внутренняя — шероховатая. При изготовлении плит они окаймляются деревянными рейками, предохраняющими их от повреждений при перемещениях; рейки после твердения бетона кладки (монолитного бетона) блока удаляются, шов зачеканивается цементным раствором 1 : 2 или торкрет-бетоном (в трафаретах, предохраняющих плиты от набрызга), потом шов железнится и смазывается раствором жидкого стекла [2].

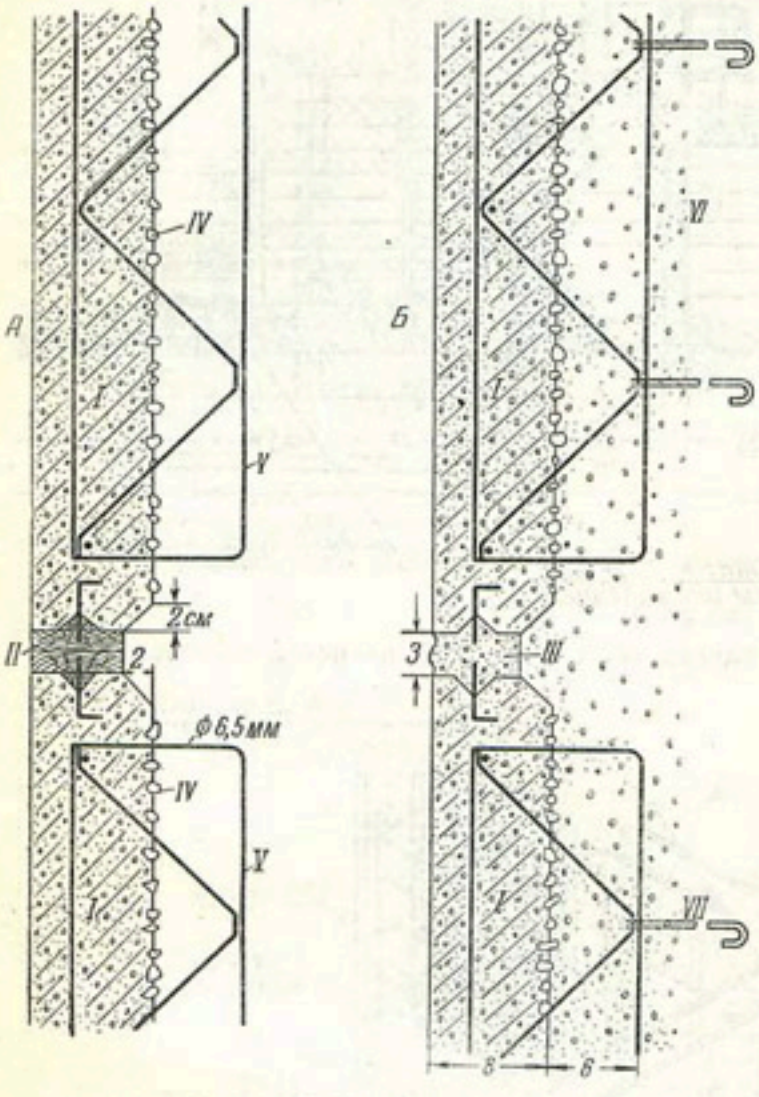


Рис. 22—22. Стык плит-оболочек:
I — железобетонные плиты-оболочки; *II* — прямоугольные и треугольные деревянные рейки; *III* — зачеканка цементным раствором; *IV* — шероховатая поверхность из гравия (шуба); *V* — арматура плиты; *VI* — бетон сооружения; *VII* — анкер.

С целью облегчения расчистки шва от обрамляющих плиты реек и последующей его обработки инж. Я. Н. Даршкевич предложил конструкцию, изображенную на рисунке 22—23 [3]. В узких конструкциях (например, в быках) оболочки противоположных стен соединяются тяжами на сварке; в широких конструкциях к арматуре плит (к змейке) приваривают анкеры (*VII* на рис. 22—22).

При бетонировании конструкций с армофермами блок сооружения до бетонирования обрамлялся по всему контуру железобетонными плитами-оболочками (рис. 22—25), прикрепляемыми к арматуре, соединенной с армофермами.

Имеются предложения усилить плиты и оболочки и увеличить их размеры [4]; так, на рисунке 22—24 показана плита-панель толщиной 8 *см* с пятью горизонтальными и четырьмя вертикальными арматурными фермочками (змейками), у которых внешние арматурные стержни, параллель-

---

[1] М. П. Седов. Возведение бычков и забральных стенок водосливной плотины в облицовочных железобетонных оболочках. «Гидротехническое строительство» № 12, 1950.

[2] Г. А. Шишо. Заделка швов между плитами-оболочками гидротехнических сооружений. «Гидротехническое строительство» № 10, 1957.

[3] В. М. Медведев, А. А. Никаноров. К вопросу о швах между плитами-оболочками. «Гидротехническое строительство» № 7, 1956.

[4] А. А. Загряжский. От плит-оболочек к армирующим панелям. «Гидротехническое строительство» № 10, 1957.

ные плите, ставят $d = 16$ *мм*; они же являются арматурой (основной или распределительной) сооружения.

Увеличение грузоподъемности кранов позволит увеличить площади панелей до 40—80 $м^2$.

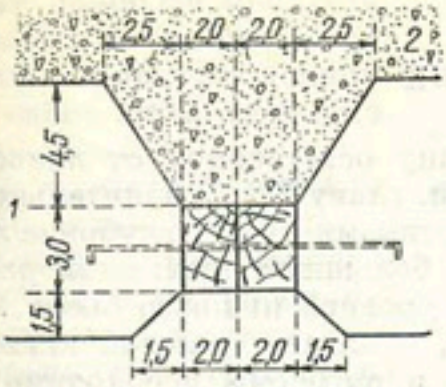


Рис. 22—23. Стык плит-оболочек:

1 — плиты-оболочки; *2* — монолитный бетон.

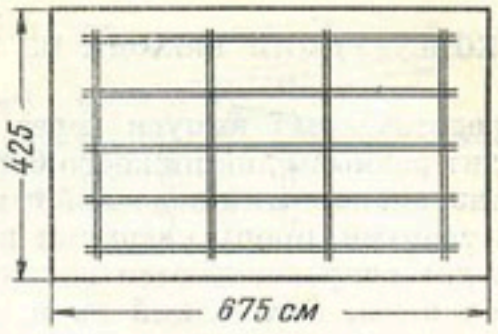


Рис. 22—24. Плита-панель.

На Куйбышевгидрострое применялись плиты-оболочки без выпущенной арматуры и без шубы (щебенчатая шероховатость внутренней поверхности); их внутренняя поверхность имела вид небольших кессонов, повышавших жесткость плит и предупреждавших появление трещин в плитах при их транспортировке. Сцепление таких плит с основной массой бетона было не слабее, чем у плит с выпущенной арматурой и шубой.

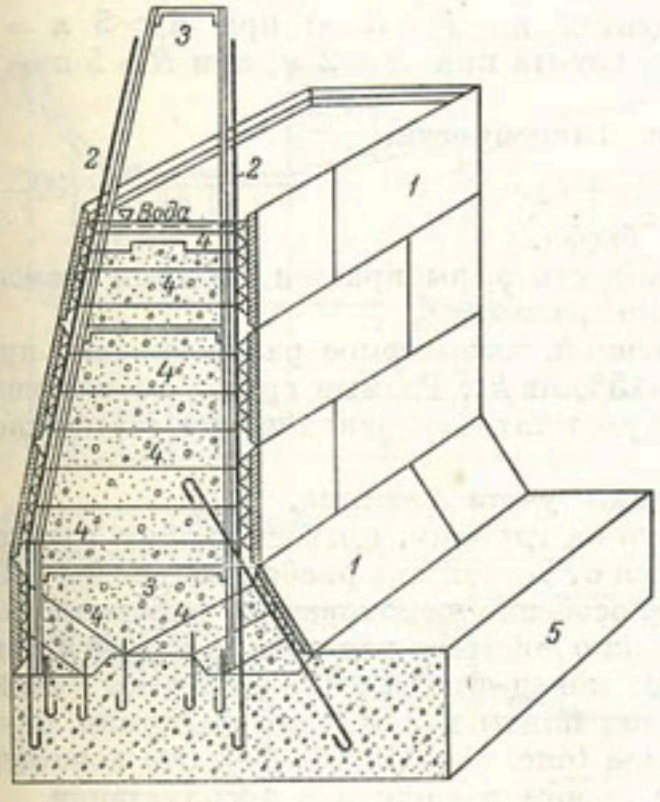


Рис. 22—25. Оболочка из железобетонных плит:

1 — железобетонные плиты; *2* — рабочая арматура (распределительная арматура не показана); *3* — армоферма; *4* — тяжи; *5* — ранее уложенный бетон.

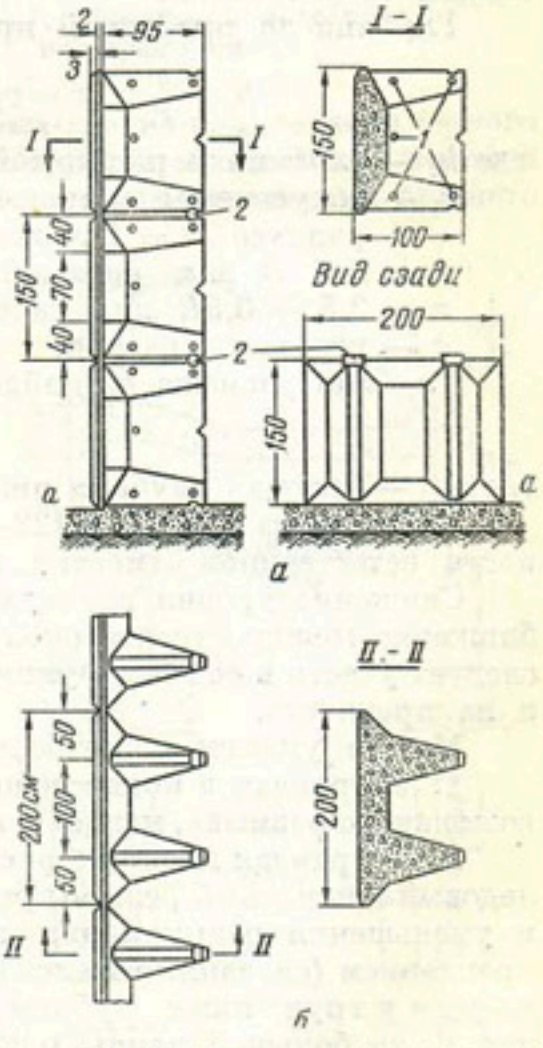


Рис. 22—26. Бетонные облицовочные блоки:

а — поперечный разрез; *б* — план; *1* — отверстия для связки блоков арматурой; *2* — круглая сталь для расклинки блоков; *а — а* — граница бетонной подготовки.

На рисунке 22—26 показаны бетонные облицовочные блоки, применяемые в заграничной практике. Блоки — мелкогабаритные, бетонные, упо-

требляются взамен опалубки [1] (плотина Бор на р. Дордонь); крупные блоки — железобетонные балки, применяются для перекрытия водосбросных пролетов (плотина Шастанг на р. Дордонь), для образования сливной грани [2] по контрфорсам (плотина Лох-Слой высотой 49 *м* в Шотландии).

§ 22—6. КОНСТРУКЦИИ ВЫХОДА ИЗ ПЛОТИН

Сосредоточенный выпуск через плотину осветленной от наносов воды производит размывы дна нижнего бьефа (см. главу 27), сравнительно небольшие за низконапорными водосливными плотинами и более глубокие за плотинами с затворами, пропускающими воду с большими удельными расходами; размывы дна сопровождаются снижением уровней нижнего бьефа.

Поток воды, выходящий из плотины, обладает большой кинетической энергией, поэтому конструкциям водобоя и рисбермы необходимо придать такие размеры и формы, которые устойчиво, без повреждения сооружений и русла переводили бы большую кинетическую энергию потока преимущественно в потенциальную энергию нижнего бьефа.

Это условие выполняется прыжковым сопряжением на водобое, недопущением отгона прыжка за сооружение, за редким исключением прочного скального основания.

Глубина за рисбермой приближенно может быть найдена из формул:

$$h_1 = \frac{q}{v}; \quad v = v_1 \sqrt[n]{R} \simeq v_1 \sqrt[n]{h_1}; \quad h_1 \sqrt[n]{h_1} = \frac{q}{v_1}, \qquad (22—7)$$

где h_1 — глубина за рисбермой;

v_1 — допускаемая скорость для несвязных грунтов при гидравлическом радиусе $R = 1$ *м* или $h = 1$ *м* для широких потоков;

$n = 2 + R$ для несвязных грунтов до $R \leqslant 3$ *м*; при $R > 5$ $n = 6$;

$n = 2{,}5 + 0{,}5R$ для галечного грунта при $R \leqslant 2$ *м*; при $R \geqslant 5$ $n = 5$;

q — удельный расход.

Глубина размыва $h_р$ найдется из зависимости:

$$h_1 = h_р + h_б, \qquad (22—8)$$

где $h_б$ — бытовая глубина нижнего бьефа.

В формулах (22—7) и (22—8) скорость v_1 выбирается с учетом возможности естественной отмостки воронки размыва [3].

Снижение уровня воды за рисбермой, вызываемое размывом дна, приближенно можно считать около 10—15% от $h_р$. Размыв грунта за плотиной следует учесть в ее конструкциях и в расчетах—гидравлическом, статическом и на прочность.

Можно указать следующие приемы учета размыва.

1. Устраивая в конце водобоя зуб на глубину, превосходящую глубину возможного размыва, можно отказаться от устройства рисбермы (рис. 22—10).

2. Устраивая длинную рисберму, особенно шероховатую, если позволяет ледовый и наносный режимы реки, можно добиться растекания на ней потока и уменьшения размыва дна за ней; конец рисбермы оканчивают гибким креплением (связанные железобетонные плиты и т. п.) или фартуком, опускаемым в грунт ниже глубины размыва (рис. 18—12, 18—14). Эта конструкция из-за большой длины рисбермы дорога и сложна в эксплуатации.

3. Заглубляют конец водобоя небольших плотин на 3—2 *м* ниже отметки бытового дна и далее устраивают укороченную рисберму (рис. 22—2) с каменной отсыпкой по откосу за рисбермой.

---

[1] В. С. Эристов. Применение сборного железобетона при гидротехническом строительстве во Франции и Марокко. «Гидротехническое строительство» № 8, 1955.

[2] В. Г. Пинскер. Примеры применения сборного железобетона в гидротехнических сооружениях. «Гидротехническое строительство» № 4, 1955.

[3] О размывах см. также Н. Т. Смольяниинов. Местные размывы русел в нижних бьефах плотин. Изд. АН УзССР, Ташкент, 1953.

4. В конце водобоя устраивают глубокую стенку, а за ней водобойный пол-трамплин; такие полы с успехом применялись на уральских плотинах в конце длинного сливного лотка. Уральские водобойные полы отдаляют место размыва от плотины и заполняют подполье продуктами размыва вследствие образующегося циркуляционного течения через щель перед полом (рис. 22—27).

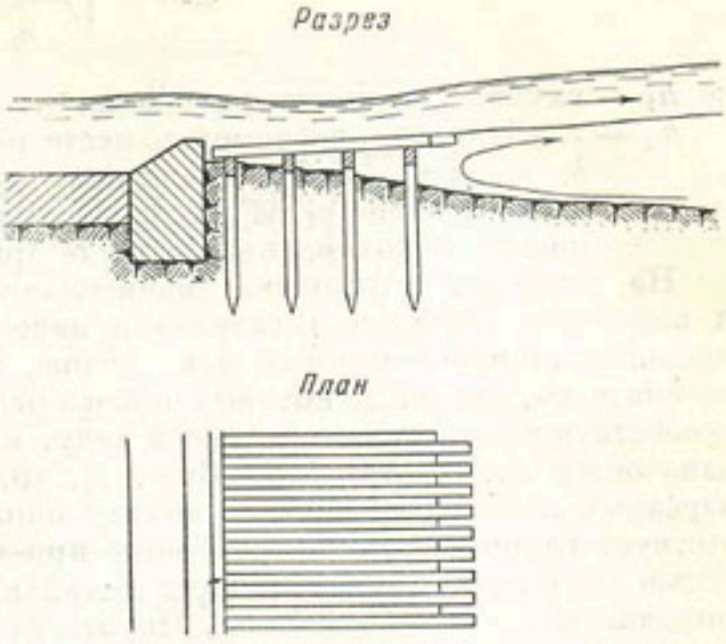


Рис. 22—27. Уральский водобойный пол-трамплин.

Полы устраивают деревянными или железобетонными с подъемом 0,05—0,10; оканчиваются они пальцами (сочетанием длинных и коротких бревен). Начало пола отстоит на 0,20—0,35 *м* от конца водобоя и располагается на 0,2—0,3 *м* ниже конца водобоя.

В гидравлическом расчете глубины размыва за плотинами встречается неопределенность в установлении величины удельного расхода второго сечения, входящего в формулу сопряженных глубин (6—8) и др. Поток, выходя из-под затвора одного пролета (или сливаясь с одного пролета водосливной плотины) на водобой и далее на рисберму (рис. 22—28), сжимается водными массами нижнего

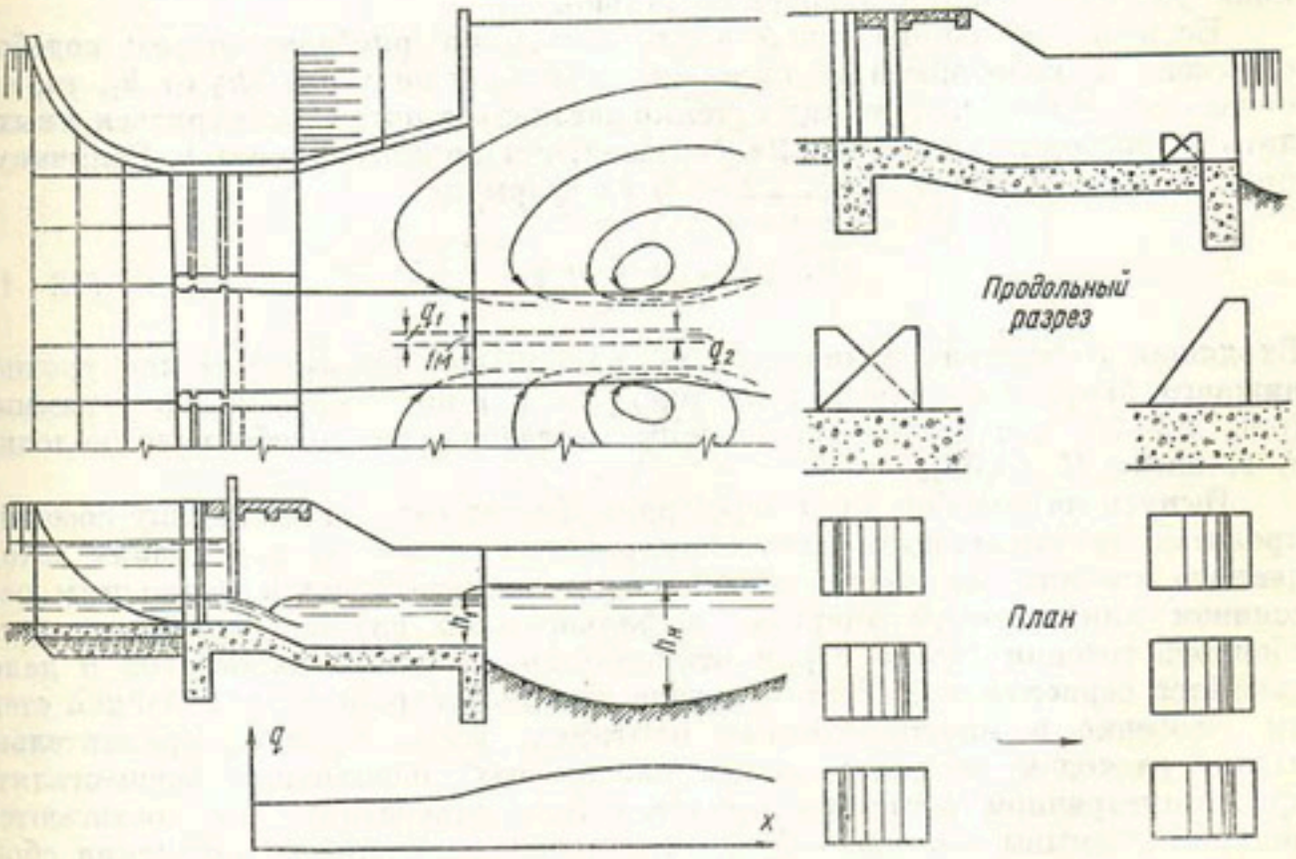


Рис. 22—28. Схема движения потока на рисберме.

бьефа, вызывает в них вращательное движение с вертикальной осью, питает эти вращательные движения и сам питается от них; вследствие этого удельные расходы потока становятся неодинаковыми: в сжатом сечении по оси потока, по опытным данным, удельный расход q_2 может в $1^1/_2$—2

раза и более превосходить удельный расход в пролете q_1. По предложению А. С. Образовского [1]:

$$\frac{q_2}{q_1} = \sqrt{\frac{h_н}{h_1}}, \qquad (22—9)$$

где h_1 — глубина в конце рисбермы;

$h_н$ — глубина за рисбермой в месте наибольшего размыва. Увеличение $h_н$ влечет за собой повышение q_2. По бокам струи удельные расходы меньше q_1, а за пределами транзитной струи течение принимает обратное направление (рис. 22—28).

На уменьшение размыва значительное влияние оказывает постановка на водобое и рисберме гасителей в виде 1—2 рядов водобойных порогов сплошных (в плане прямых или, лучше, зигзагообразных) или прорезных растекателей, два вида которых показаны на рис. 22—28 справа. Гасители способствуют растеканию потока и ведут к уменьшению q_2. Высота порогов назначается $(0{,}5 \div 1{,}0)\, h_{сж}$. Инж. А. Ф. Антонников [2] рекомендует для разрезных порогов принимать высоту около $(0{,}55 \div 0{,}60)h$, когда h соответствует глубине в конце рисбермы при пропуске потока через один полностью открытый пролет и через остальные пролеты, у которых затворы приподняты на $^1/_5 \div ^1/_6$ напора. Пороги принятой высоты не должны препятствовать сбросу льда через плотину.

Исследования водных струй насадков, входящих с большой скоростью (20—50 *м/сек* и более) в водный бассейн, указывают на некоторое увеличение расхода этих струй за счет вовлечения в движение окружающих водных масс. Подобное явление наблюдается за плотинами в случае работы одного или нескольких пролетов (рис. 22—28 внизу), однако количественных связей для учета местного увеличения расхода по пути еще не имеется, они пока устанавливаются экспериментально.

Если поток одного пролета выпускать на рисберму через водобой, снабженный водобойной стенкой, поставленной не далее $3h_2$ от h_1, то, как показали наши опыты, реакция стенки заставляет поток расширяться и выходить на рисберму по ширине $2s$, большей, чем ширина пролета b. Величину s приближенно находят (рис. 22—29) по формуле:

$$s = 0{,}5b + 14H\sqrt{\frac{h}{b}}. \qquad (22—10)$$

Входящая в формулу величина H — наибольшее возвышение над уровнем нижнего бьефа (обозначения на рис. 22—29) находится из номограммы [3] (рис. 22—30 для случая свободного истечения из водобойного колодца, т. е. когда $H \geqslant 0{,}5h$).

Выпуск на водобой воды через один пролет (или через группу соседних пролетов, составляющих часть общего числа пролетов) в условиях затопленного прыжка без водобойного колодца сопровождается медленным рассеянием кинетической энергии, в большинстве случаев с образованием сбойного течения (когда струя отклоняется к одному из берегов и далее движется серпентинно). В этом случае полезно устройство водобойной стенки, особенно в многопролетных плотинах, когда пропуск сравнительно малых расходов (не наибольших паводковых) необходимо осуществлять при симметричном открытии пролетов (или отверстий), чем достигаются меньшие размывы в нижнем бьефе и меньшая вероятность появления сбой-

---

[1] А. С. Образовский. К учету местного увеличения удельных расходов за рисбермами водосливных плотин. «Гидротехническое строительство» № 12, 1957.

[2] А. Ф. Антонников. Местное увеличение удельных расходов воды в нижнем бьефе гидроузлов и меры борьбы с ним. «Гидротехническое строительство» № 2, 1958.

[3] Номограмма является обобщением решений уравнений прыжковой функции при постоянстве расхода с учетом расширения потока.

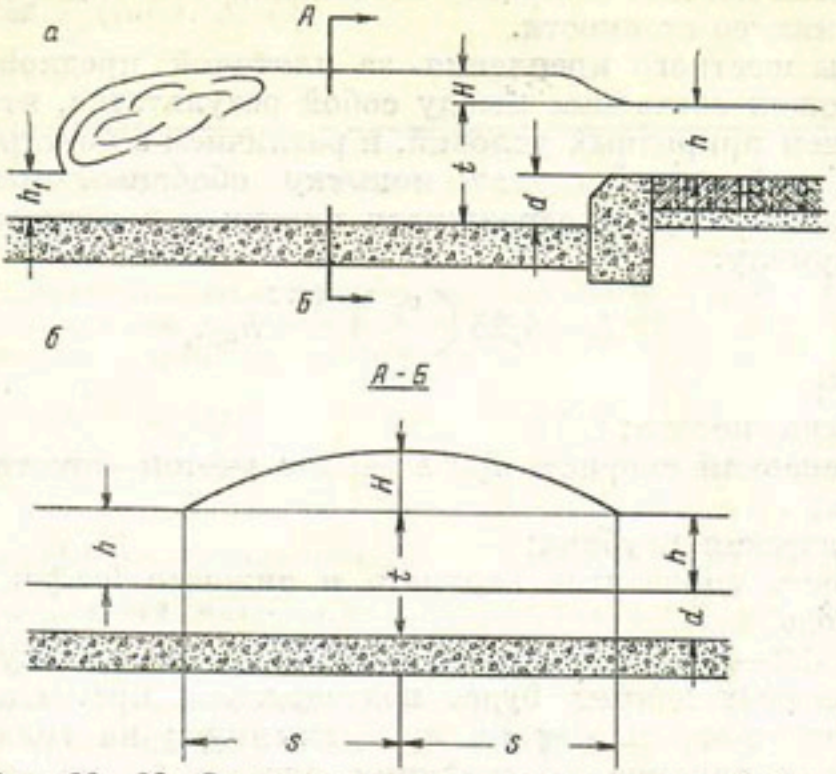


Рис. 22—29. Схема растекания потока в водобойном колодце:
а — продольный разрез; *б* — поперечный разрез.

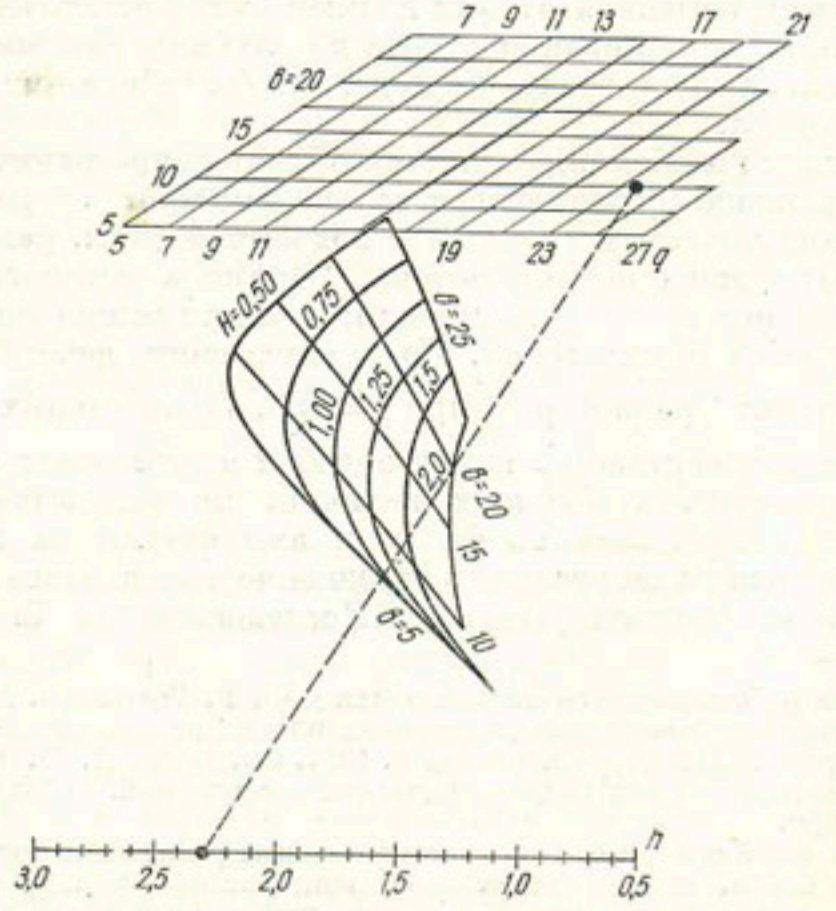


Рис. 22—30. Номограмма для расчета растекания свободного потока.

ного течения [1]. Водобойная стенка устраивается сплошной или с вырезами (зубчатая) или может быть заменена водобойным колодцем, что при заглублении дна водобоя поведет к общему понижению отметки подошвы плотины, т. е. к увеличению ее стоимости.

Для длины жесткого крепления за плотиной предложено несколько формул, не дающих согласных между собой результатов, что можно объяснить и различием природных условий, и различием в конструкциях крепления. И. И. Тараймович [2] сделал попытку обобщить проектные данные по длине крепления L ряда строящихся плотин и в результате предложил следующую формулу:

$$L = 4{,}25 \left(\frac{v_р}{z}\right)^{-0{,}77} h_{кр}, \qquad (22—11)$$

где $v_р = v_1 h^{0{,}2}$;

h — глубина потока;

v_1 — допускаемая скорость при $h = 1$ *м* с учетом естественной отмостки русла;

$h_{кр}$ — критическая глубина;

z — разность горизонтов верхнего и нижнего бьефов при расчетном расходе.

Формула (22—11) достоверна постольку, поскольку достоверность исходных проектных данных будет подтверждена практикой; на формулу (22—11) следует смотреть как на приближенную; на величине L должно сильно сказаться влияние конструкции рисбермы.

Д. И. Кумин [3] рекомендует в средних условиях длину водобоя плюс горизонтальный участок рисбермы принимать около

$$L = (9 \div 10) h_2, \qquad (22—12)$$

а последующему участку из каменной отсыпи придавать уклон порядка $m = 6 \div 7$. Объем каменной отсыпи должен быть достаточен для последующего естественного отмащивания откоса до глубины размыва грунта русла, а размеры камней достаточно крупны, чтобы обеспечить устойчивость отмощенного откоса.

Толщина плит водобоя определяется обычно гидротехническим расчетом, но не всегда возможно ограничиться только им; многочисленные лабораторные исследования показали на наличие подъемной силы, развивающейся под действием быстро движущегося потока. Однако в установлении величины подъемной силы нет согласного мнения; существующие оценки этой силы сильно различаются между собой. Подъемную силу, действующую на гладкую плиту, считают [4] равной $\mu \frac{v^2}{2g}$ при $\mu = 0{,}3$, а в отдельных точках $\mu = 0{,}4$. Пульсационное воздействие на плиту водобоя в отдельных точках действительно может достигать больших величин, но вследствие несовпадения пульсационных воздействий по фазам и амплитудам на плитах больших размеров происходит значительное осреднение их, в итоге дающее сравнительно небольшую подъемную силу. Исследованиями Г. А. Паушкина [5]

---

[1] Освещение работы нижнего бьефа имеется у Ф. Г. Гунько. Методика гидравлических расчетов нижних бьефов многопролетных плотин на равнинных реках при маневрировании затворами. ВНИИГ—Энергоиздат, 1957. См. также И. М. Карпов. О сопряжении бьефов многопролетных гидротехнических сооружений. «Гидротехника и мелиорация» № 12, 1950.

[2] И. И. Тараймович. К вопросу о местном размыве за горизонтальным креплением нижнего бьефа. «Гидротехническое строительство» № 5, 1955.

[3] Д. И. Кумин. Гидравлический расчет крепления в нижнем бьефе водосбросов. ВНИИГ — Энергоиздат, М. — Л., 1955.

[4] А. Д. Саваренский. Гасители энергии и крепление русла за плотинами. Госстройиздат, М., 1938; И. И. Токарев. Разрушение водобоя высокой плотины. «Гидротехническое строительство» № 5, 1955.

[5] Г. А. Паушкин. Расчет водобойных плит на нескальных основаниях (исследование пульсационных воздействий потока на водобой). М., 1956.

были получены следующие величины пульсационных нагрузок) и промежуточные при длине его, равной 4,5 $(h_2 - h_1)$, в процентах от скоростного напора в сжатом сечении $\frac{v_1^2}{2g}$ (табл. 22—9).

Таблица 22—9

Схемы водобойных устройств	$q_в$	$q_н$	q_0
Гладкий водобой, продольные швы в плите по осям быков . . .	1,8	1,6	1,5
Гладкий водобой, продольные швы в плите по осям пролетов . .	2,9	2,3	1,5
Водобой с двумя рядами пирсов на расстоянии $(2 \div 4)\, h_1$ от начала плиты	2,1	1,1	1,3
Водобой с порогом трапецеидального сечения в конце плиты . .	2,5	2,3	2,0

В таблице коэффициент затопления прыжка принят равным 1,1, пирсы высотой h_1; осредненная нагрузка в процентах от $\frac{v_1^2}{2g}$ на верхнюю половину плиты обозначена через $q_в$, на нижнюю половину через $q_н$ и на всю плиту q_0; в схемах 3—4 продольные швы в плите устроены по осям быков.

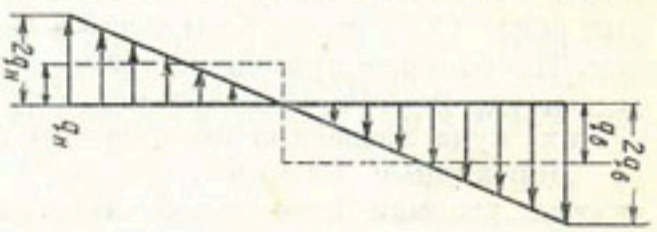


Рис. 22—31. Расчетная схема пульсационного давления.

Разрезка водобоя на две плиты сказывается на уменьшении эффекта осреднения пульсационных давлений и на увеличении $q_в$ и $q_н$ до 50%.

При расчете на всплывание плиты учитывается q_0; расчет на прочность и опрокидывание плиты ведется по схеме, приведенной на рисунке 22—31 (на которой реакция основания не показана).

Особенно опасно для устойчивости плит лобовое воздействие потока, поэтому необходимо выполнять срезку верхней грани плиты в гибком креплении (рис. 22—2). Уменьшение плановых размеров плит ведет к уменьшению эффекта осреднения пульсационных давлений и к повышению величины подъемной силы. В расчете подъемной силы, действующей на гладкую плиту, следует (с некоторым запасом) считать ее пропорциональной количеству движения, т. е. по типу формулы (6—18), и толщину плиты назначать равной около

$$t = (0{,}08 \div 0{,}09)\, v \sqrt{h}. \qquad (22—13)$$

Низконапорные плотины в предгорных районах подвергаются сильному истирающему действию донных и придонных наносов [1], поэтому конструкциям плотин следует придавать не только достаточные размеры по длине, ширине и толщине, но и необходимо их защищать облицовками от истирания наносами. В качестве сменных облицовок используется дерево, в качестве постоянных — стальные листы, чугунные плиты (рис. 22—10, 22—11), прикрытие понура и водобоя галькой, камнем (рис. 22—12), покрытие сталебетоном. Правильное решение конструкций выхода из плотины может быть получено в результате экономического сравнения нескольких вариантов и выбора из них наиболее удовлетворяющего эксплуатационным требованиям, без завышения стоимости и сроков строительства.

[1] Я. А. Никитин. Примеры разрушения бетонных водобоев движущимися наносами. «Гидротехническое строительство» № 10, 1959.

Глава 23

Деревянные плотины

§ 23—1. ПРИМЕНЕНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ ПЛОТИН

В нашей стране, обладающей огромными лесными богатствами, строительство деревянных плотин получило с давних времен широкое распространение. В документах XIII и XIV веков упоминается о водяных мельницах, построенных искусными русскими мастерами —«водяными людьми». С развитием в XVII и XVIII веках заводской промышленности (металлургической и горнорудной) на Урале, под Москвой и Тулой было построено много земляных и деревянных плотин. В начале XVIII века по замыслу Петра I началось строительство первой в России искусственной водной системы — Вышне-Волоцкой, соединяющей р. Волгу с р. Невой. Одним из ее строителей был М. И. Сердюков, построивший на реках деревянные плотины, образовавшие несколько водохранилищ для питания системы водой. Деревянные ряжевые плотины Мариинской водной системы, построенной в начале XIX века, явились образцами для последующих строителей деревянных плотин; с тех пор ряжевые плотины называют плотинами русского типа. После Великой Октябрьской социалистической революции на многочисленных реках СССР построены тысячи деревянных плотин различной конструкции. Наибольшее применение деревянные плотины имеют в районах, богатых лесом, где дерево является местным дешевым материалом, а также в тех местах, куда древесина поступает сплавом.

Деревянные плотины обычно строят для обеспечения необходимых водных условий при сплаве леса, а также для образования небольших водохранилищ в обводнительных и оросительных целях и т. д.

Преимущество деревянных плотин состоит в возможности строительства их в течение всего года, в простой обработке элементов плотины, несложной механизации и организации работ по возведению этих сооружений. При массовом строительстве деревянных плотин следует внедрять типовые конструкции их и заводское изготовление элементов.

Недостатком деревянных плотин является краткий срок службы, измеряемый 15—20 годами, вследствие гниения древесины, которая в гидротехнических сооружениях находится в условиях переменной влажности, а также в результате деформации узлов сооружения из-за не вполне жесткого соединения конструктивных элементов плотин. Увеличение срока службы может быть достигнуто предупреждением загнивания частей сооружений осмолкой или обмазкой поверхности полов, стен и других частей, находящихся в условиях переменной влажности, антисептиками: креозотовым маслом, нефтяным жидким пеком и пр., а также употреблением в зоне переменной влажности более стойких в этих условиях древесных пород: лиственницы и сосны. Пропитка дерева креозотом на специальных заводах, как это делается с железнодорожными шпалами, наиболее целесообразна для предохранения древесины от загнивания, особенно при стандартном изготовлении элементов плотин. Срок службы плотин во многом зависит от доброкачественного производства работ, главным образом от тщательной забивки шпунтовых рядов, а также от правильной эксплуатации и своевременного ремонта.

Применяемый в деревянных плотинах круглый и пиленый лес должен удовлетворять требованиям ГОСТ 9463—60.

§ 23—2. ТИПЫ ПЛОТИН

Деревянные плотины строят обычно с затворами на пороге, реже — без них. Водосбросные плотины с затворами на пороге возводят с напорами до 6 *м*.

По конструкции флютбета, надфлютбетных частей (устоев) и промежуточных опор плоских затворов эти плотины можно подразделить на следующие типы (табл. 23—1).

Таблица 23—1

Классификация по конструкции		
надфлютбетных частей (устоев)	флютбета	промежуточных опор плоских затворов
Свайно-обшивные	Свайные	С постоянными стойками и контрфорсами
Стоечно-обшивные	Свайно-ряжевые	Со съемными стойками
Ряжевые	Ряжевые	С вращающимися стойками
		С вращающимися (поворотными) фермами

Без затворов на водосливе строят низконапорные (с напором до 3 *м*) плотины: шпунтовые, свайно-заборчатые, стланевые, контрфорсные и ряжевые (см. § 23—8).

Плотины с напором более 6 *м* строят только ряжевой конструкции, из вертикальных или наклонных ряжей, и без затворов на гребне водослива (см. § 23—7).

В плотинах с затворами пропуск воды производят через отверстия по флютбету. Если ширина отверстия плотины, определенная из условия пропуска расчетного расхода, получается более 8 *м* (пролет до 8 *м* может быть

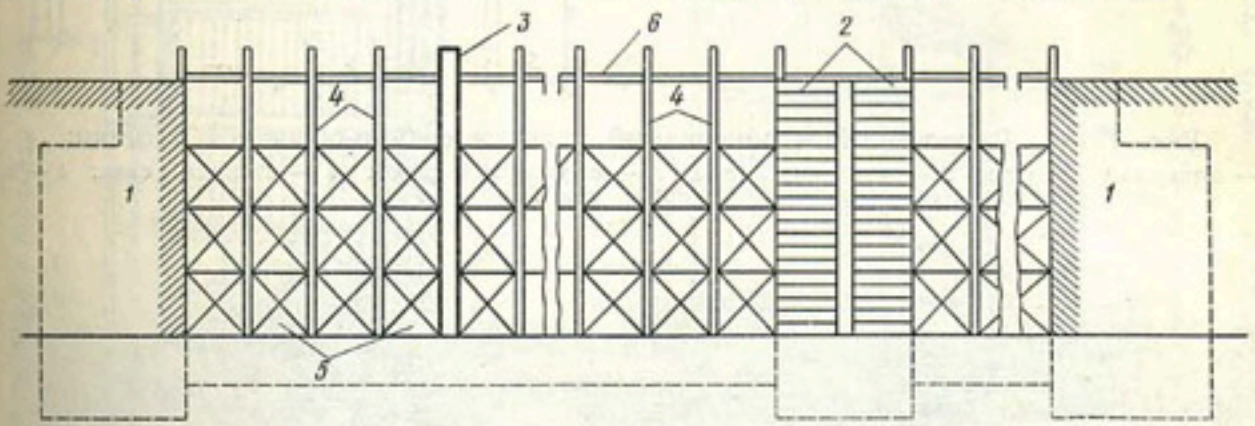


Рис. 23—1. Схема пролетного строения плотины:
1 — устой; *2* — ряжевый бык; *3* — контрфорс; *4* — промежуточные стойки; *5* — плоский затвор; *6* — верхний упорный брус.

перекрыт балочным мостом), то такое отверстие разделяется быками или контрфорсами (более легкими промежуточными опорами, чем быки) на несколько меньших отверстий, величина которых не должна превышать 4—5 *м* при контрфорсах и 7—8 *м* при быках (рис. 23—1). В отверстиях между быками или контрфорсами ставят постоянные или съемные промежуточные стойки на расстоянии от 0,8 до 1,5 *м* друг от друга, в зависимости от напора. Между стойками закладывают деревянные плоские затворы. Для предохранения промежуточных стоек от повреждений льдом перед отверстием ставят ледорезы. Крайние пролеты плотины ограничивают устоями, примыкающими к коренным берегам непосредственно или с помощью земляных дамб. Если при проходе максимального паводка уровень воды повышается не менее чем на 1—1,5 *м* над нормальным подпорным уровнем и вода затопляет пойму, устои и быки плотины иногда не возводят выше максимального уровня воды. В этом случае плотина будет затопляться в паводок, а ее пролетное строение (затворы, стойки и мостик) делают съемным, разбираемым на период пропуска паводка.

Свайно-обшивными называют такие плотины, у которых устои, а также быки устроены из свай, обшитых пластинами или досками. Эти плотины

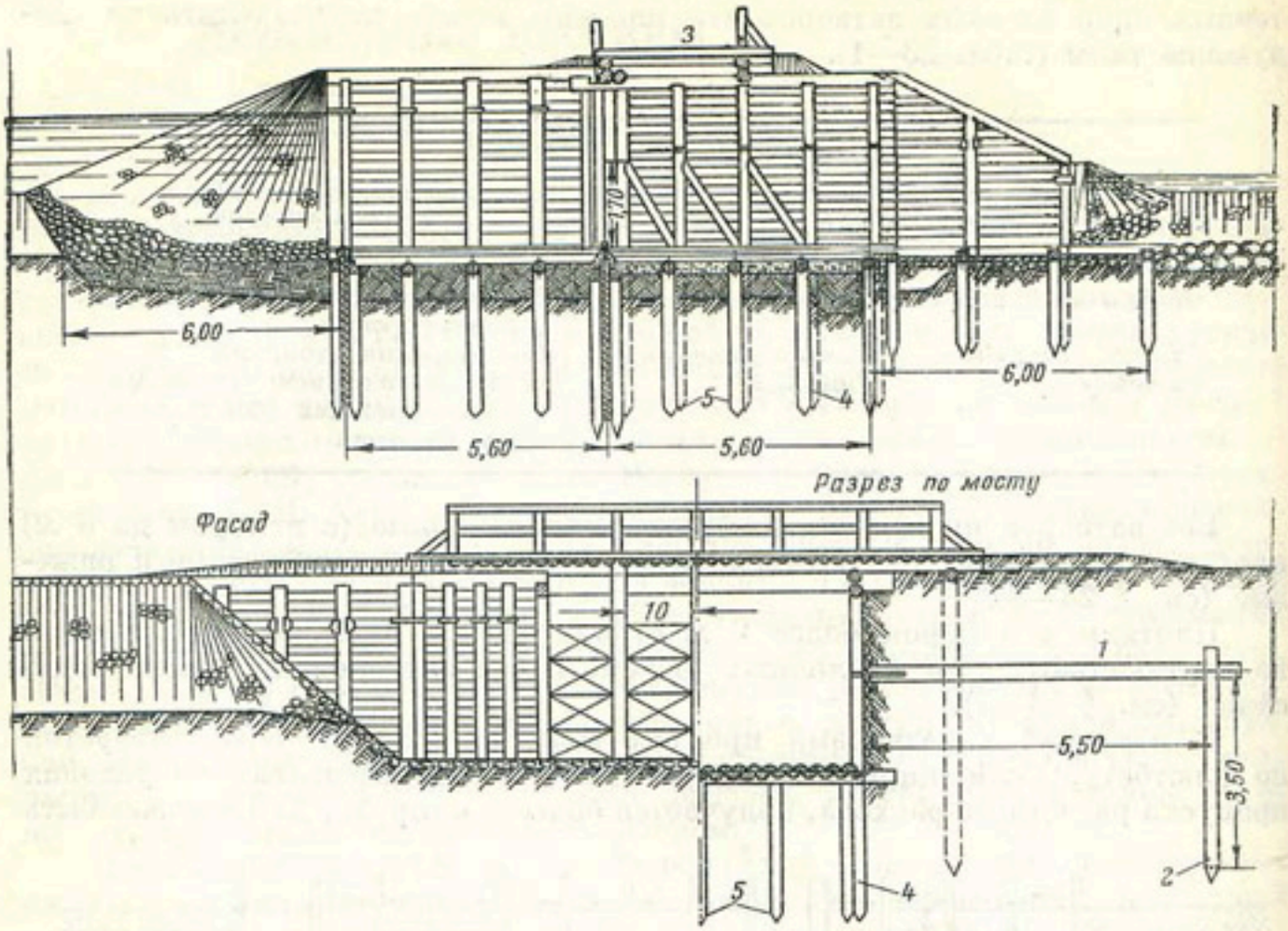


Рис. 23—2. Продольный и поперечный разрезы свайно-обшивной плотины:
1 — анкерная схватка; *2* — анкерная свая; *3* — служебный мост; *4* — стенная свая; *5* — половая свая.

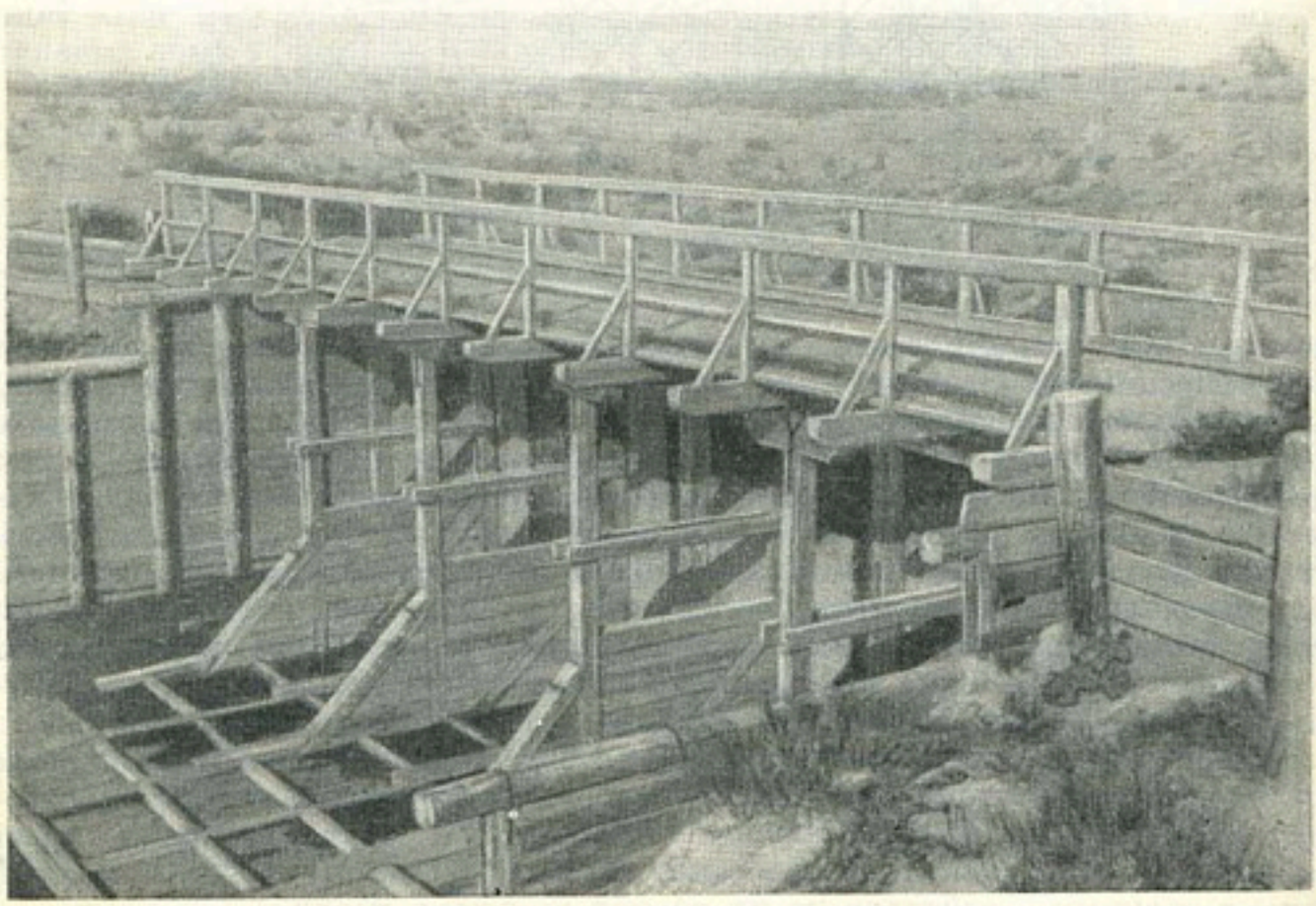


Рис. 23—3. Стоечно-обшивная плотина с контрфорсами.

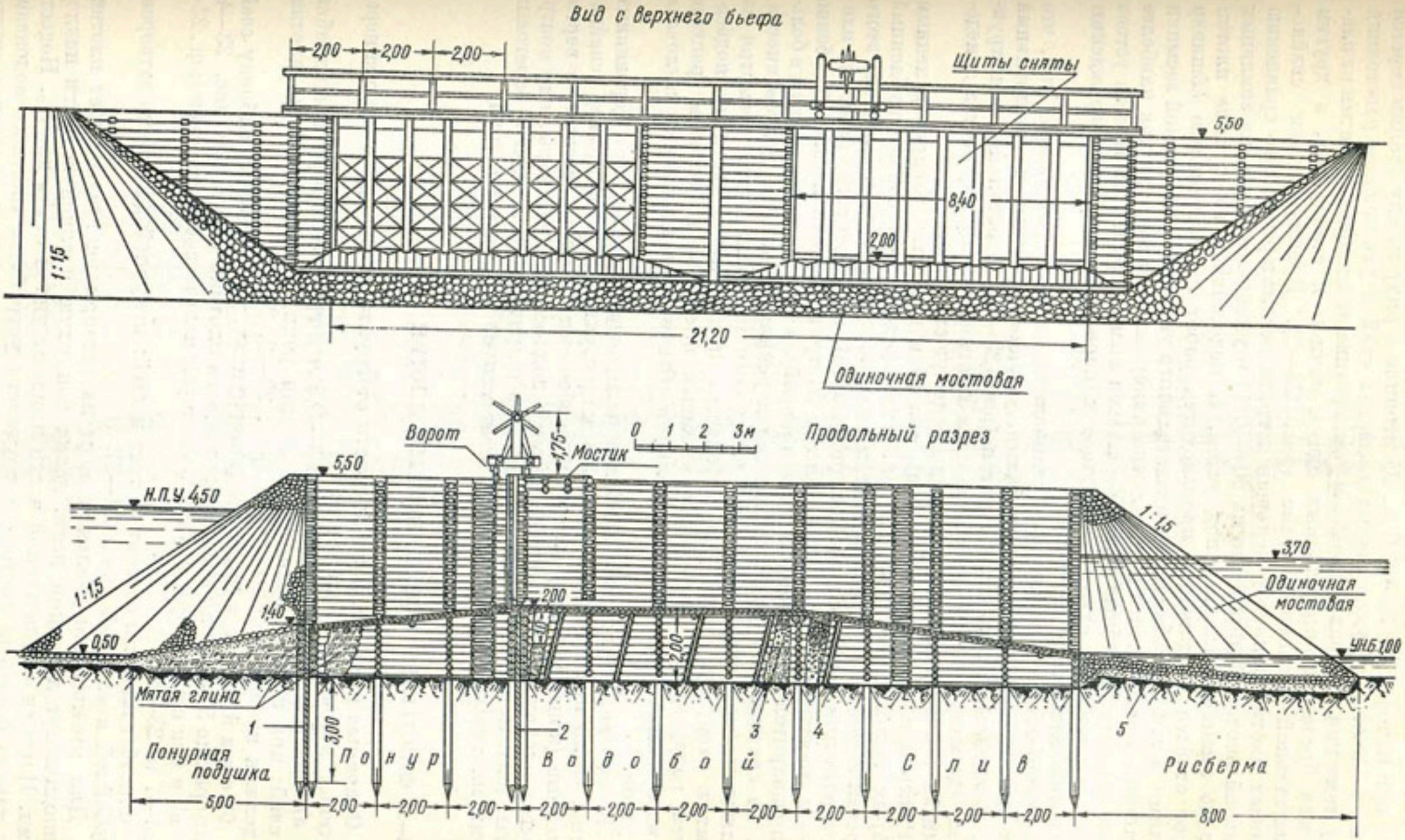


Рис. 23—4. Ряжевая плотина русского типа:

1 — понурный шпунт; *2* — королевый шпунт; *3* — обратный фильтр; *4* — загрузка камнем; *5* — подготовка из крупного песка.

строят при напорах до 2,5—3,0 *м*. Расстояние в ряду между сваями берется равным 1—2 *м*. Для уменьшения диаметра свай и увеличения расстояния между ними при напорах более 2,5 *м* устанавливают анкерные схватки из пластин или бревен, прикрепляемых одним концом к свае устоя, а другим к специальной — анкерной свае (рис. 23—2). Преимуществом свайно-обшивных плотин является меньшая затрата лесоматериалов по сравнению с ряжевой плотиной (примерно на 30—40%) и уменьшение объема земляных работ по выемке котлована под устои. К недостаткам этого типа плотин следует отнести усложнение производства работ по соединению обшивки со сваями, а также необходимость тщательного уплотнения обратной засыпки за устоями, в особенности при наличии анкерных схваток, так как наиболее частым дефектом подобных плотин является вымыв грунта из-за стен устоев и гниение анкерных схваток, ведущее к перекосам свай и повреждению соединений элементов плотины.

Стоечно-обшивные плотины отличаются от свайно-обшивных тем, что в них стенные сваи заменены стойками, устанавливаемыми на специальный брус, уложенный вдоль стенки устоя (рис. 23—3). В остальном конструкция их одинакова со свайно-обшивными плотинами. Преимущества и недостатки их такие же, как и у плотин предыдущего типа.

Ряжевая плотина русского типа является наиболее распространенным и старым типом деревянных плотин. Ряж представляет собой срубленный из бревен ящик (без дна), загруженный камнем или грунтом. Плотины этого типа строят при напорах в 4—6 *м* (рис. 23—4). Преимущество ряжевых плотин — в простоте производства работ и быстроте их выполнения (особенно при предварительной заготовке бревен ряжей), а также в надежности и в большей, по сравнению с другими типами деревянных плотин, долговечности. Наблюдения над существующими плотинами показали, что, несмотря на вымытую загрузку, ряжи устоев большей частью лишь частично подвергаются разрушению. Недостаток ряжевых плотин — в большом расходе лесоматериалов, а также в значительном объеме работ по выемке котлована под устои.

Помимо перечисленных наиболее распространенных типов деревянных плотин, было предложено несколько конструкций их, например свайно-подкосные (контрфорсные) плотины, особенность которых состоит в вертикальных опорах, образованных сваями с подкосами. Эти опоры, или контрфорсы, располагают по линии королевого шпунта в пролетной и береговых частях плотины. Распространения этот тип плотины не получил.

§ 23—3. ФЛЮТБЕТЫ НИЗКОНАПОРНЫХ ПЛОТИН

Основные размеры. В зависимости от грунта основания и напора перед плотиной устраивают флютбеты:

а) с в а й н ы е при напоре до 3—3,5 *м* и грунтах, допускающих забивку свай; при пороге, поднятом над дном реки до 1 *м*, напор на плотине не должен превышать 2,0—2,5 *м* (рис. 23—2, 23—5);

б) с в а й н о - р я ж е в ы е при грунтах, допускающих забивку свай, и напорах до 5—6 *м* или возвышении порога плотины свыше 1 *м* (рис. 23—4);

в) р я ж е в ы е при грунтах, в которые нельзя забивать сваи (рис. 23—6; 23—7 и 23—8).

Флютбет плотины состоит из трех частей: понурной (до линии затворов), водобойной и сливной (рис. 23—9).

Для уменьшения давления воды на затворы иногда флютбет плотины приподнимают над дном реки, делая понурную и сливную части наклонными. Поверхности понурной части придают уклон от $^1/_6$ до $^1/_{10}$. Недостаток такого флютбета состоит в трудности устройства плотного водонепроницаемого стыка между наклонным понурным полом и лицевыми стенами устоев, а также в усложнении производства работ. Поэтому, по возможности,

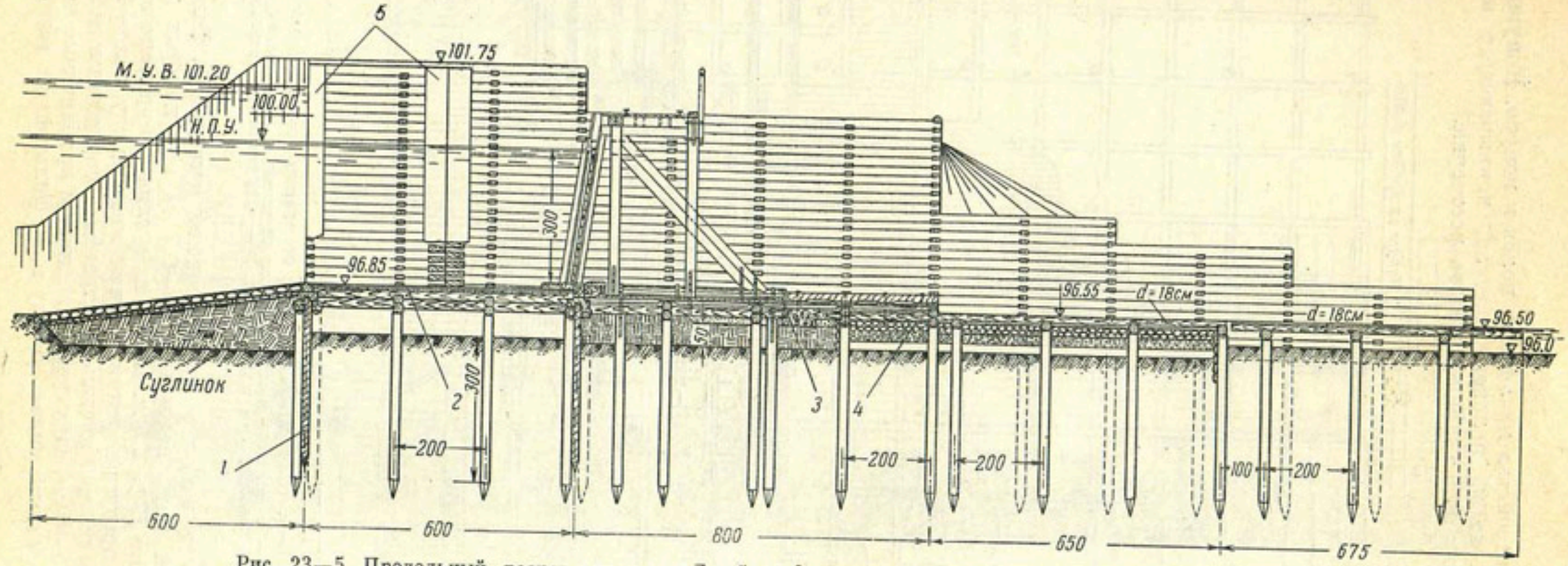


Рис. 23—5. Продольный разрез плотины на свайном основании с трапецендальной поворотной фермой:

1 — шпунт толщиной 15 *см*; *2* — двойной пол $t = 5$ *см* с прокладкой двух слоев просмоленной мешковины; *3* — водобойный пол из досок толщиной 5 *см* и пластин $\frac{d}{2} = \frac{22}{2}$ *см*; *4* — трехслойный обратный фильтр; *5* — обшивка из листовой стали.

следует избегать устройства наклонных полов в понуре. Понурная и водобойная части состоят из полового настила, покрывающего подпольную загрузку, и свайного или свайно-ряжевого ростверка.

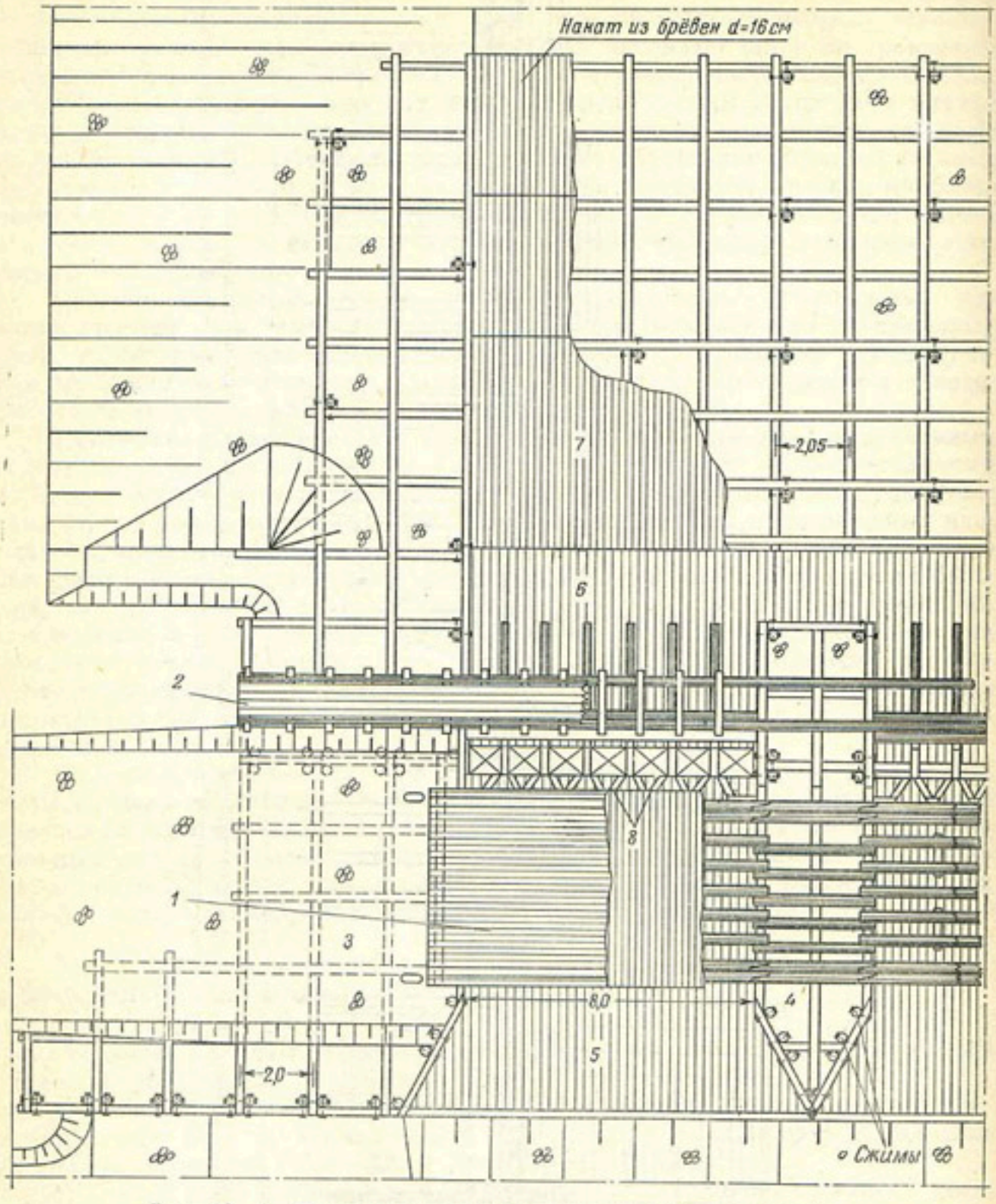


Рис. 23—6. Плотина на ряжевом основании (часть плана):
1 — проезжий мост; *2* — служебный мост; *3* — ряжевый устой; *4* — ряжевый бык; *5* — понурный пол; *6* — пол водобоя; *7* — сливной пол; *8* — направляющие треугольники.

Понурную часть делают водонепроницаемой. Толщина понура из глины должна быть не менее 0,6—0,7 *м* при напорах до 2 ÷ 2,5 *м* и не менее 1 *м* при $H > 2{,}5$ *м*. Понур из суглинка примерно на 20% толще глиняного. Для предупреждения течения воды между полом и глиняным заполнением полезно под настилом устраивать поперечные заборки из 1—2 досок толщиной 5—6 *см*, запущенные в глину и прибиваемые через один ряд к свайным поперечным рядам. Длину пути фильтрации можно увеличить

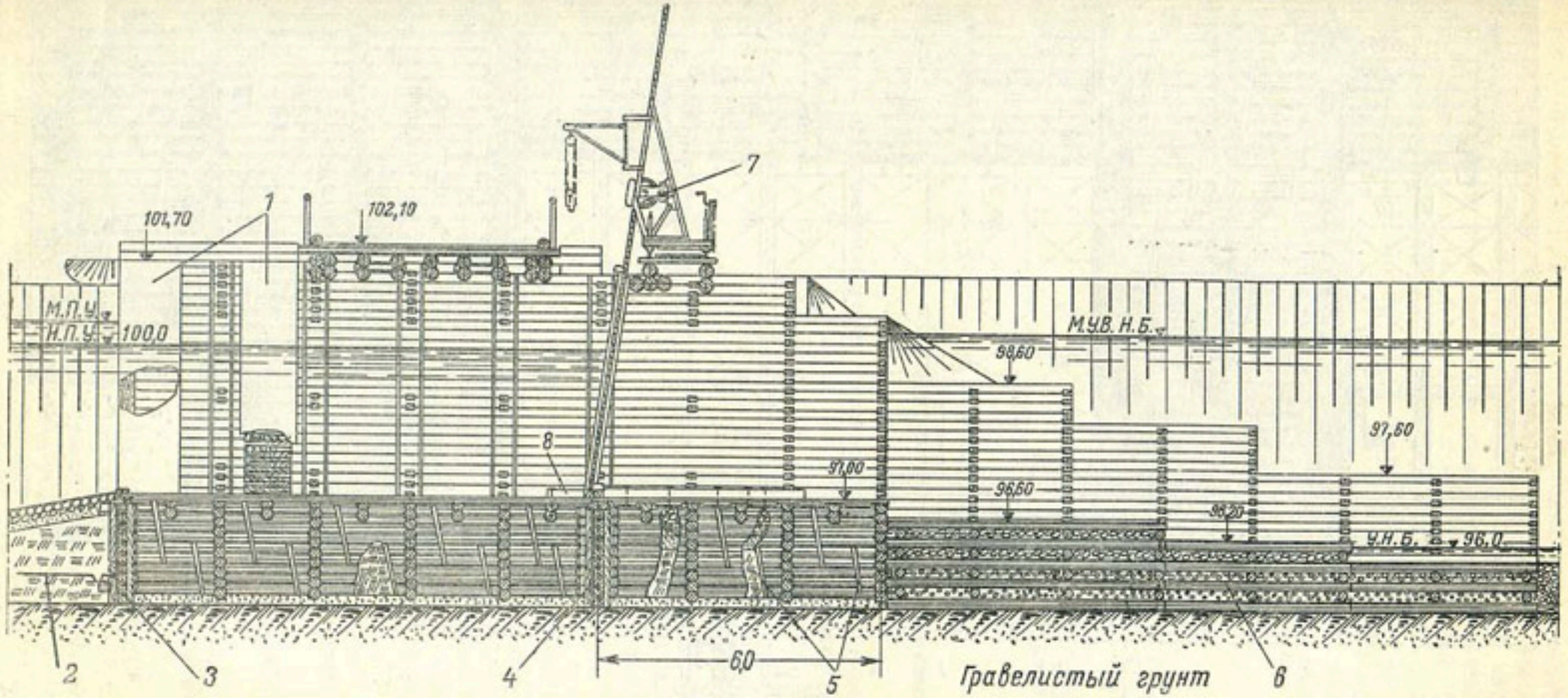


Рис. 23—7. Продольный разрез по плотине на ряжевом основании:

1 — обшивка врубок листовой сталью; *2* — битумный мат; *3* — шпунтованная стенка; *4* — сжимы; *5* — шпонки; *6* — сквозные ряжи; *7* — ручной передвижной реечный подъемник; *8* — направляющий треугольник.

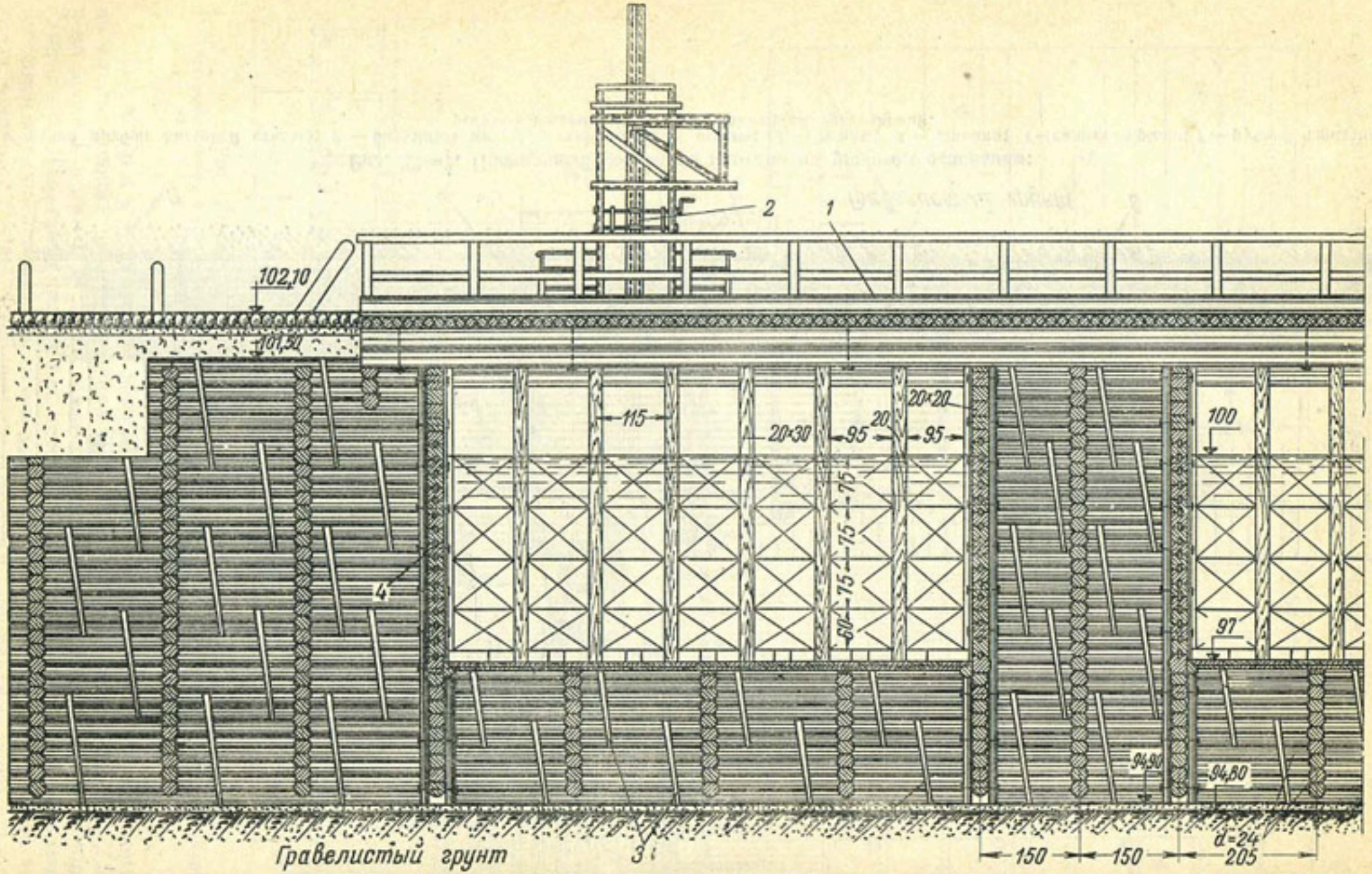


Рис. 23—8. Плотина на ряжевом основании (разрез по проезжему мосту):

1 — проезжий мост; *2* — ручной передвижной реечный подъемник; *3* — шпонки; *4* — сжимы.

устройством перед понуром предпонурной подушки из глины или суглинка толщиной 0,5—1,0 *м*; сверху подушку укрепляют мостовой или фашинами.

С целью уменьшения боковой фильтрации в обход устоя по стыку примыкания деревянной конструкции к грунту берега или засыпки желательно подушку из глины или суглинка укладывать по откосу подводящего русла или примыкающего к устою конуса земляной плотины до подпорного уровня. Подушка по откосу должна быть защищена от промерзания соответствующей пригрузкой, укрепленной от размыва мостовой.

Водобойную часть плотин с напором 2,0—2,5 *м* при достаточно развитом понуре и шпунте, забитом до водоупора, делают водопроницаемой; в плотинах с бóльшим напором — водонепроницаемой. В первом

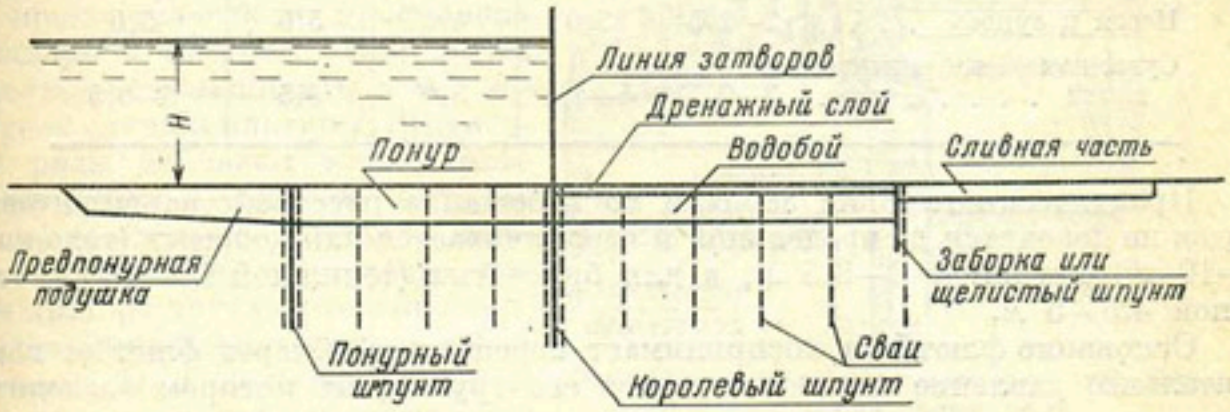


Рис. 23—9. Схема флютбета деревянной плотины.

случае под полом водобоя для устойчивости сооружения укладывают камень на слое гравелисто-песчаной подготовки, во втором — глинобетон, состоящий из глины (20—25%), песка (35—40%) и гравия (35—40%). Для предупреждения вымыва поверхностным потоком глинобетона через щели пола, а также отвода просочившейся воды между загрузкой и полом устраивают обратный фильтр из слоев (сверху вниз) щебня, гравия и крупного песка общей толщиной 0,3—0,5 *м* (чем толще глинобетонная подушка водобоя, тем больше толщина слоя фильтра). Шпунтовые линии в деревянных плотинах забивают в следующем порядке; в начале понура — понурная линия; между понуром и водобоем под линией затворов — королевая и в конце водобойной части — водобойная.

Гидротехнический расчет деревянных плотин выполняется по способам, изложенным в главе 3. Для предварительных расчетов длины частей флютбета назначают в следующих пределах: понурная часть от 1,5 до $3H$, водобойная часть — от 2 до $4H$, сливная часть и рисберма — от 3 до $8H$, где H — расчетный напор плотины. Размеры понурной и водобойной частей следует брать кратными принятому расстоянию между поперечными свайными рядами или ряжевыми клетками.

На основе опыта многолетней эксплуатации большого числа деревянных плотин при проектировании подземного контура флютбета применяют следующие положения.

1. Общая глубина забивки шпунтовых линий должна составлять примерно половину горизонтальной длины флютбета.

2. Королевый шпунт следует забивать возможно глубже, без ущерба для плотности шпунтового ряда, но не менее чем на величину напора перед плотиной.

3. Глубина забивки понурного шпунта принимается на 0,5—1,0 *м* меньше глубины забивки королевого шпунта.

4. Водобойный шпунт, если он нужен по расчету, следует забивать на глубину, меньшую, чем королевый шпунт. Если водобойный шпунт по расчету не нужен, то вместо него делают деревянную заборную стенку из пластин, заложенных на глубину не менее 0,5—1 *м*, или забивают щелистый

шпунт или свайный частокол на глубину 2—4 *м* (в глинистых грунтах глубже, чем в песчаных).

5. Устройство глиняной предпонурной подушки целесообразно на длине от 2,5 до 3,5*H* при тщательном сопряжении ее с понурным шпунтом.

Предельная глубина забивки шпунтов и свай указана в таблице 23—2 [1].

Таблица 23—2

Грунт	Глубина забивки шпунтов и свай (в *м*) при толщине шпунтины (в *см*)				
	7	10	15	18	Круглые сваи *d*=22÷26 *см*
Песок и супесь	2—2,5	3,0	4,0	5,5	5,0
Суглинок и мягкая глина	3—3,5	4—4,5	5,0	6,5	6—6,5

Практически глубина забивки во избежание расстройства шпунтовых рядов не доводится до предельной и ограничивается для дощатых (толщиной 7—10 *см*) глубиной 3—3,5 *м*, а для брусчатых (толщиной 15—18 *см*) глубиной 4,5—5 *м*.

Основание флютбета воспринимает передающееся через флютбет горизонтальное давление воды и передает его грунту, на котором возводится

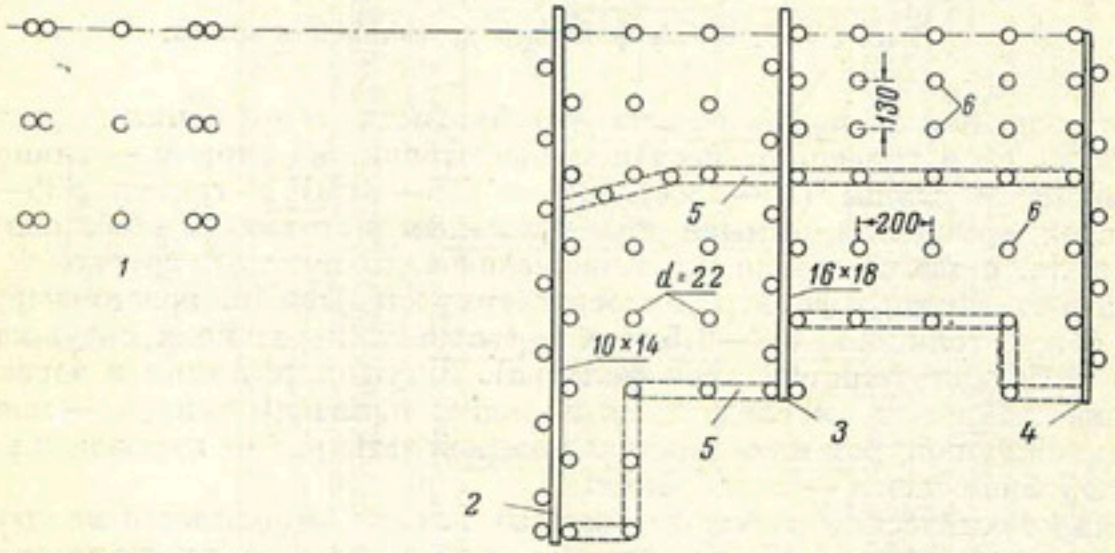


Рис. 23—10. План (половина) свайного основания ряжевой плотины:
1 — сваи ледорезов; *2* — понурный шпунт; *3* — королевый шпунт; *4* — водобойный шелистый шпунт; *5* — контур ряжевого устоя; *6* — свая флютбета.

плотина. Размещение шпунтовых рядов и круглых свай при устройстве флютбетов на свайном основании показано на рисунке 23—10. Круглые сваи при свайно-ряжевом флютбете забивают под каждым пересечением ряжевых стен устоев, быков и флютбета. Поперечные ряды свай пролетной части являются продолжением линии свай, забитых под устоями, или свайных опор (при обшивной конструкции стен плотины). Расстояние между поперечными рядами — 1,2—2,5 *м* (чаще 2 *м*).

Продольные ряды свай в пролетной части, как правило, забивают по линии промежуточных стоек, и расстояние между ними обычно определяется расстоянием между осями. Сваи, в зависимости от передающейся нагрузки на них, делают из бревен диаметром 20—26 *см*. В понурной части, где результирующее давление направлено вниз, сваи забивают комлями вверх, а в водобойной части, где сваи подвержены вырывающему давлению фильтрационного потока,— комлями вниз.

[1] Взято с некоторыми дополнениями из книги И. В. Петрашень. Деревянные плотины и шлюзы. ОНТИ, 1936.

На поперечные ряды свай укладывают насадки из бревен $d = 20 \div 22$ *см*. Для этого на верхних концах круглых свай нарубают прямоугольные шипы размером в среднем 8×14 *см*, на которые надевают насадки с выдолбленными гнездами. Каждая насадка прикрепляется к свае одной или двумя скобами. Дощатые шпунтовые ряды применяют в плотинах с напором до 1,5—2 *м* (главным образом в понурной части) и во временных плотинах. Брусчатые шпунты плотнее и надежнее дощатых; их забивают преимущественно в королевой шпунтовой линии. При напорах более 2,5—2,0 *м* следует забивать брусчатый шпунт в понурной и водобойной шпунтовых линиях. Для лучшей водонепроницаемости возвышающаяся над дном котлована часть шпунта должна быть хорошо проконопачена и просмолена с напорной стороны. Чем менее водопроницаемы шпунты, тем больше срок службы плотины. Шпунтовые ряды забивают между направляющими насадками, которые укладывают на забитые в шахматном порядке, на расстоянии 2 *м* друг от друга, круглые сваи. Насадки скрепляют между собой болтами. При дощатых шпунтовых рядах иногда забивают один ряд маячных свай (что вообще не следует рекомендовать), к которым и укрепляют насадки. В этом случае маячные сваи входят в состав шпунтового ряда.

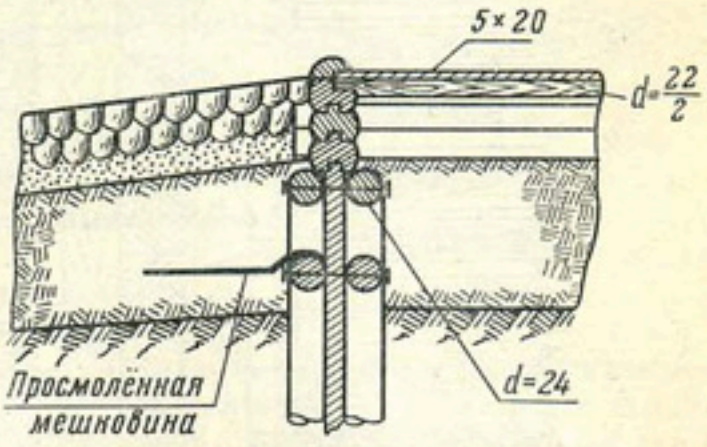


Рис. 23—11. Присоединение глиняной подушки к шпунтовому ряду.

Для увеличения пути фильтрации потока, обтекающего шпунтовый ряд, и лучшего сопряжения глиняной подушки со шпунтом можно рекомендовать устройство у шпунта козырька в виде, например, горизонтальных бревен, плотно приболченных к шпунтинам между маячными сваями выше дна котлована и с запуском в глину просмоленной мешковины (рис.23—11).

Понурную и королевую шпунтовые линии продолжают за пределы пролетной части в устои: понурную — вдоль фасадной лицевой стены, а королевую — вдоль шпунтового простенка устоев.

При возвышении порога плотины больше 1 *м* над дном котлована свайное основание заменяют свайно-ряжевым, т. е. на сваях и шпунтах делают ряжевую нарубку. Такое основание плотины может быть сделано и без повышенного порога при напорах 3,5—4,5 *м*. В плотинах с металлическими поворотными фермами флютбет основывают на козловых вертикальных и наклонных сваях, сопротивление сдвигу которых значительно больше, чем вертикальных свай.

Ряжевые флютбеты устраивают на грунтах, не допускающих забивку свай. Величина заглубления флютбета в основание зависит от напора и определяется гидротехническим расчетом. Эта глубина должна быть около 1 *м* при плотинах с напором до 1,5—2,0 *м*; при необходимости снятия верхнего ненадежного грунта, а также в плотинах с бóльшим напором глубина врезки флютбета в основание увеличивается. Переднюю поперечную стенку флютбета и стенку под линией затворов делают водонепроницаемыми и рубят из шпунтованных брусьев, укладываемых на войлоке и скрепляемых металлическими заершенными гвоздями или (что значительно сложнее) с помощью вставных реек. С напорной стороны понурный и королевый простенки осмаливают.

В проекте плотины Института Гипросельэлектро (рис. 23—12) предусмотрена наклейка просмоленного войлока по битуму королевой стенки, а во избежание повреждения последнего при заполнении грунтом ряжевых клеток войлок обшивают досками. Остальные стены рубят так же, как и внутренние стены ряжевых устоев.

В эксплуатации деревянных плотин часто наблюдается расстройство стыка между ряжевой стенкой флютбета и глиняной предпонурной подушкой, поэтому необходимо устраивать перед стенкой козырек из нескольких

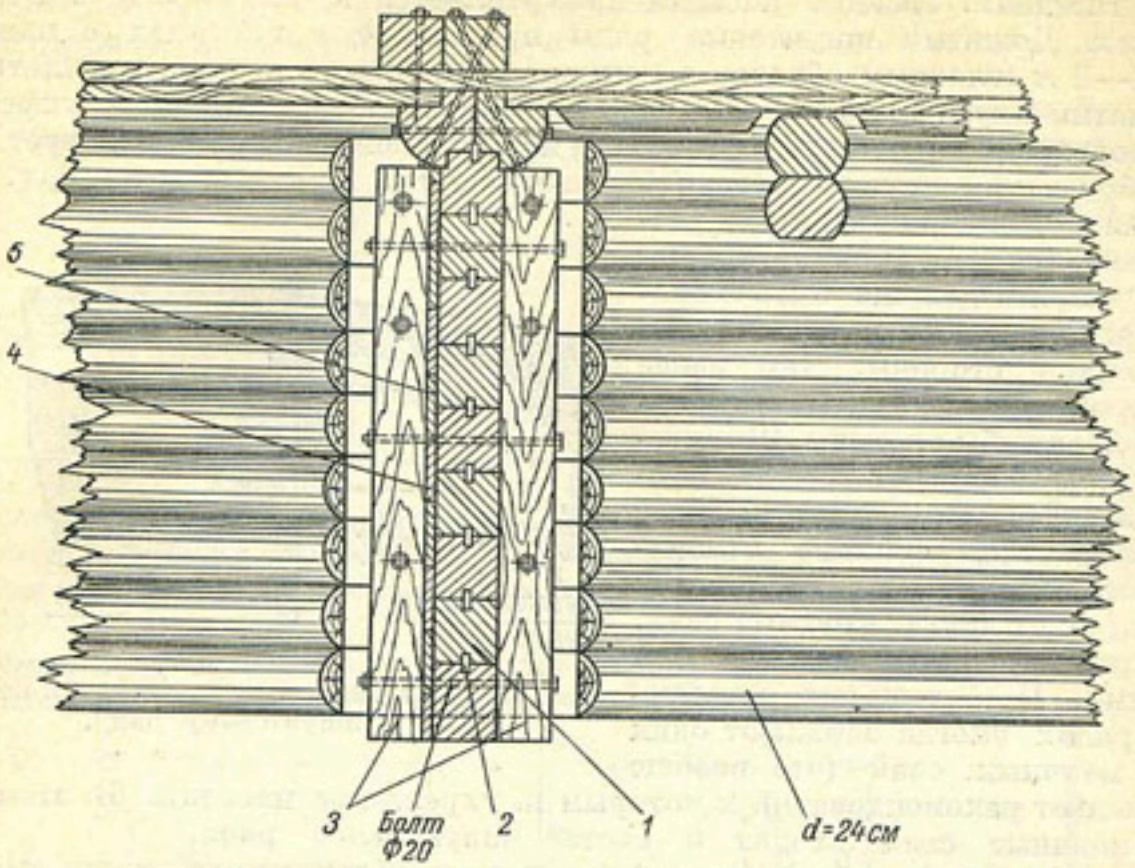


Рис. 23—12. Деталь королевой стенки ряжевого флютбета:
1 — шпунтовая стенка; *2* — рейки сечением 4 × 8 *см*; *3* — сжимы сечением 16 × 16 *см*; *4* — прокладка из просмоленного войлока; *5* — обшивка досками сечением 3 × 20 *см*.

бревен, приболченных к стенке (рис. 23—13), или же из досок с фартуком из просмоленной мешковины, также соединенных с ряжевой стенкой и запущенных в глиняную подушку.

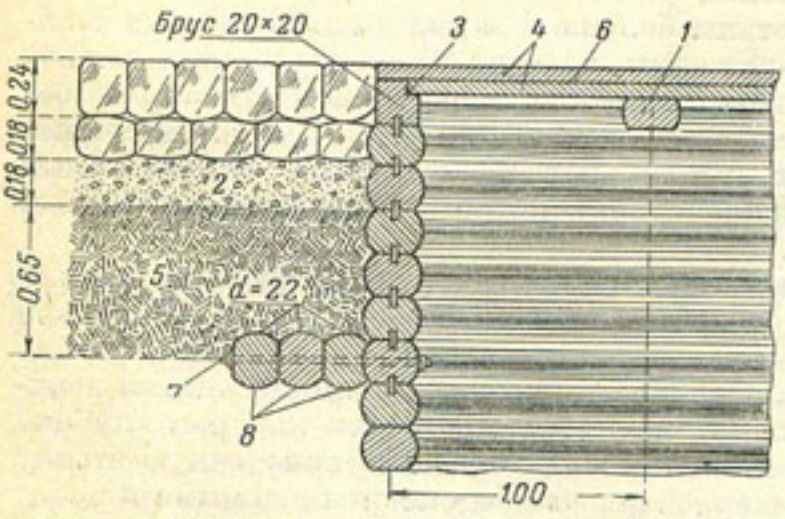


Рис. 23—13. Соединение ряжевого флютбета с глиняной подушкой:
1 — промежуточное бревно; *2* — гравий или щебень; *3* — смоленый войлок; *4* — доски пола; *5* — глина; *6* — слой толя; *7* — болт *d* = 20 *мм*, *l* = 80 *см*; *8* — козырек.

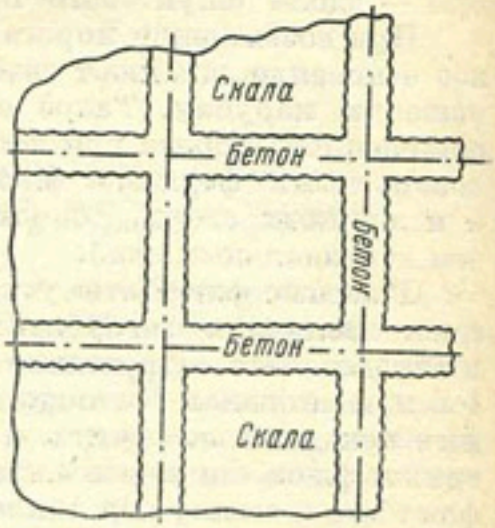


Рис. 23—14. Основание ряжевого флютбета.

Под продольными и поперечными рядами ряжей вырубают в скале, а в песчано-гравелистом грунте выкапывают канавки глубиной 0,5—0,75 *м*, шириной 0,3—0,5 *м*, в которые и укладывают нижние венцы флютбета (рис. 23—14), заливая их бетоном. В скалу венцы заанкеривают (рис. 23—15).

Полы, шапочные и упорные брусья. В плотинах со свайным флютбетом на гребень шпунтовых линий укладывают понурный, королевый и иногда водобойный шапочные брусья. Предварительно на гребень шпунтовых линий и насадки кладут смоленый войлок. Понурный шапочный брус, если он надевается на дощатый шпунт, делают из одного бревна $d = 28 \div 30$ *см*, при брусчатом шпунте — из двух. В шапочном брусе выбирают паз, в который входит гребень шпунтового ряда, и четверти для примыкания понурного пола (рис. 23—16). Сверху край понурного пола прикрывают пластиной из бревна $d = 24$ *см*, закрепляемой глухарями к шапочному брусу. Иногда четверти для пола вырезают в насадке, тогда шапочный брус, надетый на гребень шпунта, одновременно прижимает концы досок понурного пола (рис. 23—17).

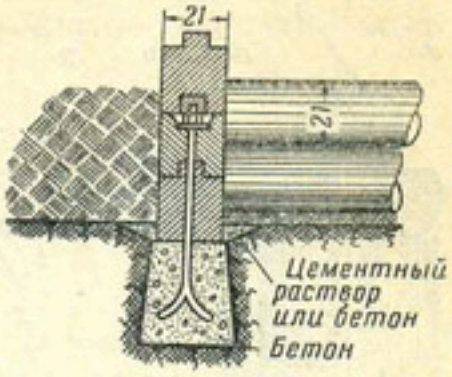


Рис. 23—15. Соединение вепцов ряжевого флютбета со скалой.

Для водонепроницаемости понурный пол делают двойным: из остроганных по бокам досок толщиной 6—10 *см* с тщательной пригонкой, конопаткой и перекрытием швов. Между рядами досок прокладывают просмоленные войлок или мешковину. Нижний ряд досок прибивают гвоздями к насадкам поперечных свайных рядов. Нередко верхний половой настил вместо досок делают из пластин.

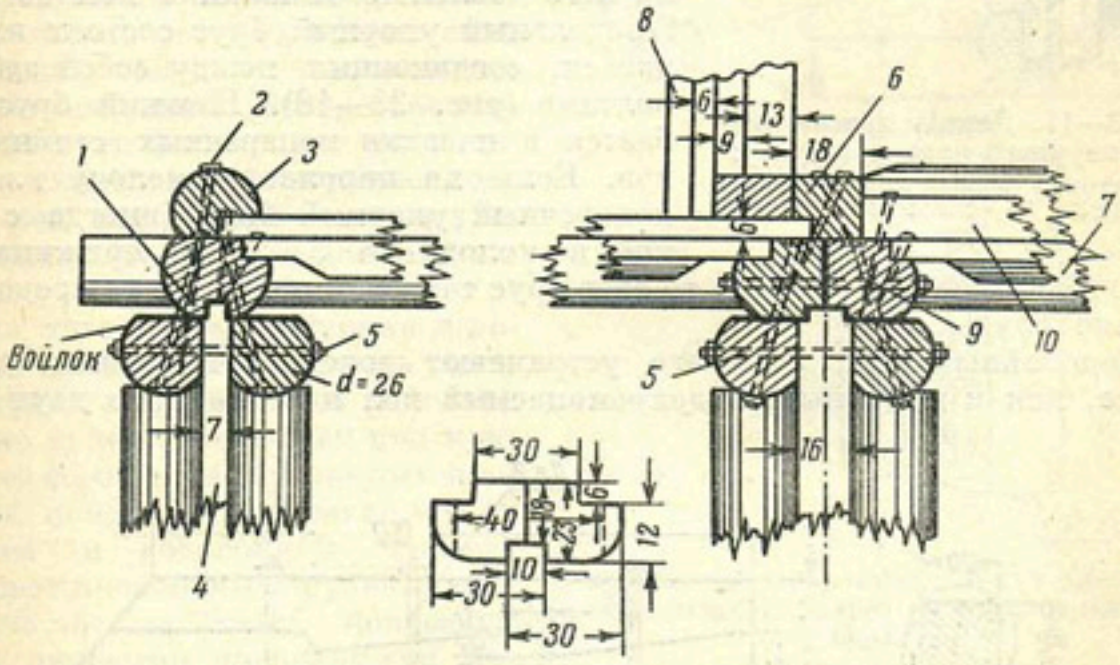


Рис. 23—16. Деталь понурного и королевого шапочных брусьев:
1 — понурная колода; *2* — глухарь; *3* — прижимной брус; *4* — понурный шпунт; *5* — болт; *6* — поперечный распределительный брус; *7* — продольный брус; *8* — промежуточная стойка; *9* — королевая колода; *10* — пол из пластин.

Для придания необходимой плотности между досками полов понура расстояние между насадками свайных рядов в зависимости от напора должно быть от 1,0 до 1,5 *м*. При большом давлении воды сверху на пол между поперечными ряжевыми стенками флютбета пропускают промежуточные (1—2) бревна $d = 20 \div 22$ *см* (рис. 23—12 и 23—13). Понурный пол рассчитывают как балку на двух опорах, загруженную равномерной нагрузкой — слоем воды.

Наиболее часто применяют королевую колоду, состоящую из двух брусьев, укладываемых на направляющие насадки королевого шпунтового ряда (рис. 23—16). Для постановки брусьев на гребень шпунта в них вырезают паз. В брусьях вынимают четверти: в переднем для примыкания понурного пола, а в заднем для укладки водобойного. Между собой брусья

связывают болтами $d = 20$ *мм* и прибалчивают такими же болтами к направляющим насадкам.

В свайно-ряжевом флютбете, если порог плотины возвышается над дном котлована более 1 *м* и глубина забивки шпунта более 4,0—4,5 *м*, над шпунтом, забитым до верха котлована, делают стенку из горизонтальных шпунтин сечением 24 × 20 *см*. К шпунтованной стенке с двух сторон примыкают бревна, обтесанные на три канта, уложенные на войлоке и запущенные в ряжевые устои плотины. В эти бревна врубают вертикальные коротыши, соединенные для придания большей жесткости всей конструкции болтами, пропущенными сквозь шпунт. Можно вместо горизонтальной шпунтовой стенки продолжить вертикальный шпунт до королевой шапки, поставив с двух сторон брусчатые стенки (рис. 23—4).

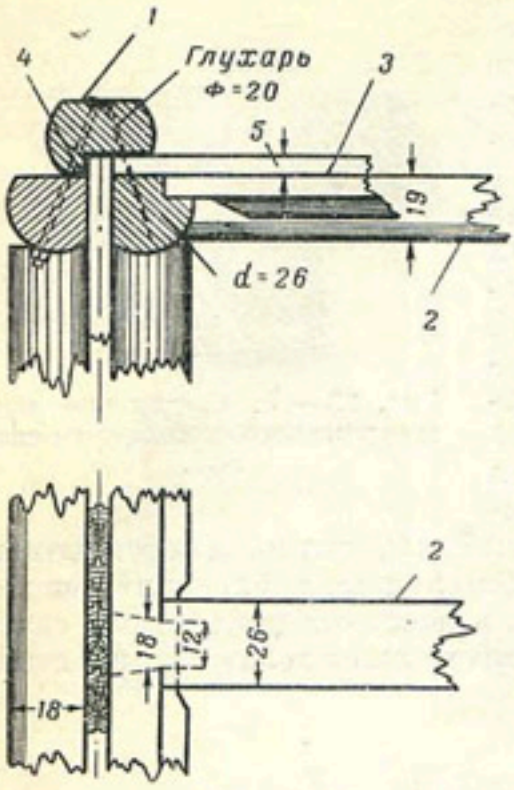


Рис. 23—17. Деталь присоединения понурного пола к шпунту:
1 — понурная шапка; *2* — продольный брус; *3* — толь; *4* — войлок.

Перед настилкой водобойного пола по линии стоек на насадки свай водобойной части укладывают продольные упорные брусья, поддерживающие королевый брус, подвергающийся изгибу вследствие передачи на него давления от нижних концов стоек. Продольный упорный брус состоит из двух бревен, соединенных между собой зубом и болтами (рис. 23—18). Нижний брус врубается в насадки поперечных свайных рядов. Если ка королевую колоду кладется поперечный упорный брус (иногда с врезкой в колоду на 3—5 *см*), прижимающий верхний ряд понурного пола, то этот брус также опирается на продольные упорные брусья.

Водобойный пол, если его устраивают водонепроницаемым, делают так же, как и понурный; водопроницаемый пол настилают из двух рядов

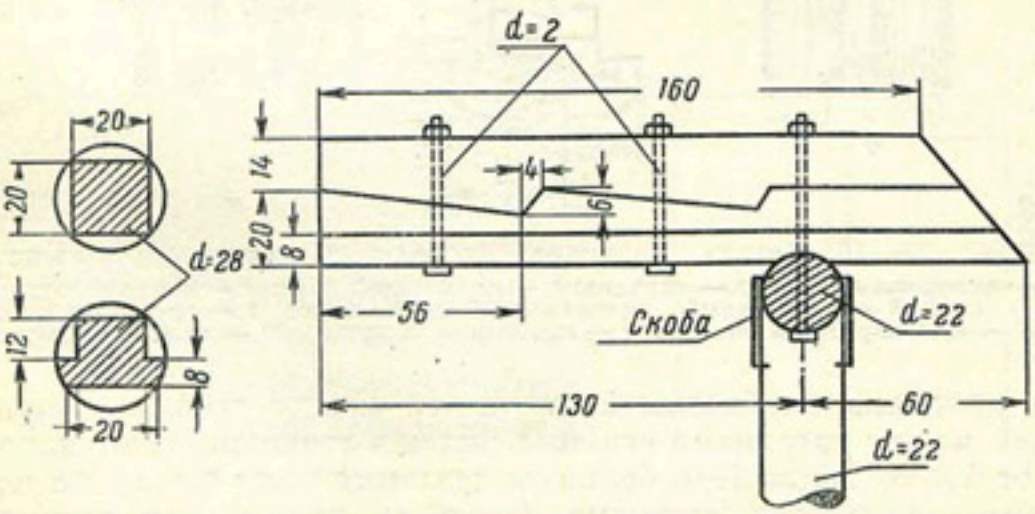


Рис. 23—18. Продольный составной упорный брус из двух бревен.

досок (иногда нижний ряд — из досок, а верхний — из пластин) с перекрытием швов, но без конопатки и без укладки уплотнителя (войлока и т. п.).

Полы примыкают к ряжевым стенам непосредственно (к венцу, лежащему на уровне пола) или с помощью комплактного бруса, врубаемого в насадки рядом с венцами ряжевых стен (рис. 23—19). В брусе вынимают четверть, в которую входит верхний ряд пола.

В плотинах со съемными стойками, для постановки их на место после прохода паводка, в пролетах между стойками делают направляющие треугольники, возвышающиеся над понурным полом на 8—10 *см* и состоящие из контурной брусчатой рамы, обшитой сверху досками (рис. 23—6 и 23—7). Эти треугольники придают направление нижнему концу стойки при заведении ее в гнездо. На реках, несущих наносы, во избежание занесения гнезд песком и галькой, следует устраивать в направляющих треугольниках прорези.

Продольные крепления флютбетов. Наблюдения за работой деревянных плотин показали, что одним из наиболее частых повреждений их является расстройство королевой колоды. Давление воды передается затворами последовательно через промежуточные стойки и продольные упорные брусья на сваи и шпунт водобойной части. Под влиянием давления воды происходит изгиб свай в сторону нижнего бьефа, который может повлечь за собой отход водобойного пола от понурного и образование щелей между торцами досок понурного пола в месте их примыкания к королевой колоде, а также между брусьями последней. Вследствие этого длина пути фильтрации укорачивается, скорости фильтрационного потока под водобойной частью увеличиваются, что ведет к вымыву загрузки.

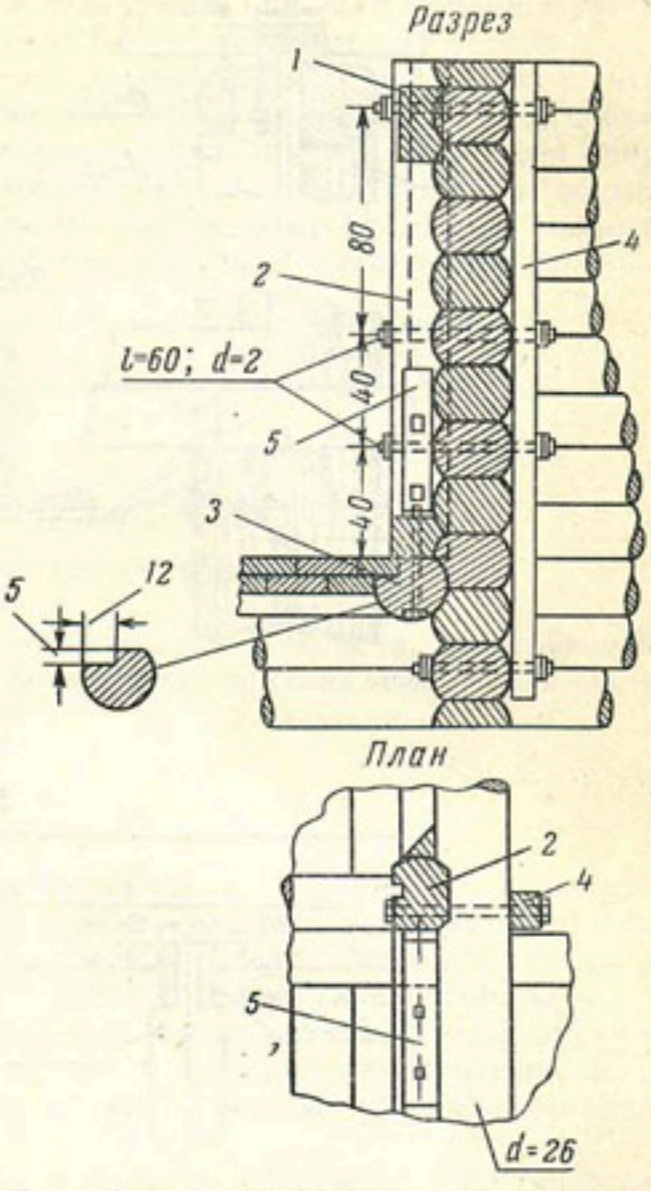


Рис. 23—19. Примыкание пола к ряжевому устою (план и разрез со стороны нижнего бьефа):

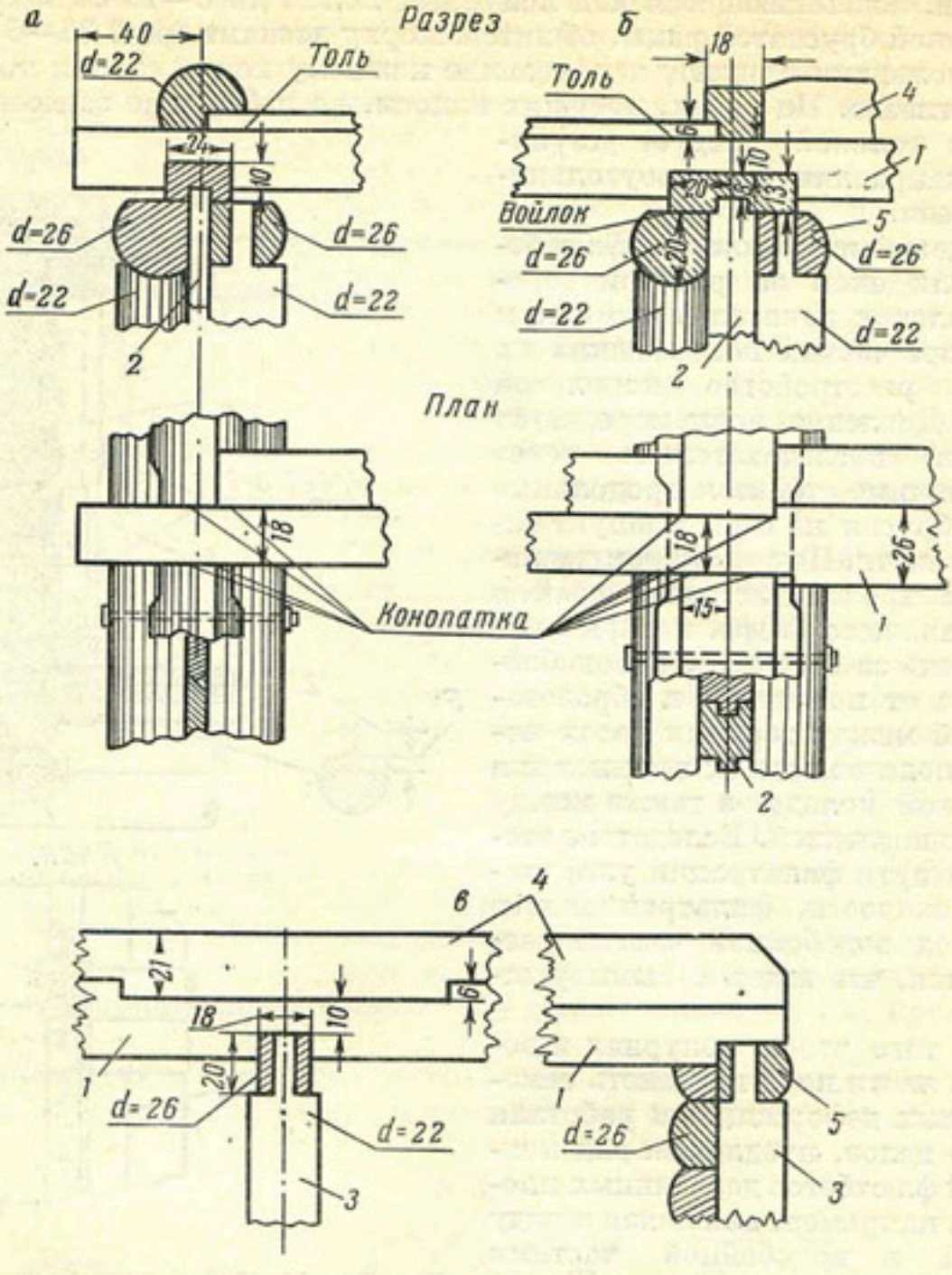
1 — сечение подкоса; *2* — коренная стойка; *3* — комплактный брус; *4* — вертикальный брус; *5* — хомут-накладка для присоединения стойки к упорному брусу.

Для того чтобы понурная и водобойная части не могли иметь самостоятельных деформаций и работали как одно целое, предложен ряд конструкций флютбетов деревянных плотин. Так, например, для связи между понурной и водобойной частями применяют продольные брусья, укладываемые под стойками, контрфорсами и лицевыми продольными стенами устоев и быков. Продольный брус связывает с помощью врубки понурную, королевую и водобойную колоды и насадки всех свай (рис. 23—20) [1]. Он врубается в шапки на глубину 8—12 *см* заподлицо с верхней гранью шапочных брусьев, так что нижней частью своего сечения он обхватывает шапочные брусья. В остальные насадки продольный брус не врубается, а только обхватывает их нижней частью сечения, возвышаясь на 10—12 *см* над верхней постелью насадок. Это делается для того, чтобы в водобойной части на связывающий брус уложить продольный упорный брус, а сбоку примкнуть половой настил.

Недостаток этой конструкции состоит в том, что в разрезной королевой колоде создается прямой путь для фильтрации воды под полом.

Чтобы избежать фильтрации воды вдоль продольного связывающего бруса, необходимо положить под ним просмоленный войлок, а вертикальные щели тщательно законопатить.

[1] Н. А. Семанов. Деревянные плотины. Стройиздат, М.—Л., 1940.



Разрезы по продольному брусу флютбета

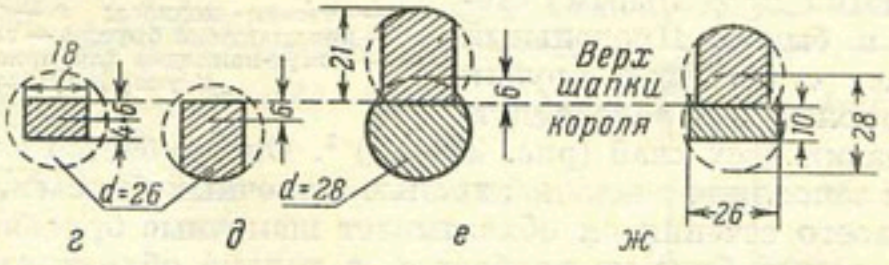


Рис. 23—20. Детали пересечения продольного связывающего бруса с шапочными брусьями и насадками:

а — с понурным шапочным брусом; *б* — с королевым шапочным брусом *в* — с насадками; *г* — на короле; *д* — в понуре между насадками; *е* — в водобое между насадками; *ж* — в водобое на насадках; *1* — продольный связывающий брус; *2* — шпунт; *3* — свая; *4* — продольный упорный брус; *5* —насадка.

На рисунке 23—12 показана деталь флютбета, в котором верхний ряд полового настила заведен из понурной в водобойную часть. Недостатком конструкции флютбета с неразрезным на короле полом является усложнение ремонта водобойной части; последняя при уровне воды в нижнем бьефе, стоящем ниже пола, подвергается изменяющемуся режиму влажности, что ведет к скорому гниению древесины. При ремонте водобойной части такой конструкции приходится разбирать и понурный пол, для чего требуется ограждение плотины со стороны верхнего бьефа перемычками.

Расчет свай флютбета. На практике приближенно предполагают, что все сваи и шпунты свайного флютбета жестко связаны по рядам между собой с помощью продольных упорных или связывающих брусьев. В расчете опор такого флютбета принимается, что горизонтальная сила (давление воды), передаваемая стойкой флютбету, должна распределяться между сваями и шпунтовыми рядами так, чтобы эти опоры получали одинаковый прогиб.

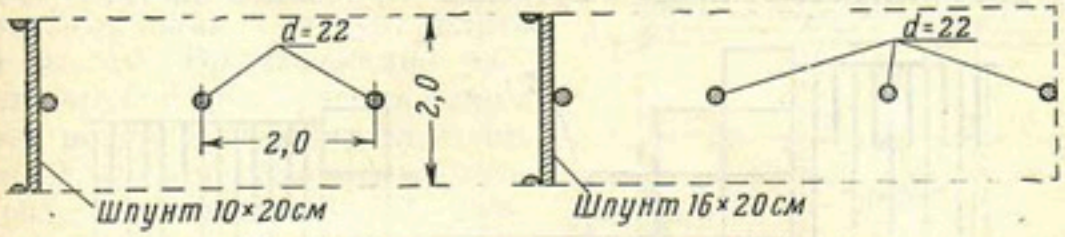


Рис. 23—21. Схема секции основания флютбета.

Это возможно тогда, когда величина горизонтальной силы q, действующей на каждую опору (сваю и шпунт), будет пропорциональна площади f поперечного сечения ее (рис. 23—21).

Величины сил q будут равны:

$$q_1 = \frac{Q}{F} f_1; \quad q_2 = \frac{Q}{F} f_2 \text{ и т. д.}$$

Здесь Q — горизонтальная сила, передающаяся на продольный свайный ряд и участок шпунта, суммарное поперечное сечение которых равно F.

По известной величине площади сечения сваи, глубине забивки и условиям заделки ее вычисляют предельное горизонтальное усилие q_{max}, которое должно быть больше силы q. Предельные значения q_{max} определяют, исходя из условия прочности на изгиб поперечного сечения сваи и прочности грунта вокруг сваи при ее выворачивании горизонтальной силой [1].

Сливная часть наклонного или ступенчатого очертания устраивается при наличии приподнятой водобойной части. В зависимости от превышения последней над дном нижнего бьефа и возможности забивки свай в грунт сливной пол делают на свайном, свайно-ряжевом или ряжевом основании. Пол из накатника или пластин настилают по насадкам или ряжевым клеткам; последние заполняют камнем по слою гравия и крупного песка.

Если для гашения энергии потока применяют специальные виды гасителей, расщепляющих поток (поперечные балки и т. д.), то их устанавливают в конце водобойной части.

Для удаления от сооружения воронки размыва и уменьшения ее размеров сливную часть иногда заканчивают щелистым (гребенчатым) трамплином с подъемом по направлению течения в $^1/_{10}$—$^1/_{20}$ (рис. 22—27). Бревна трамплина $d = 20 \div 25$ *см* прикрепляют к свайным насадкам. Часть бревен (через одно) делают на $^1/_6$—$^1/_8$ длины короче остальных. Расстояние между рядами свай трамплина 1,5 ÷ 2,0 *м*; глубина забивки их (главным образом последних рядов) должна быть не менее 4 *м*. Вслед за сливной частью устраи-

[1] Справочник по гидротехнике. Гос. изд. литературы по строительству и архитектуре. М., 1955, стр. 613.

СН и П ч. II, раздел Б, гл. 5. Свайные фундаменты из забиваемых свай. Нормы проектирования. М., 1962.

вают рисберму из каменной мостовой, фашин или из каменной наброски в плетневых клетках. Если верх флютбета не возвышается над дном реки, сливную часть не устраивают, а рисберма непосредственно примыкает к водобойной части. В этом случае для крепления рисбермы можно применить деревянный настил той же конструкции, как и в сливной части.

§ 23—4. УСТОИ ПЛОТИН

Конструкция ряжевых устоев. Посредством устоя плотина сопрягается с коренным берегом или (при наличии пойменной части) примыкает к земляной дамбе. Очертание ряжевых устоев в плане в пределах понурной и водобойной части обычно бывает П-образной формы (рис. 23—22). Иногда для плотин небольших напоров (1,5—2 *м*) понур выносят за пределы устоя, и тогда устой располагают лишь в пределах водобойной части. При напорах

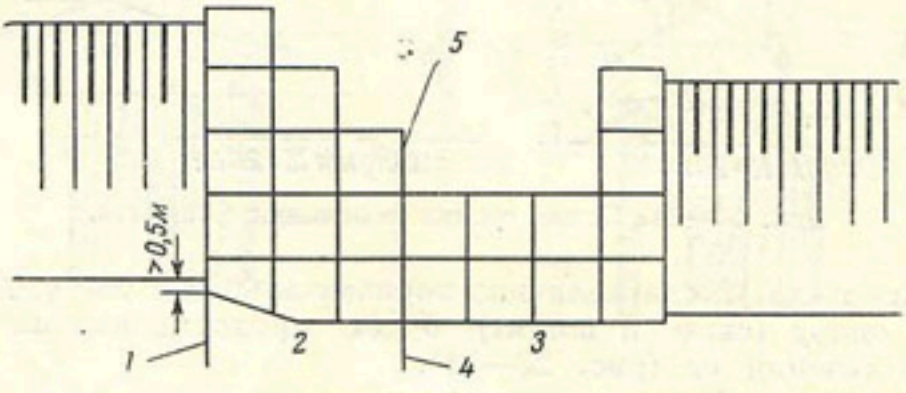


Рис. 23—22. Схематический план ряжевого устоя:
1 — понурный шпунт; *2* — понур; *3* — водобой; *4* — королевый шпунт; *5* — шпунтовый простенок.

в 5—6 *м* перед плотиной для увеличения линии боковой фильтрации приходится удлинять внутренний контур устоя за счет продолжения его в сливной части. Стены устоя располагают над продолжениями шпунтовых линий (за лицевые продольные стены их) и рядами свай. Клетки или ящики ряжевых устоев имеют в плане прямоугольное или квадратное сечение с размерами сторон от 1,5 до 3,0 *м*, чаще — 2 *м*. В эксплуатации ряжевых плотин нередко наблюдается расстройство венцов лицевых стен, вследствие схождения их с врубок бревен поперечных стен даже при обычных размерах клеток (2 × 2 *м*). Поэтому при увеличенных размерах их необходимо устройство специальных сжимов из бревен $d = 16 \div 18$ *см* около врубок поперечных стен в лицевые для взаимного скрепления их.

Переднюю лицевую стену устоя в понурной части для уменьшения гидравлических потерь при входе в сооружение делают скошенной на длине, равной 1,5—2,5 длины ряжевой клетки. Устройство скошенной стены устоя приводит к усложнению врубок (косые лапы), что ведет к частому расстройству их. Для упрощения врубок и повышения их прочности нередко стены устоев делают прямоугольными без скосов. Ширина устоя по фасаду (или заглубление в берег) для увеличения пути боковой фильтрации должна быть не менее удвоенной глубины забивки в грунт шпунтовой линии и на 0,5—1,0 *м* длиннее заложения предпонурного конуса или откоса. Длину пути боковой фильтрации в месте примыкания устоя к дамбе или берегу следует считать по кратчайшему расстоянию между урезами воды верхнего и нижнего бьефов.

Подошва откоса или конуса должна быть от угла лицевой стены устоя на расстоянии не менее 0,5 *м*. Иногда, если ширина русла реки больше ширины отверстия плотины, устои в низовой части водобоя также делают в плане скошенными, расширяющимися, для лучшего сопряжения выходящего из сооружения потока с водой нижнего бьефа. Высота ряжей водобой-

ной и сливной частей меньше, чем понурной, с необходимым запасом (не менее 0,5—1 *м*) над горизонтом паводка в нижнем бьефе.

На устой со стороны засыпки давит грунт, поэтому ширину устоя определяют, исходя из устойчивости на сдвиг. Как показывают расчеты, устойчивость устоя обеспечивается при ширине (измеряемой нормально течению потока), равной примерно его высоте. В целях экономии лесоматериала можно высоту внутренних стен последовательно уменьшать уступами по 1—1,5 *м*, но так, чтобы наименьшая высота крайнего внутреннего ряжевого ящика составляла $^2/_3$ высоты лицевых ящиков, а при высоте устоя, большей 5 *м*, два ряда ряжевых ящиков следует делать полной высоты. Во избежание расстройства врубок при пучении глины загрузку ряжей и засыпку за стены производят песчано-глинистым грунтом с содержанием глины 20—25%. Ряжи водобойной части (если она водопроницаема) загружают камнем.

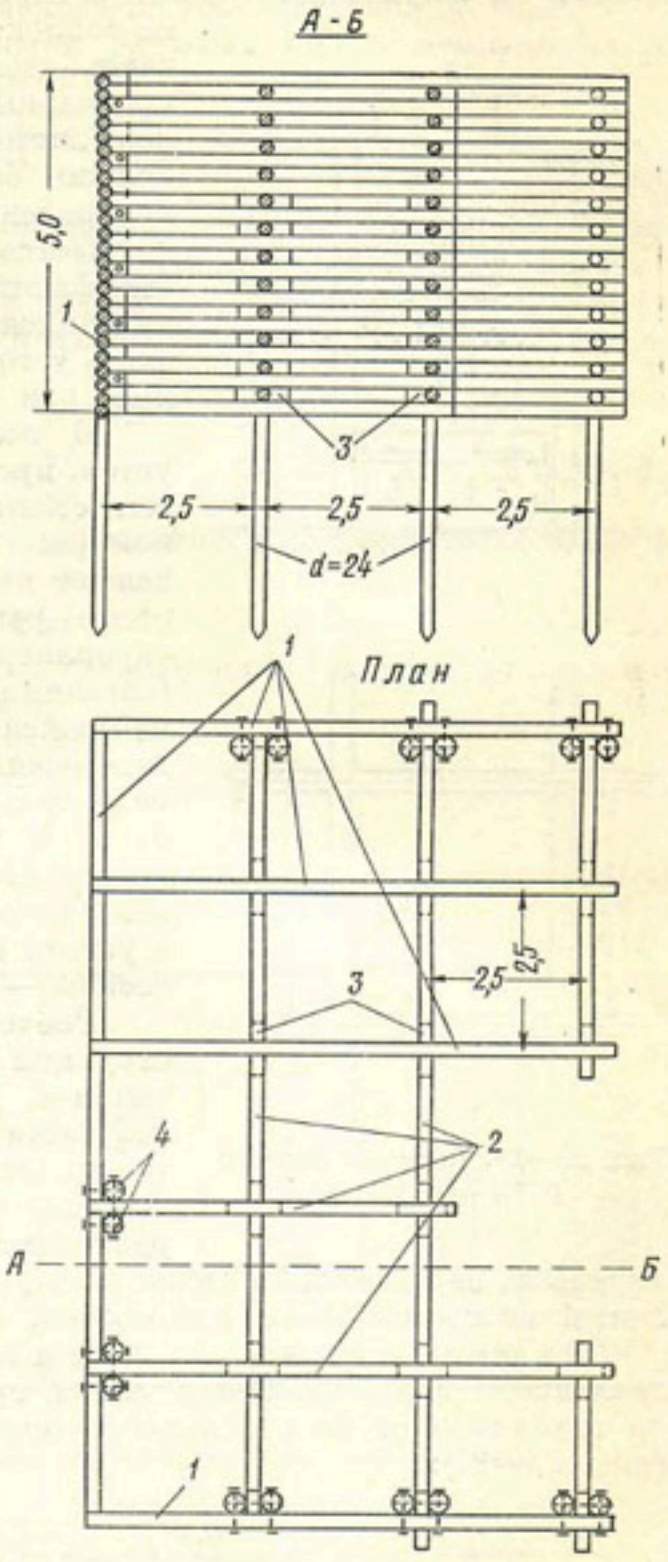


Рис. 23—23. Устой полусквозной конструкции:

1 — стены сплошной рубки; *2* — стены сквозной рубки; *3* — коротыш 18 × 4 см; *4* — сжимы.

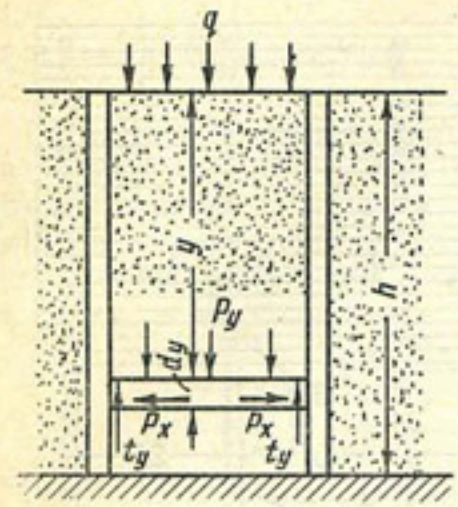
Лицевые стены устоев рубят из бревен $d = 24 \div 27$ *см* в приплотку с образованием горизонтальных гладких постелей шириной 14—15 *см*. Бревна соединяют между собой вставными шипами.

При гладкой плоскости постелей бревен получается незначительная осадка стен и равномерная передача давления от вышележащих бревен нижележащим. Иногда для лучшего сопряжения бревен лицевой стены в постелях их делают пазы размером 3,5 × 3,0 *см*, в которые вставляют рейки (рис. 23—8).

Поперечные стены сопрягают с лицевыми посредством прямоугольной врубки или в лапу. Внутренние стены рубят из бревен $d = 20 \div 22$ *см* и соединяют в чашку или прямоугольной врубкой. При пересечении с задними стенами для лучшего сопряжения с засыпкой во внутренних стенах делают остаток длиной до 50 *см* от оси стен. Во избежание перекоса высоких лицевых стен их укрепляют сжимами из пластин или бревен, соединенными через стену болтами, поставленными через 1 *м* по высоте (рис. 23—8). Вместо сжимов для соединения внутренних стен иногда употребляют наклонные шпонки длиной около 1,5 *м* и толщиной 10 *см*, забиваемые в каждом ящике так, что концы шпонок заходят в один или два общих венца. В скошенную лицевую стену понурной части поперечные стены врубают не ближе 0,6 *м* от угла. Шпунтовые линии продолжают под всей шириной устоя, причем понурную

забивают под фасадной ряжевой стеной плотины, а королевую и водобойную — на всю ширину устоя. Нижние венцы стен устоев над шпунтовыми линиями кладут на шапочные брусья.

Шпунтовый простенок (над королевым шпунтом) делают водонепроницаемым из шпунтовых брусьев с горизонтальным гребнем, укладываемым на войлоке, или с пазами, в которые укладывают деревянные рейки. Бревна внутренних продольных стен врубают в шпунтовый простенок ласточкиным хвостом. Все эти врубки должны быть сделаны тщательно, а швы проконопачены. Водонепроницаемая подушка продолжается под устоями понурной части. Ряжевый флютбет понура рубят из бревен, пересекающихся под прямым углом. Надпольную часть устоя рубят по такому флютбету скошенной, как указано выше.



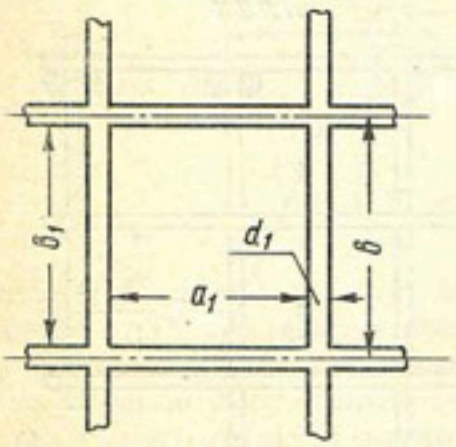


Рис. 23—24. Схема к расчету ряжевого устоя.

В полусквозной конструкции ряжевого устоя, предложенной Н. П. Акуловым [1], лицевые стены и стены, параллельные фасадной в понурной части и над королевым шпунтом, делают из бревен сплошной рубки; внутренние стены рубят сквозными (через одно бревно), скрепляемыми в углах деревянными шипами (нагелями) (рис. 23—23). Для уменьшения напряжений на смятие в местах взаимного пересечения бревен по двум сторонам этого пересечения укладывают коротыши длиной 0,4 *м* и высотой, равной высоте промежутка между бревнами. В этой конструкции устоя количество врубок сокращается по сравнению с устоем сплошного типа до 70%, а объем древесины — на 30—40%.

Расчет ряжевых устоев. Для расчета конструкций из вертикальных ряжей (устоев, плотин и т. д.) необходимо определить давление той части ряжевой засыпки, которая передается на основание внутри ряжевого каркаса. Другая часть засыпки, вследствие трения, развивающегося между засыпкой и ряжевым каркасом, передается на стены каркаса и, следовательно, увеличивает давление, воспринимаемое основанием, непосредственно под каркасом.

Определение давления от засыпки. Вертикальное давление в горизонтальных слоях грунтовой засыпки ряжа p_y (в $т/м^2$) на глубине y от ее поверхности определяется по следующей формуле (рис. 23—24):

$$p_y = \frac{\gamma_1 F}{uk}\left(1 - e^{-\frac{u}{F}ky}\right) + qe^{-\frac{u}{F}ky}, \qquad (23-1)$$

где F — площадь поперечного сечения засыпки в $м^2$; при прямоугольном сечении ряжевой клетки $F = a_1 b_1$, при квадратном $F = b_1^2$;

u — внутренний периметр клетки ряжа в $м$; при прямоугольном сечении клетки $u = 2(b_1 + a_1)$, при квадратном $u = 4b_1$;

$e = 2{,}718$;

γ_1 — объемная масса засыпки в $т/м^3$;

---

[1] Н. П. Акулов. Рациональные типы устоев и плотин ряжевой конструкции. «Гидротехническое строительство» № 12, 1948.

$k=\frac{t_y}{p_y}$ — коэффициент пропорциональности между силой трения t_y в плоскости соприкасания засыпки со стенами ряжа и вертикальным давлением p_y; коэффициент k принимается постоянным по высоте ряжа;

q — интенсивность равномерно распределенной нагрузки в $т/м^2$.

При квадратном поперечном сечении ряжевых клеток и высоте их h давление засыпки на единицу площади (1 $м^2$) основания ряжа будет:

$$p_y=\frac{\gamma_1 b_1}{4k}\left(1-e^{-\frac{4}{b_1}kh}\right)+qe^{-\frac{4}{b_1}kh}. \qquad (23—2)$$

С увеличением высоты ряжа часть общего веса засыпки, воспринимаемая стенками ряжа, возрастает, тогда как вертикальное давление засыпки, действующее на внутреннюю площадь поперечного сечения ящика, растет с глубиной y замедленно. Практически ниже глубины $y_1 \cong (5 \div 6)\, b_1$ величину p_y можно считать постоянной.

Предельное значение p_y при $y = \infty$ будет:

$$p_{макс}=\frac{\gamma F}{ku}. \qquad (23—3)$$

Коэффициент k зависит от угла внутреннего трения грунта засыпки φ и угла трения засыпки о стены ряжа φ_0:

$$k = k_0 \operatorname{tg} \varphi_0. \qquad (23—4)$$

Выражение k_0 выведено проф. Л. М. Емельяновым [1] из условия предельного равновесия засыпки около стенки:

$$k_0=\frac{\cos^2\varphi}{2-\cos^2\varphi+2\sqrt{1-\frac{\cos^2\varphi}{\cos^2\varphi_0}}}. \qquad (23—5)$$

Численные значения k_0 и $k = k_0 \operatorname{tg} \varphi_0$ приведены в таблицах 23—3 и 23—4.

Таблица 23—3

φ_0 \ φ	10	15	20	25	30	35	40
0	0,704	0,588	0,490	0,406	0,333	0,271	0,213
5	0,730	0,600	0,497	0,409	0,335	0,272	0,214
10	0,942	0,643	0,516	0,417	0,341	0,276	0,215
15	—	0,875	0,560	0,438	0,351	0,281	0,223
20	—	—	0,793	0,481	0,369	0,289	0,228
25	—	—	—	0,696	0,407	0,307	0,237
30	—	—	—	—	0,600	0,339	0,250
35	—	—	—	—	—	0,505	0,277
40	—	—	—	—	—	—	0,415

Таблица 23—4

φ_0 \ φ	10	15	20	25	30	35	40
5	0,064	0,052	0,043	0,036	0,029	0,024	0,018
10	0,166	0,113	0,091	0,073	0,060	0,049	0,035
15	—	0,235	0,150	0,117	0,094	0,075	0,060
20	—	—	0,289	0,175	0,134	0,105	0,083
25	—	—	—	0,324	0,190	0,143	0,110
30	—	—	—	—	0,346	0,200	0,144
35	—	—	—	—	—	0,353	0,194
40	—	—	—	—	—	—	0,348

[1] Л. М. Емельянов. Напряженное состояние засыпки, ограниченной параллельными стенками. «Советский метрополитен» № 12, 1940.

Опытные значения k: для каменной загрузки $k = 0{,}16 \div 0{,}20$, для песка $k = 0{,}20 \div 0{,}26$, для супеси $k = 0{,}25 \div 0{,}30$, для глины $k = 0{,}29 \div 0{,}35$ [1].

Давление засыпки на основание ряжевого ящика:

$$Q_0 = p_h F. \tag{23—6}$$

Общая сила тяжести засыпки:

$$Q_3 = \gamma h F. \tag{23—7}$$

На стены ряжей передается часть веса (силы тяжести) засыпки, равная общей силе тяжести ее, за вычетом давления засыпки на основание ящика:

$$Q_1 = Q_3 - Q_0. \tag{23—8}$$

Отношение части веса (силы тяжести) засыпки, передающейся на стены Q_1, к общей силе тяжести засыпки Q_3 называется коэффициентом передачи засыпки:

$$m = \frac{Q_1}{Q_3} = 1 - \frac{Q_0}{Q_3}. \tag{23—9}$$

Чем меньше значение коэффициента k в формуле (23—1), тем больше величина вертикального давления Q_0 на основание ряжа.

Для расчета свай под ряжами или определения напряжений в ряжевом каркасе следует брать наибольшие значения k; тогда вес засыпки, передаваемый на стены ряжа, будет наибольшим.

При возведении ряжевых конструкций на слабом основании значительно загруженный каркас может оседать, врезаясь в грунт, вследствие чего нижние слои засыпки у стен ряжа, по экспериментальным исследованиям кафедры строительной механики Московского гидромелиоративного института, начинают скользить вверх, и касательная составляющая давления засыпки будет направлена вверх [2]. Такое положение возникнет в случае, когда давление стен каркаса на основание превышает давление засыпки на основание. Это может произойти в бетонных ячеистых плотинах, в которых объемная масса бетонного каркаса значительно больше объемной массы грунта. В деревянных ряжевых устоях высотой 5—8 *м* вследствие упругости дерева и его незначительного объемного веса по сравнению с объемным весом грунта засыпки происходит перераспределение передаваемого на основание давления от каркаса, а осадка ряжа в общем незначительна, и поэтому при их расчете можно не учитывать изменение действия касательных сил.

Расчет устойчивости ряжевого устоя на сдвиг делают обычно для участка водобойной части шириной в две клетки, скольжение предполагают по подошве устоя или по сечению на уровне свайных насадок. Порядок расчета следующий.

1. Определяют силу тяжести засыпки устоя Q_3 и деревянного каркаса $Q_д$.

Сила тяжести деревянного каркаса ряжа может быть подсчитана по средней толщине бревен, равной $0{,}9d$, где d — диаметр бревна. Силу тяжести засыпки и ряжевого каркаса принимают с учетом взвешивания их водой.

2. Подсчитывают часть силы тяжести засыпки, передающуюся на основание, Q_0 и действующую силу тяжести $Q_д$; последняя складывается из силы тяжести засыпки, передающейся деревянному каркасу, Q_1, силы тяжести самого ряжевого каркаса $Q_к$, а при расположении непосредственно на деревянном каркасе устоя прогонов проезжего и служебного мостов или других нагрузок — из силы тяжести Q_2 этих нагрузок, передающихся на каркас:

$$Q_д = Q_1 + Q_к + Q_2. \tag{23—10}$$

---

[1] Водгео. Справочник по гидротехнике. М., 1955.

[2] Л. М. Емельянов. Давление грунта в ячеистых подпорных системах. Изд. МСХ СССР, 1959.

3. Вычисляют силу E давления грунта за стенами устоя, стремящуюся сдвинуть его.

Сдвигу устоя сопротивляются две силы трения: первая, развивающаяся под давлением действующей силы тяжести по плоскости соприкасания ряжевых стен с деревянными частями свайного основания или же в случае грунтов, не допускающих забивки свай, по плоскости соприкасания с грунтом основания; вторая сила трения образуется под действием силы тяжести Q_0 части засыпки в плоскости соприкасания ее с грунтом основания.

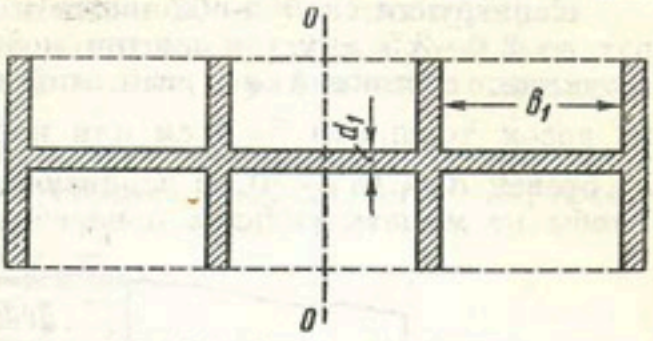


Рис. 23—25. Схема расчетного сечения ряжевого основания.

Коэффициент устойчивости на сдвиг будет:

$$k_c = \frac{f_1 Q_д + f_2 Q_0}{E}, \qquad (23—11)$$

где f_1 — коэффициент трения дерева по дереву или коэффициент трения дерева по грунту (в зависимости от положения расчетного сечения);

f_2 — коэффициент трения загрузки по грунту основания. Значения коэффициента трения f_1 приведены ниже [1].

Дерево по дереву вдоль волокон насухо	0,50
» » » поперек волокон в присутствии воды	0,70
Ряжи по песку в воде	0,35
То же, насухо	0,45
То же, по каменной наброске	0,60
Ряжи с глинобетоном по суглинку	0,30
То же, по глине	0,20
То же, по скале	0,35

Если коэффициент устойчивости на сдвиг получился более допускаемой величины $k \geqslant 1{,}2$, то расчет устойчивости на опрокидывание и поверку на перекашивание ряжа не производят [2].

Напряжения по горизонтальным плоскостям бревен или венцов ряжа, а также грунта основания (при отсутствии свайного ростверка) определяют по формуле:

$$\sigma_{см} = \frac{Q_д}{F_1} + \frac{Mx}{I}, \qquad (23—12)$$

где F_1 — площадь сечения ряжевых стен (рис. 23—25);

I — момент инерции площади сечения ряжевых стен относительно оси $O—O$, проходящей через центр тяжести сечения и параллельной лицевой стене устоя;

M — момент вертикальных и горизонтальных сил относительно оси $O—O$;

x — расстояние от оси $O—O$ до наиболее удаленного волокна сечения.

Если величина $\sigma_{см}$ получилась больше допускаемого напряжения на смятие поперек волокон $[\sigma_{см}]_{90}$, то необходимо для нижних венцов стен устоя увеличить диаметр бревен, главным образом в лицевой и параллельной ей смежной ряжевой стене.

Для расчета на изгиб нижних бревен наружных стен ряжа и врубок поперечных стен в наружные необходимо знать горизонтальное давление загрузки в расчетных сечениях. Величина этого давления будет равна $p_x = k_0 p_y$, где k_0 берется из таблицы 23—3.

Расчет свайного основания выполняется по СН и П II-Б. 5—62.

---

[1] Стандарт Главгидроэнергостроя (СТ 24-4414).

[2] Водгео. Инструкция по проектированию деревянных плотин. Стройиздат, 1943.

Упрощенно свайные опоры рассчитываются по величине средней нагрузки $Q_c = \frac{1{,}5Q_д}{n}$, где n — число опор, а 1,5 — коэффициент запаса. По условиям производства работ лучше забивать сваи под устои одинаковой длины.

Конструкция свайно-обшивных и стоечно-обшивных устоев. При напорах до 2,0—2,5 *м* устои плотин можно устраивать свайно-обшивной конструкции, состоящей из свай, поддерживающих горизонтальные стенки из досок толщиной 5—8 *см* или пластин $d = \frac{20}{2} \div \frac{24}{2}$ (рис. 23—26). Сваи из бревен $d = 18 \div 30$ *см* забивают на расстоянии 1—2 *м* друг от друга. Чтобы не мешать укладке поперечных насадок на флютбетные (половые)

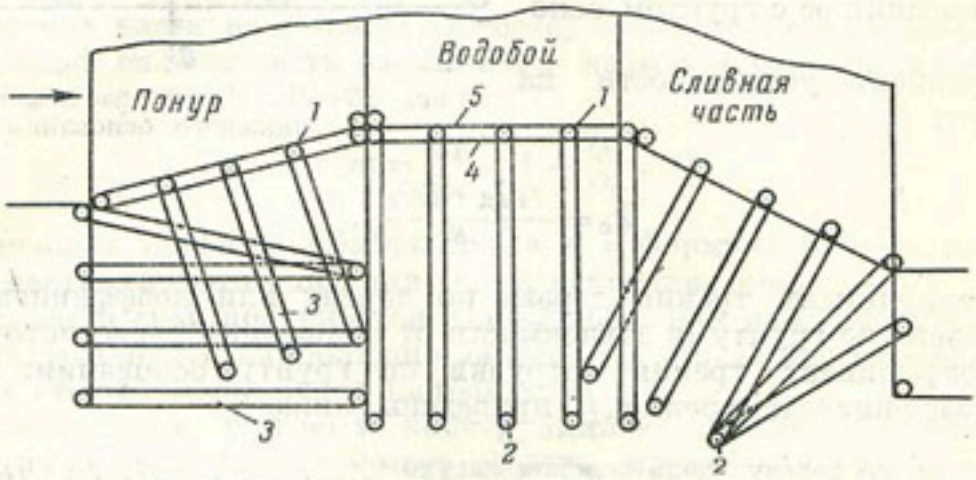


Рис. 23—26. Схема свайно-обшивного устоя:
1 — стенная свая; *2* — анкерная свая; *3* — анкерная схватка; *4* — внутренняя обшивка; *5* — наружная обшивка.

сваи, стенные сваи забивают, отступя на диаметр сваи от линии забивки поперечного ряда флютбетных свай. В стенах устоя высотой более 3 *м* забивка длинных свай не может быть осуществлена из-за отсутствия лесоматериала необходимой длины и условий свайной бойки; поэтому сваи здесь наращивают выше пола флютбета в полдерева со стяжкой не менее чем двумя болтами или делают устой стоечно-обшивной конструкции. В последней стойки опираются на продольный брус, укладываемый по насадкам вдоль стен, а обшивку выполняют так же, как и в свайно-обшивном устое (рис. 23—27). Верхние концы стоек соединяют насадкой.

В плане понурную часть обычно очерчивают в виде суживающейся воронки. Запуск лицевой стенки в берега производят на такую же длину, как и ряжевых устоев. Стены водобойной части делают с двойной обшивкой: внутренней — из пластин, прибиваемых к сваям или стойкам со стороны засыпки (для удержания грунта за стенами сооружения), и внешней, водонепроницаемой — из досок (для предохранения засыпки от вымыва текущим через плотину потоком, вследствие образующихся за сваями завихрений, а также для защиты свай от возможных повреждений плавающими телами). Стенные доски соединяют в шпунт, а пластины вчетверть.

Обшивку соединяют с полом комплактным брусом, врубленным в поперечные насадки флютбета. При высоте загрузки за стенами до 2 *м* верхние концы свай можно специально не закреплять. При большей высоте стен (до 3 *м*) и ширине отверстия плотины до 4—5 *м* применяют распорки, укладываемые поперек течения воды на шипы верхних концов стенных свай или стоек (распорки, кроме того, соединяют с ними хомутами) или прибалчиваемые к верхним концам их.

Устройство распорок возможно лишь тогда, когда нет опасности повреждения их ледоходом. Когда такая опасность существует, а также при широких отверстиях для закрепления стенных свай или стоек, употребляют анкерные схватки, соединяющие верхние части стенных свай и стоек со специально забитыми в грунт анкерными сваями. Анкерные сваи забивают

на расстоянии от стены устоя не меньше длины призмы оползания грунта к стенке и призмы выпирания от анкерной сваи. Анкерные схватки устраивают из пластин, обхватывающих стойку или сваю с двух сторон и соединенных с ней врубкой и хомутом или болтом (рис. 23—2). Иногда применяют одиночные анкерные схватки из бревен $d=18 \div 20$ *см*. Схватки прикрепляют к стойкам или сваям устоев понурной части выше уровня воды верхнего бьефа, а в водобойной части — на той высоте, при которой получается в свае наименьший изгибающий момент.

При устройстве анкерных схваток следует обратить особое внимание на тщательное выполнение засыпки за стенами сооружения с тем, чтобы

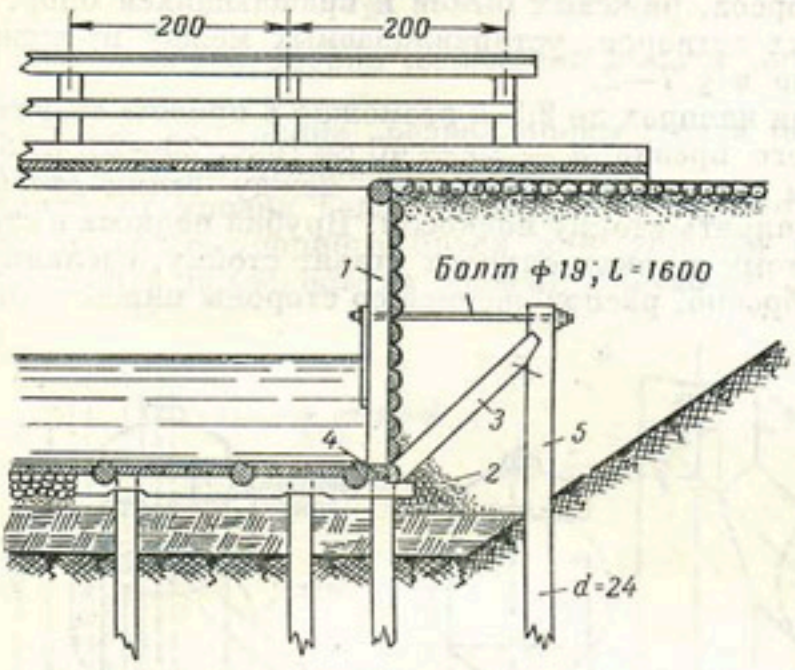


Рис. 23—27. Поперечное сечение стенки стоечно-обшивного устоя:

1 — стойка; *2* — фильтр; *3* — подкос; *4* — продольный брус; *5* — анкерная свая.

под схватками и между ними не оставалось пазух, так как через незасыпанные места может возникнуть фильтрация вдоль сооружения. Во избежание повреждения льдом или плавающими телами концов анкерных схваток их не следует выпускать за стены в пролетную часть.

Для лучшего сопряжения устоя свайно-обшивной или стоечно-обшивной конструкции с земляной дамбой и увеличения пути боковой фильтрации королевую шпунтовую стенку заглубляют в дамбу на длину, не меньшую удвоенной глубины забивки королевого шпунта. Выше этого шпунта в засыпке устоя до подпорного уровня воды верхнего бьефа делают горизонтальную шпунтовую стенку, устанавливаемую в пазах, вынутых в сваях, или вертикальную стенку из шпунтин, нижняя часть которых забивается в грунт, или же из шпунтовых вертикальных досок, поставленных на шапке королевого бруса.

В свайно-обшивной конструкции рассчитывают:

а) обшивку, как балку, разрезанную на опорах и находящуюся под действием нагрузки — давления грунта засыпки;

б) стенные и анкерные сваи, определяя по воспринимаемой ими наибольшей горизонтальной силе поперечное сечение и глубину забивки сваи;

в) соединения свай с анкерными схватками — по величине усилия, воспринимаемого схваткой.

Так как в описанной конструкции стоечно-обшивных устоев анкерная свая вследствие работы на изгиб допускает небольшую нагрузку, то для увеличения ее предложены конструкции подкосных анкерных свай [1], при

[1] Н. А. Семанов. Деревянные плотины. Стройиздат, М.—Л., 1940.

которых анкерная свая работает на растяжение и изгиб. Наклонный подкос *3* (рис. 23—27) упирается одним концом в анкерную сваю *5*, а другим в продольный брус *4*, врубленный в насадки флютбетных свай. Преимущество стоечно-обшивной конструкции по сравнению со свайно-обшивной состоит в более легкой замене загнивших стоек, чем свай.

§ 23—5. ПРОМЕЖУТОЧНЫЕ ОПОРЫ

Промежуточные опоры в деревянных плотинах конструируют в виде стоек, контрофорсов, ряжевых быков и вращающихся опор. Описание плоских деревянных затворов, устанавливаемых между промежуточными опорами, приведено в § 7—2.

Стойки. При напорах до 2,5 *м* возможно в пролете ставить стойки, вытесанные из одного бревна $d = 25 \div 40$ *см* (рис. 23—28, *а*, *б*); при бо́льших напорах, чтобы сохранить расстояние между осями стоек в 1,0—1,2 *м*, необходимо подпирать стойку подкосом. Врубка подкоса в стойку ослабляет ее сечение, поэтому в таких случаях ставят стойку, сделанную из двух бревен; во второе бревно, расположенное со стороны нижнего бьефа и называемое подможной стойкой, врубают подкос. Обе эти стойки соединяют между собой болтами (рис. 23—28, *в*). Нижний конец стойки опирается на поперечный упорный брус флютбета, а верхний — на верхний упорный брус, перекрывающий пролет и лежащий в зависимости от ширины пролета на устоях, быках, контрфорсах или поворотных фермах. В небольших плотинах верхний упорный брус является одновременно прогоном служебного моста.

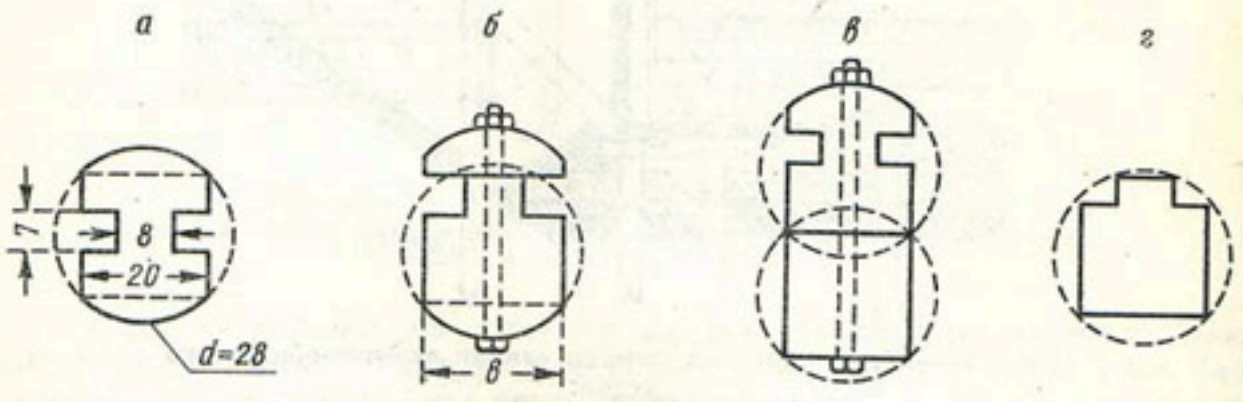


Рис. 23—28. Сечения промежуточных стоек.

Стойки бывают съемные или постоянные. Съемные стойки, вынимаемые на время прохода весеннего паводка, обычно устраивают без подкосов. Для большей жесткости и во избежание повреждений плавающими телами постоянные стойки и подкосы обшивают с двух сторон досками. В стойке делают пазы для затворов. Глубину и ширину пазов принимают равной $(1{,}2 \div 1{,}5)\ t$, где t — толщина доски затвора. При устройстве пазов (четвертей) в передней части стойки, во избежание потери устойчивости затворов после снижения горизонта воды верхнего бьефа, спереди к вертикальной стойке прибалчивают доску или пластину (рис. 23—28, *б*). В наклонных съемных стойках пазы делают с верховой стороны сечения (рис. 23—28, *г*). При ряжевых устоях коренную стойку на 5—8 *см* врезают в ряжевую стену (рис. 23—19) и сбалчивают через нее с вертикальным брусом, поставленным с внутренней стороны стены. Иногда коренную стойку подпирают подкосом, также врубаемым в ряжевую стену.

Расчет стойки с подкосом. Давление воды передается с ширины b, равной при одинаковой ширине пролетов расстоянию между осями стоек. Хотя стойка и опирается на три опоры, но обычно в расчете считают (в запас) ее разрезанной на средней опоре.

Опорные реакции при плотности воды γ и отсутствии воды в нижнем бьефе будут (рис. 23—29):

верхняя

$$A = \frac{\gamma (H_1 - h_1)^3 b}{6 (H_1 - h_1 + a)}; \qquad (23—13)$$

нижняя

$$B = \frac{1}{6} \gamma h_1 (3H_1 - h_1) b; \qquad (23—14)$$

средняя

$$C = \gamma \frac{H_1^2 b}{2} - (A + B), \qquad (23—15)$$

где H_1 — напор над нижней опорой (серединой высоты нижнего упорного бруса);

h_1 — вертикальное расстояние средней опоры (точка пересечения осей подкоса и стойки) от нижней опоры;

a — расстояние от уровня воды до центра верхней опоры (середины высоты верхнего упорного бруса или упорной балки, которая может состоять из нескольких бревен); обычно $a = 0{,}7 \div 1$ *м*.

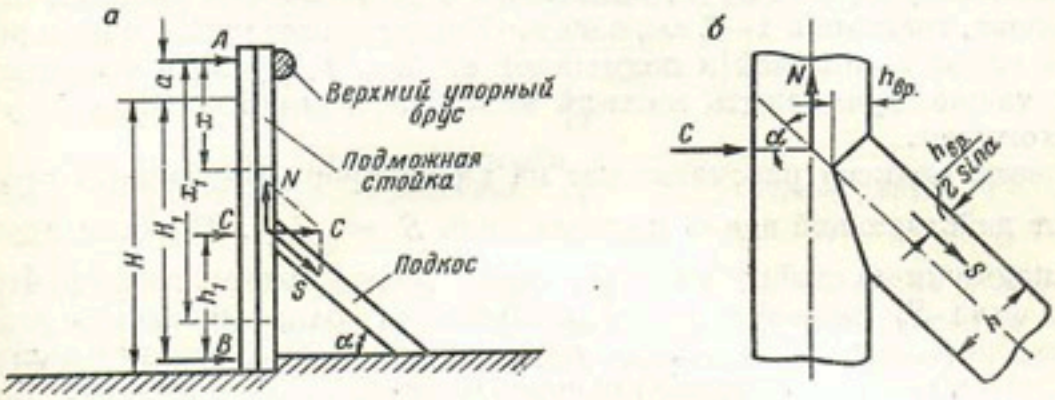


Рис. 23—29. Схема расчета стойки с подкосом.

Максимальный изгибающий момент на верхнем участке:

$$M_1 = Ax - \gamma \frac{(x - a)^3 b}{6}, \qquad (23—16)$$

где

$$x = a + \sqrt{\frac{2A}{b\gamma}}. \qquad (23—17)$$

Подставив значение x в формулу (23—16), получим:

$$M_1 = A\left(a + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{2A}{b\gamma}}\right). \qquad (23—18)$$

Момент на нижнем участке:

$$M_2 = (H_1 + a - x_1)\left[B - \gamma \frac{H_1 + a - x_1}{6} (2H_1 - a + x_1) b\right], \qquad (23—19)$$

где

$$x_1 = a + \sqrt{\gamma H_1^2 - \frac{2B}{b\gamma}}. \qquad (23—20)$$

Наименьшее сечение стойки получается при равенстве изгибающих моментов для верхнего и нижнего участков стойки. Но, учитывая, что стойка с подкосом фактически опирается на три опоры, что вызывает перераспределение величин изгибающих моментов, полученных при расчете стойки, как разрезной на средней опоре, указанное равенство M_1 и M_2 в практике не всегда соблюдается. Подкос врубают в подможную стойку на высоте $h_1 = (0{,}4 \div 0{,}5)\ H$.

Для стойки без подкоса верхнюю опорную реакцию и максимальный изгибающий момент определяют по формулам (23—13) и (23—16), приняв $h_1 = 0$. Нижнюю опорную реакцию вычисляют по формуле (23—15), которую можно написать проще:

$$B_1 = \gamma \frac{H_1^2 b}{2} - \frac{\gamma H_1^3 b}{6(H_1 + a)} = \gamma \frac{H_1^2 b (2H_1 + 3a)}{6(H_1 + a)}. \qquad (23—21)$$

Сечение выступов стойки, на которые опираются затворы, должно быть проверено на скалывание. В плотинах с поворотными фермами и съемными стойками последние устанавливают наклонно с тем, чтобы давление воды прижимало к ним затворы. В этом случае давление, нормальное к оси стойки, увеличивается в $\frac{1}{\cos \beta}$ раз, где β — угол наклона стойки к вертикали.

Подможную стойку рассчитывают на изгиб от половины максимального момента в нижней половине основной стойки и на растяжение от вертикальной составляющей средней опорной реакции C. Эта составляющая, равная $N = C \operatorname{ctg} \alpha$ (α — угол наклона подкоса к горизонту), направлена вверх по подможной стойке и стремится ее оторвать от флютбета. Для предотвращения вырывания подможной стойки силой N ее, помимо врубки в продольный упорный брус, соединяют с последним накладкой из полосового железа, толщиной 1—2 *см*, согнутой под прямым углом и прикрепленной болтами одной половиной к подможной стойке, а другой к упорному брусу. Можно также прикрепить нижний конец подможной стойки к упорному брусу хомутом.

Сечение подкоса рассчитывают на внецентренное сжатие и продольный изгиб от действующей вдоль подкоса силы $S = \frac{C}{\cos \alpha}$. Так как врубка подкоса в подможную стойку на практике не всегда бывает точно центрированной, то сила S, действуя не по оси подкоса, будет вызывать добавочный изгибающий момент $M = Se$, где e — наибольший возможный эксцентриситет. Считают, что сила S проходит через центр площадки смятия. Для прямоугольного сечения подкоса изгибающий момент будет равен (рис. 23—29, *б*):

$$M = \frac{S}{2}\left(h - \frac{h_{вр}}{\sin \alpha}\right), \qquad (23—22)$$

где h — высота сечения подкоса;

$h_{вр}$ — глубина врубки.

При круглом сечении подкоса величина эксцентриситета $e = \frac{d}{2} - \frac{3}{5} h_c$, где h_c — стрелка сегмента врубки.

Подкос делают из бревна с обтеской на два канта, иногда в нем вынимают четверти для примыкания досок обшивки. В подможную стойку подкос врубают зубом, а в продольный упорный брус — двойным зубом. Угол наклона подкоса к горизонту α берут в пределах 30—45°.

Контрфорсные опоры меньше стесняют отверстие плотины, чем ряжевые быки. По конструкции различают контрфорсы сквозные (свайные и стоечные) и сплошные. Сквозной контрфорс состоит из 3—4 свай $d = 24 \div 26$ *см* или стоек, установленных на флютбете плотины на расстоянии 1,5—2,5 *м* друг от друга и соединенных между собой подкосами $d = 20 \div 24$ *см*, а сверху — горизонтальной насадкой. Контрфорсные опоры выдерживают бóльшие давления, чем стоечные, и поэтому расстояние между ними в отверстии плотины берут от 3 до 5 *м*, а в промежутках устанавливают стойки. Давление воды передается от затворов стойкам, а через верхние концы их — верхнему упорному брусу и последним — контрфорсу. Кроме того, контрфорс воспринимает вертикальную нагрузку, являясь промежуточной опорой для служебного и проезжего мостов. Ширину контрфорса берут от 0,3 до 0,7 *м*.

Для лучшей связи между стойками и подкосами, а также во избежание повреждения плавающими телами или льдом контрфорс обшивают с двух сторон пластинами. В свайном контрфорсе сваи забивают с низовой стороны

поперечных насадок, положенных по сваям флютбета, так чтобы продольные ряды контрфорсных свай для лучшей работы под действием горизонтальной силы отстояли от поперечного ряда флютбетных свай на расстоянии не менее

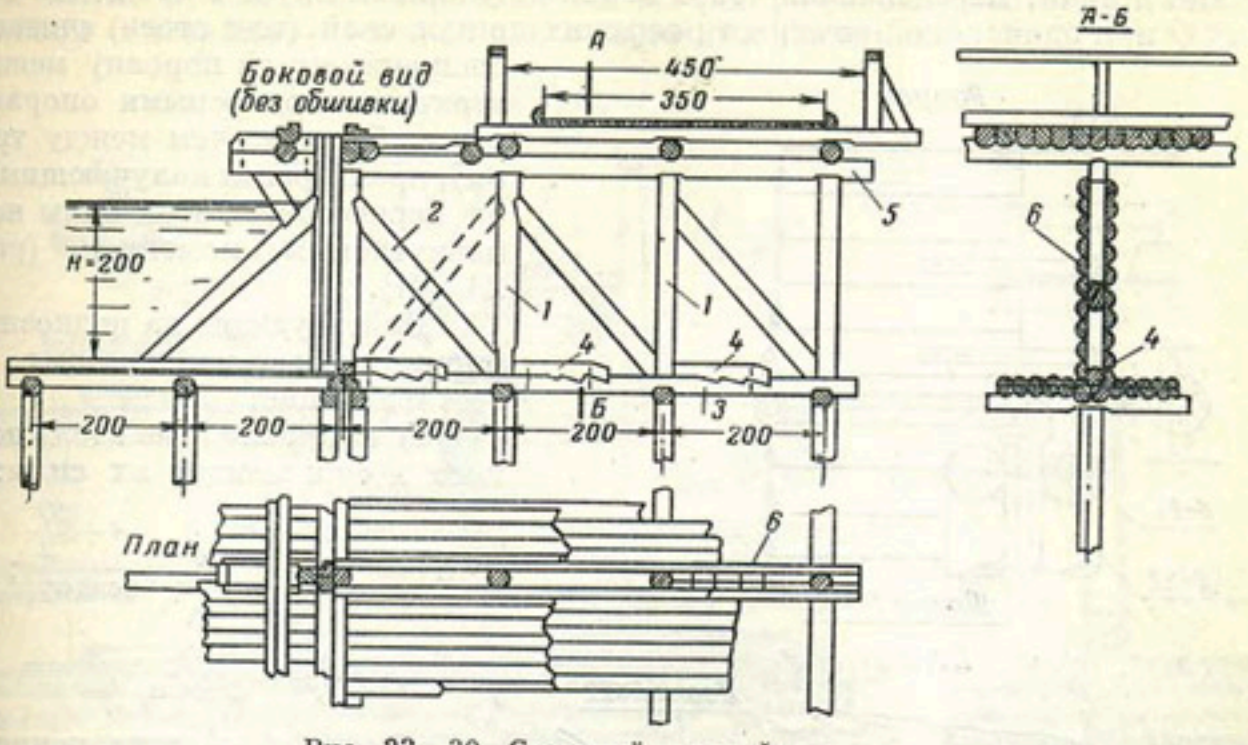


Рис. 23—30. Стоечный контрфорс:
1 — стойка; *2* — подкос; *3* — продольный брус; *4* — упорный брус; *5* — насадка; *6* — обшивка.

диаметра свай. Весь ряд контрфорсных свай обхватывают на флютбете с боков продольными брусьями, врубленными в поперечные насадки. Верхние концы свай, в свою очередь, обхватывают также с боков парными подкосами, врезаемыми в сваи и соединенными с ними болтами. Нижние концы подкосов упирают в продольные брусья и сваи контрфорса. Недостаток свайных контрфорсов — в трудности забивки высоких свай. По этой причине вместо свайных устраивают стоечные контрфорсы.

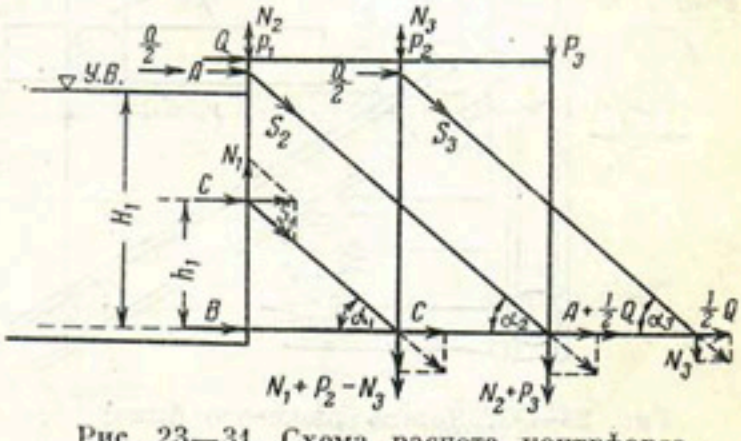


Рис. 23—31. Схема расчета контрфорса.

Стоечные контрфорсы (одиночные или двойные) возводят на свайном или ряжевом флютбете. Стойки и подкосы одиночного контрфорса находятся в одной вертикальной плоскости и своими нижними концами врублены в продольный упорный брус (рис. 23—30). Стойки соединяют еще с продольным брусом или согнутым под прямым углом полосовым железом, прибалчиваемым как к стойке, так и к продольному брусу, или же хомутами. При напорах свыше 2,5—3,0 *м* для лучшего закрепления передней стойки контрфорса, подверженной вырывающим усилиям, иногда устанавливают обратный подкос (показан на рис. 23—30 пунктиром). Нижние концы стоек двойного контрфорса (применяемого при напорах 4—5 *м*) упирают в насадки и зажимают с двух сторон продольными упорными брусьями. Под каждой стойкой забивают две или три сваи на расстоянии 0,5 *м* друг от друга. Количество свай определяют расчетом. На верхние концы стоек укладывают насадку, в которую врубают прогоны моста.

Расчет сквозного контрфорса. Давление воды, передающееся с ширины свайного или стоечного контрфорса и примыкающих

к нему полупролетов, считают распределенным, как и в промежуточной стойке, по трем опорам и определяют формулами (23—13), (23—14) и (23—15). Дополнительно на контрфорс действует часть давления воды на промежуточные стойки, передаваемая через верхний упорный брус. Упрощенно эту силу Q при одинаковой жесткости верхних концов свай (или стоек) считают распределенной поровну между верхними подкосными опорами (но не больше, чем между тремя), пренебрегая получающимся от перенесения этой силы незначительным моментом (рис. 23—31).

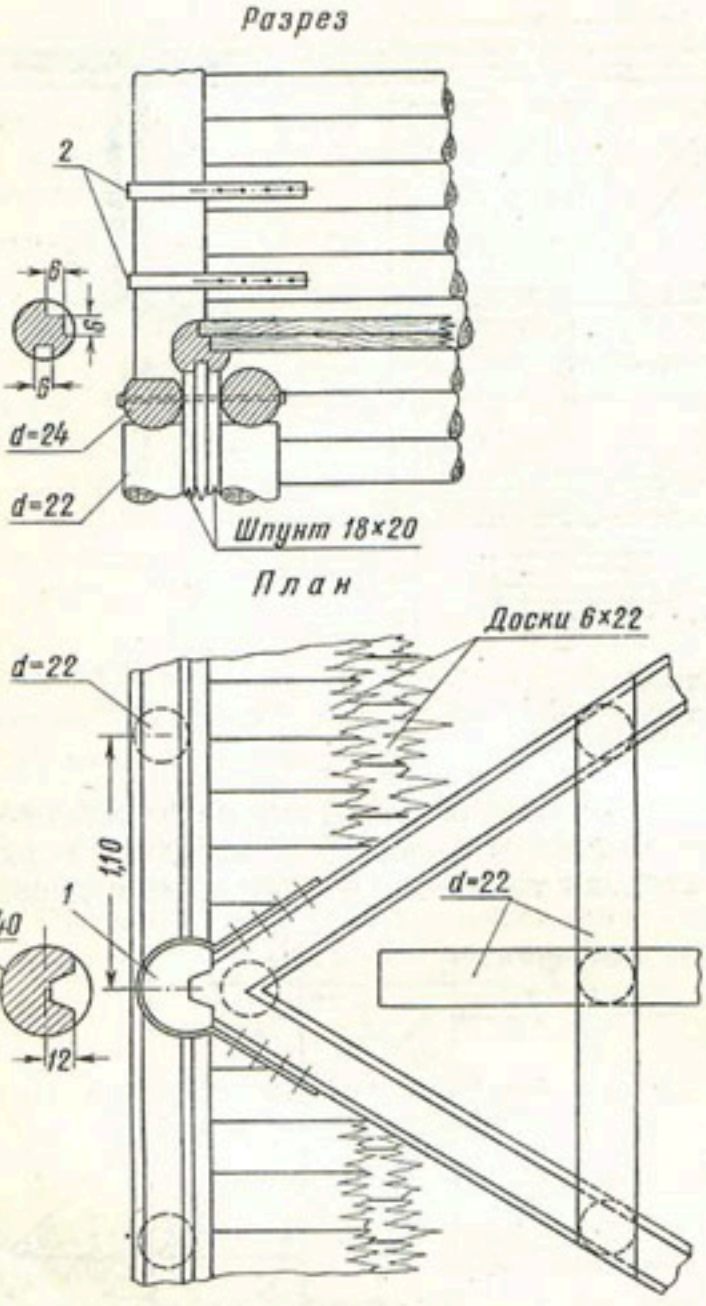


Рис. 23—32. Деталь ряжевого быка:
1 — усовый брус; *2* — хомут.

Действующие на подкосные опоры силы раскладывают на составляющие:

1) направленные вдоль подкоса и сжимающие их силы:

$$S_1 = \frac{C}{\cos \alpha_1}; \quad S_2 = \frac{A + \frac{Q}{2}}{\cos \alpha_2};$$

$$S_3 = \frac{Q}{2 \cos \alpha_3},$$

где α_1, α_2 и α_3 — углы наклона подкосов к горизонту;

2) вертикальные растягивающие стойки или сваи силы:

$$N_1 = C \operatorname{tg} \alpha_1; \quad N_2 = \left(A + \frac{Q}{2}\right) \operatorname{tg} \alpha_2; \quad N_3 = \frac{Q}{2} \operatorname{tg} \alpha_3.$$

Усилия в нижних узлах контрфорса можно разложить также по вертикальному и горизонтальному направлениям. Дополнительно на стойки или сваи действуют вертикальные силы P от веса моста и нагрузки на нем.

По вычисленным значениям сил подбирают сечения стоек (свай) и подкосов контрфорсов. Горизонтальные силы, действующие в нижних узлах контрфорса, воспринимаются через продольные упорные или связывающие брусья сваями основания.

Быки обычно делают ряжевыми и в зависимости от напора и ширины отверстия им придают ширину, кратную расстоянию между продольными ряжевыми стенами флютбета или продольными рядами свай. Для большей жесткости необходимо делать в ряже внутреннюю продольную стенку, т. е. ширина быка должна состоять не менее чем из двух клеток и быть равной 3—4 *м*.

В понурной части для более плавного протекания воды через отверстие быку в плане придают заостренную форму наклоном наружных граней к оси быка в отношении около $^1/_3$. Стык, образованный этими стенами, прикрывают от повреждений плавающими предметами вертикальным усовым брусом из бревна $d = 36 \div 40$ *см* (рис. 23—32), прикрепленным хомутами к ряжевым стенам. Внутреннюю стенку быка не доводят до усового бруса.

С верховой стороны усового бруса для лучшего дробления льда укрепляют рельс, угловое или полосовое железо. Длина быка зависит от ширины проезжего моста; при отсутствии моста бык можно не доводить до конца водобойной части. Стены быка нарубают на стенах ряжевого флютбета или при свайном основании — на свайных поперечных насадках.

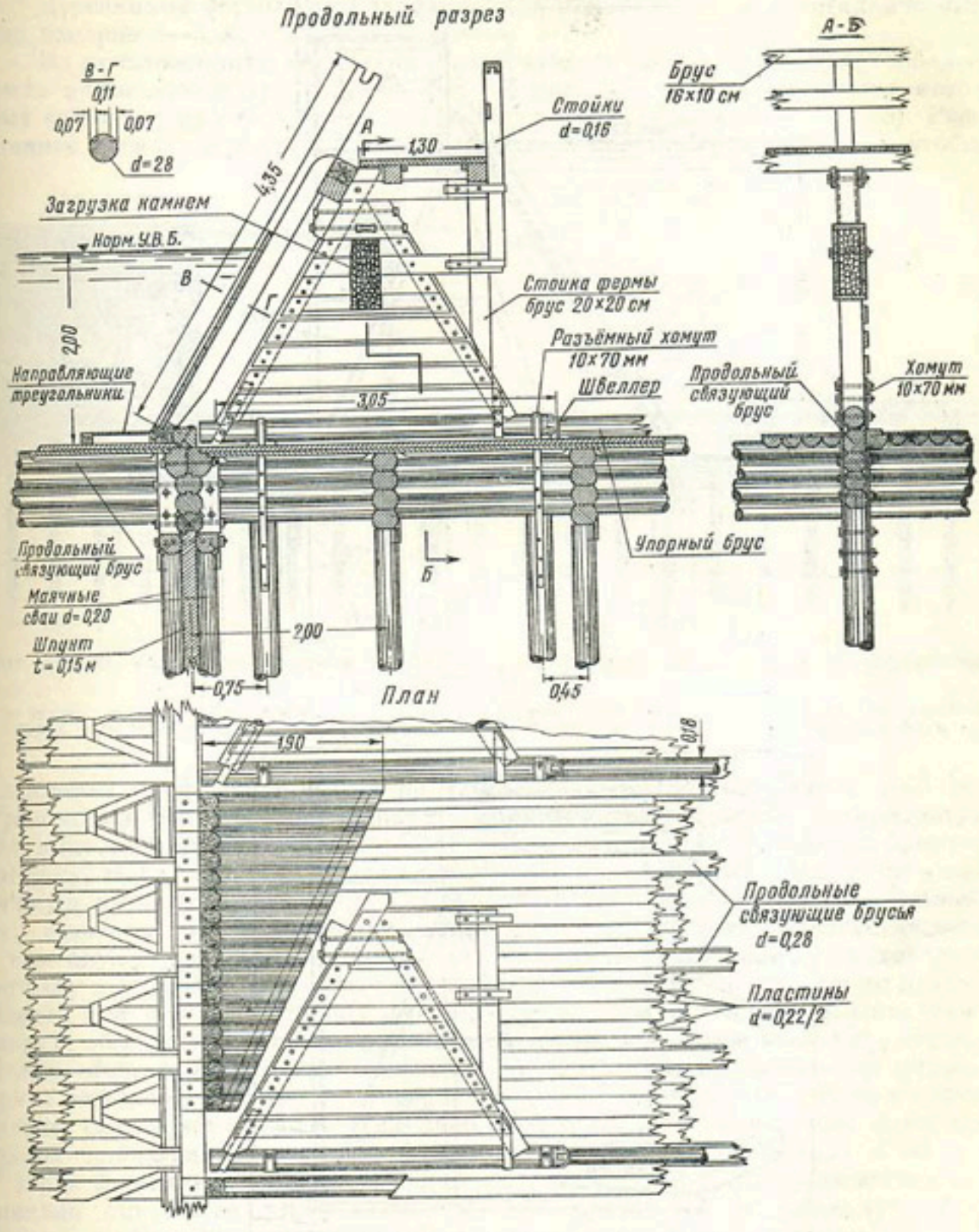


Рис. 23—33. Треугольная деревянная ферма.

По линии королевого шпунта в быке делают, так же как и в устоях, водонепроницаемый простенок из шпунтовых брусьев. Ряжевые клетки понурной части быков загружают песчано-глинистым грунтом, а клетки водобойной части — камнем. Расчет быка заключается в проверке его устойчивости на сдвиг и расчете прочности основания (свайного или ряжевого) под ним (см. § 23—3 и 23—4).

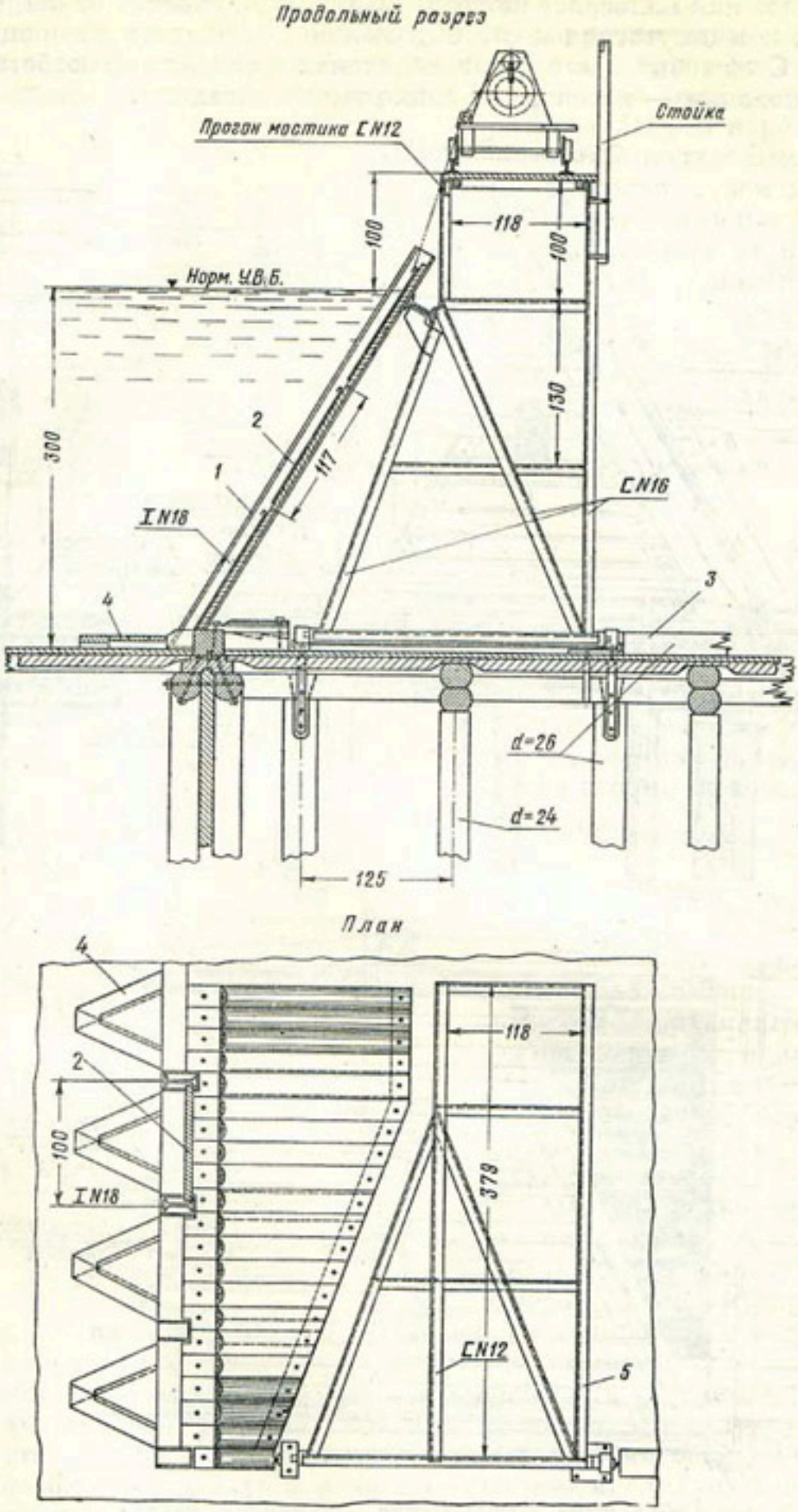


Рис. 23—34. Металлическая поворотная ферма на свайном основании:

1 — съемная стойка; *2* — затвор; *3* — упорный брус; *4* — направляющие треугольники; *5* — прогоны служебного моста.

Свайно-обшивные быки, менее массивные, чем ряжевые, мало распространены.

Вращающиеся опоры. К этому типу опор относят поворотные (деревянные или металлические) фермы, укладываемые при пропуске льдин на флютбет поперек его, и вращающиеся стойки.

Деревянные фермы устанавливают при напорах до 3 *м*, а металлические для напоров 3—5 *м*.

Из предложенных конструкций деревянных поворотных ферм наиболее часто применяются треугольные фермы (рис. 23—33), преимущество которых состоит в простоте конструкции, и трапецендальные (рис. 23—5). Расстояние между деревянными фермами выбирают исходя из того, чтобы

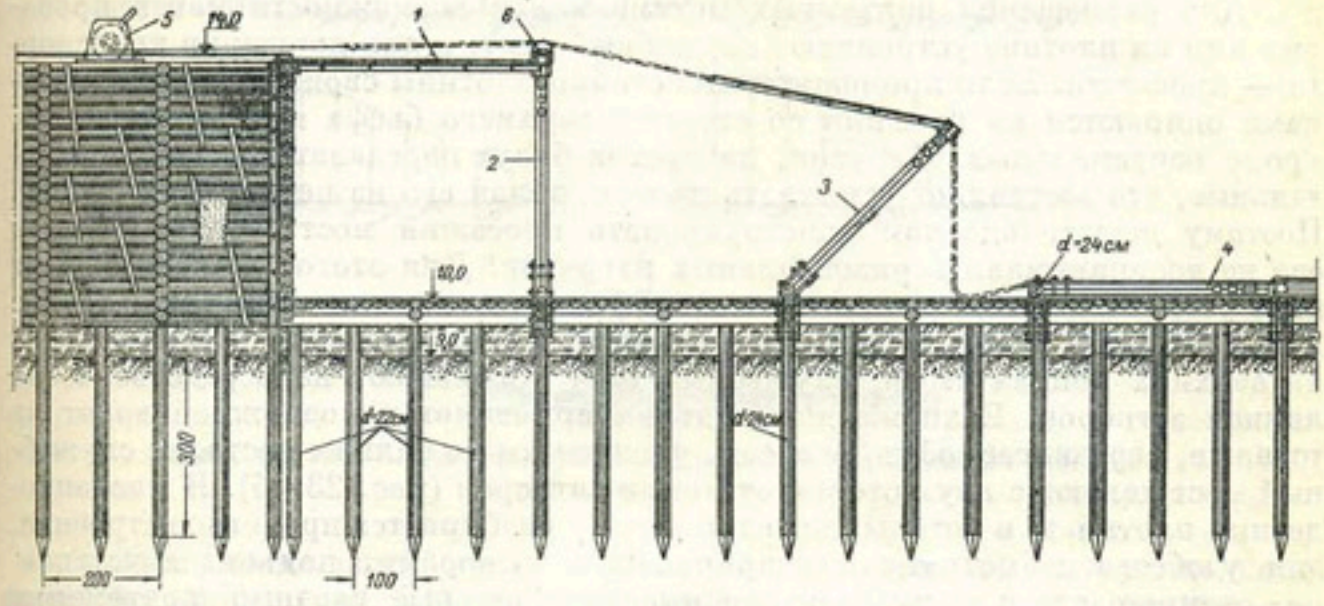


Рис. 23—35. Разрез по плотине с поворотными фермами и шарнирно соединенными с ними мостиками:

1 — мостик; *2* — поднятая ферма; *3* — ферма в процессе установки; *4* — уложенная на водобой ферма с мостиком; *5* — лебедка для подъема и опускания ферм; *6* — переносный блок.

уложенная на флютбет ферма не задевала соседнюю; оно равно 4—5 *м*. Треугольная ферма состоит из двух наклонных (под углом в 60° к горизонту) ног, выполненных из бревен $d = 22 \div 24$ *см*, опирающихся в нижнее бревно-затяжку. Ноги верхними концами врублены друг в друга, а нижними в затяжку и, кроме того, соединены с ней хомутами из полосового железа. Затяжка, лежащая на продольном связывающем брусе флютбета, соединена с ним двумя разъемными хомутами. В местах установки этих хомутов затяжку и упорный брус обивают полосовым железом. Во избежание повреждений при ледоходе сторону фермы, обращенную в уложенном состоянии кверху, обшивают полностью, а нижнюю сторону — лишь в верхней части. Между обшивками помещается камень, обеспечивающий затопление фермы при ее опускании на флютбет. К ферме хомутами прикрепляют стойки и поперечины служебного моста. Для защиты уложенных на флютбет ферм от ударов плавающих предметов устраивают порог высотой 0,25—0,30 *м*. У верха фермы укладывают верхний упорный брус, на который верхними концами опираются устанавливаемые через 1,0—1,2 *м* промежуточные съемные стойки. Распределение действующих сил по узлам фермы производят аналогично описанной выше схеме расчета контрфорса.

Применение металлических поворотных ферм (подробнее см. § 9—2) возможно в плотинах на реках, в которых не происходит образование шуги (рис. 23—34). Для облегчения разборки и установки таких ферм запроектировано шарнирное соединение металлических прогонов служебных мостов с фермами. Подъем и опускание ферм производятся за прогоны моста с помощью лебедки, устанавливаемой на одном из устоев. Прогоны укладывают по верху ферм (рис. 23—35).

Вращающиеся металлические стойки в деревянных плотинах устраивают редко. Освобождение от них пролета при пропуске ледохода может происходить по одной из двух схем.

В первой — верхний конец стоек шарнирно прикрепляют к верхнему упорному брусу и подъем их происходит за нижний конец. В поднятом положении стойки подвешены под постоянным служебным мостом. По второй схеме нижний конец стойки шарнирно крепят к флютбету и при пропуске паводка стойку укладывают в сторону верхнего бьефа на понурную часть.

§ 23—6. МОСТЫ И ВЕРХНИЕ ОПОРНЫЕ БРУСЬЯ

Для размещения подъемных механизмов и возможности маневрирования ими на плотине устраивают служебный мост, а для движения транспорта — проезжий. Если промежуточные стойки плотины своими верхними концами опираются на крайний со стороны верхнего бьефа прогон моста, то, кроме вертикальных нагрузок, на прогон будут передаваться еще горизонтальные, что заставляет усиливать прогон, делая его из нескольких бревен. Поэтому желательно так конструировать проезжий мост, чтобы прогоны его не воспринимали горизонтальных нагрузок. Для этого служебный мост надо устраивать раздельно от проезжего, впереди его или сзади (рис. 23—7). В тех случаях, когда подъемный механизм затворов (ворот) устанавливают на верхних концах стоек, служебный мост устраивают непосредственно за линией затворов. Если же для подъема применяется подвижной ворот на тележке, передвигаемой по рельсам, уложенным по балкам моста, то служебный мост делают с двух сторон от линии затворов (рис. 23—4). В многопролетных плотинах, в которых перед наводком разбирается пролетное строение, для удобства и быстроты маневрирования затворами, подъема и установки съемных стоек применяют ручные передвижные реечные подъемники (рис. 23—7 и 23—8).

Служебный мост обычно делают балочной конструкции шириной в 1,5—3 *м*. Прогоны его укладывают на устои и промежуточные опоры (контрфорсы и быки). Настил пола делают из досок или пластин, прибиваемых к поперечинам горбом вниз. По краям моста ставят перила высотой 1 *м*. Прогоны служебного моста рассчитывают, как балки на двух опорах, находящиеся под нагрузкой от собственного веса, веса части настила и временной нагрузки: толпы, передвижного ворота с учетом подъемного усилия, развиваемого при подъеме затворов и передаваемого через колеса ворота на прогоны.

Верхний упорный брус из одного или нескольких бревен врубают в ряжевые стены устоя и быка или в насадки контрфорсов. Если прогон моста не воспринимает горизонтальных усилий, то его врубают в насадки или устои с некоторым зазором между ним и стойкой.

Упорный брус, если он является одновременно прогоном служебного или проезжего моста, работает на косой изгиб, так как находится под действием вертикальных и горизонтальных сил. Максимальный момент в упорном брусе от действия горизонтальных сил находится, как для балки на двух опорах, находящейся под действием нескольких сосредоточенных сил (от давления воды, передаваемого верхними концами стоек).

Ширина проезжего моста назначается в зависимости от технического класса дороги. Конструкция мостов в деревянных плотинах в большинстве случаев балочная.

§ 23—7. ПЛОТИНЫ ПОВЫШЕННЫХ НАПОРОВ

Плотины при напорах свыше 5—6 *м* возводят из сплошных или из полусквозных ряжей, в которых внешние (лицевые) стороны рубят сплошными, а внутренние — сквозными. Эти плотины строят преимущественно на скаль-

ном основании. На мягких грунтах, вследствие больших напряжений в основании и незначительной величины коэффициента трения ряжей по грунту, конструкция водосливных ряжевых плотин повышенных напоров значительно усложняется, и поэтому строительство их на таких грунтах ограничено.

По конструкции ряжевой рубки водосливной части эти плотины выполняют из вертикальных и наклонных ряжей.

Плотины из вертикальных ряжей. Профиль водосливной части плотин наиболее часто конструируют по одной из следующих форм.

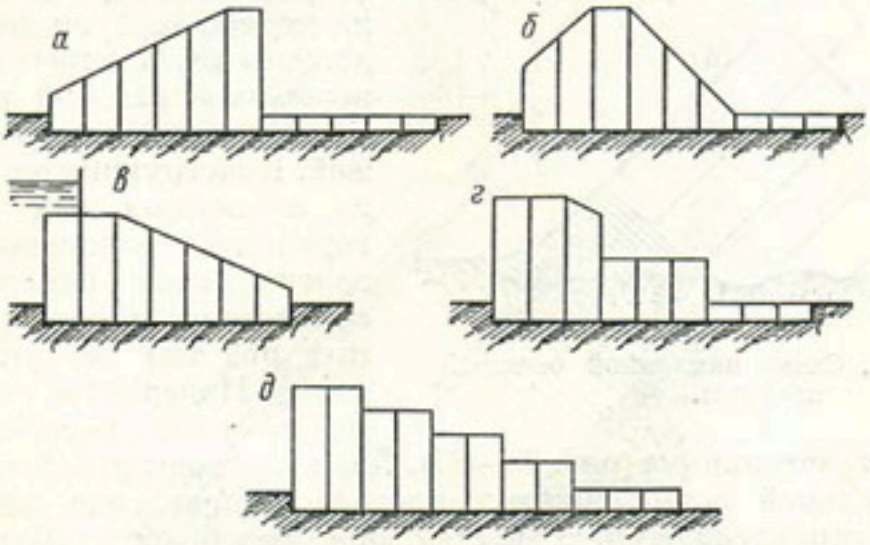


Рис. 23—36. Схемы поперечных профилей водосливных плотин из вертикальных ряжей.

1. Трапецеидальный профиль с наклонной верховой и вертикальной сливной гранями (рис. 23—36, *а*) нерационален на реках с сильным ледоходом из-за оседания и нагромождения льдин на переднюю наклонную грань, что вызывает повышение напора перед плотиной и увеличение нагрузки на нее, а также из-за разрушения водобойной части и дна нижнего бьефа от ударов льдин, плавающих предметов и падающей воды [1].

2. Трапецеидальный профиль с наклонными передней и задней гранями дает более плавное, чем предыдущая форма профиля, сопряжение потока с нижним бьефом (рис. 23—36, *б*).

3. Трапецеидальный профиль с вертикальной верховой гранью и наклонной низовой (рис. 23—36, *в*) менее экономичен, чем первая форма профиля, но более рационален, так как при ледоходе льдины ломаются при ударе о гребень вертикальной грани.

4. Ступенчатый профиль показан на рисунке 23—36, *г*. При этом профиле разрушающее действие переливающегося потока на водобойную часть плотины меньше, чем при первом профиле. Ступени применимы на реках с несильным ледоходом, так как при прохождении льда горизонтальные участки их подвергаются ударам льдин, что приводит к частой замене настила ступеней. Для ослабления ударного действия льдин можно уменьшить высоту ступеней, придав профилю водослива многоступенчатую форму (рис. 23—36, *д*).

Преимущество плотин из вертикальных ряжей состоит в лучшем (по сравнению с плотинами из наклонных ряжей) конструктивном сопряжении ряжевых клеток плотины со свайным или ряжевым основанием ее, а также с устоями и быками, и в возможности устройства в теле плотины водоспускных отверстий. Недостатком этой конструкции плотин является меньший коэффициент устойчивости на сдвиг (так как последний может происходить вдоль горизонтальных постелей ряжей) и трудность осуществления водослив-

[1] Л. П. Лаврinович, И. А. Процеров. Влияние профиля ряжевого водослива и условий прохода льда на успешную работу плотины. Изд. Министерства речного флота СССР, М., 1948.

ного профиля из-за косых врубок. При грунтах, допускающих забивку свай, ряжи возводят на свайном основании. Понурную часть развивают при возведении плотин на грунтах, не допускающих забивки шпунтовых рядов и свай.

Для увеличения напора, создаваемого плотиной, на гребне ее иногда устанавливают затворы, опирающиеся на разборчатые опоры. Статический расчет этих плотин состоит в проверке устойчивости плотины на сдвиг и определении напряжений в венцах ряжей и в основании; он выполняется аналогично расчету ряжевого устоя (см. § 23—4), но внешние силы, действующие на поперечный профиль плотины, должны быть определены в соответствии с работой последней.

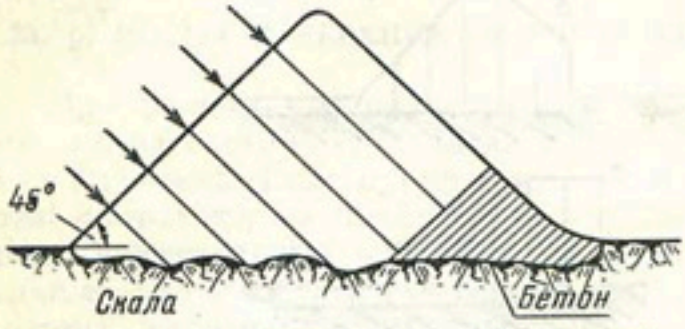


Рис. 23 — 37. Схема наклонной ряжевой плотины.

Плотины из наклонных ряжей. Конструкция плотины состоит из наклонных под углом 45° к горизонту продольных стен и из вертикальных поперечных стен, срубленных из бревен, наклоненных под тем же углом к горизонту. Поперечное сечение плотины имеет вид равнобедренного прямоугольного треугольника (рис. 23—37). Давление воды передается напорной грани, нормальной осям ряжевых клеток. Направление давления воды совпадает с направлением ряжевых стен, и поэтому бревна работают главным образом на сжатие поперек волокон. Положительная сторона таких плотин — лучшая (по сравнению с плотинами из вертикальных ряжей) устойчивость на сдвиг, благодаря наличию вертикальной составляющей давления воды на наклонную напорную грань и более рациональной работе стен, так как давление воды совпадает с направлением наклонных ряжевых стен. Вследствие отсутствия в такой ряжевой конструкции горизонтальных постелей, сдвиг плотины более затруднен, чем плотины из вертикальных ряжей.

К недостаткам таких плотин следует отнести трудность устройства врубок сопряжения вертикальных и наклонных ряжевых стен и соединения тела плотины из наклонных ряжей с основанием из вертикальных ряжей (в случае нескального основания) и с вертикально-ряжевыми устоями или быками.

В СССР построена подобная плотина высотой 12,9 *м*. Максимальный удельный расход на водосливе равен 8 $м^3/сек$. Верховая грань водослива сделана наклонной вследствие того, что пропуск льда через него не является опасным, поскольку плотина создает водохранилище, в котором происходит естественное разрушение льда. Все ряжевые ящики плотины наклонены под углом 45° к горизонту (рис. 23—38).

Напорная грань водонепроницаема и сделана из двух взаимноперпендикулярных рядов брусьев толщиной по 12 *см*, между которыми проложены два ряда просмоленного толя. Оголовок плотины очерчен по кривой падающей струи и выполнен из двух рядов брусьев: нижний ряд прирублен к венцам вертикальных продольных стен, а верхний — из коротких брусьев пристроган по очертанию водосливной грани. Для предохранения гребня от ударов плавающих тел (в том числе и льда) и придания ему большей жесткости по гребню плотины, параллельно вертикальным стенам, уложены изогнутые по профилю плотины рельсы. Два последних ряда ряжевых клеток упираются в бетонный массив, заанкеренный в скалу, благодаря чему достигается большая устойчивость плотины и плавный переход от сливной части ко дну нижнего бьефа.

Напорная грань плотины заканчивается бетонным зубом, в который забетонированы концы верхнего ряда брусьев; ниже подошвы зуба произведена цементация скалы. Для предохранения внутренних деревянных частей плотины от гниения при соприкосновении с воздухом, а также для большей устойчивости плотины и уменьшения давления воды на обшивку напорной

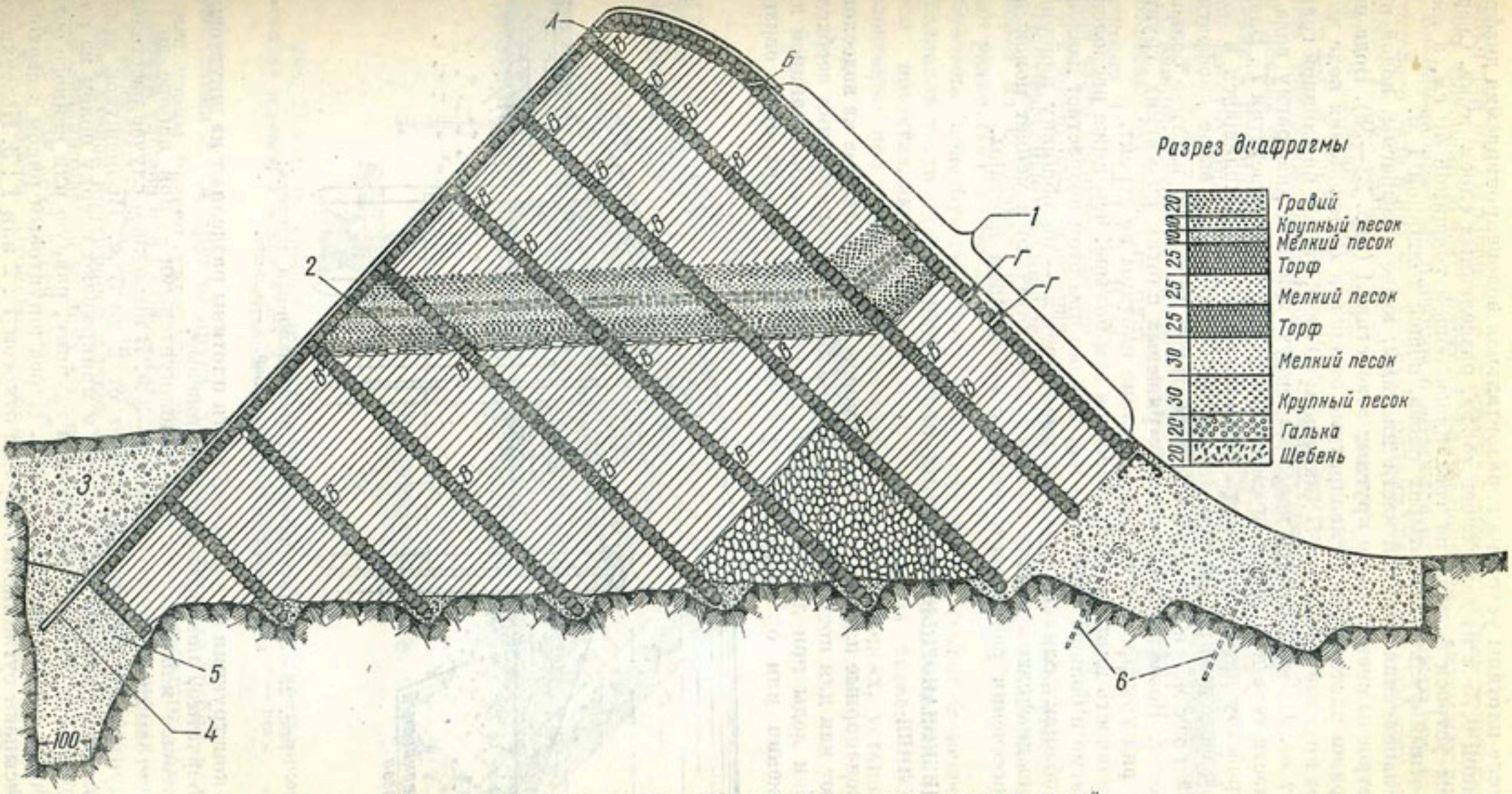


Рис. 23—38. Продольный профиль плотины из наклонных ряжей:

1 — зона тщательной пригонки венцов; *2* — слоистая песчано-торфяная диафрагма; *3* — понур из грунта; *4* — прокладка из войлока на смоле; *5* — бетонный зуб; *6* — анкер.

грани в теле плотины устроена горизонтальная водонепроницаемая диафрагма толщиной 0,75 *м* из двух слоев торфа, разделенных слоем песка. Сверху диафрагмы устроен фильтр из трех слоев общей толщиной 40 *см*, а ниже ее — обратный фильтр из четырех слоев, общей толщиной 1 *м*.

Для заполнения верхней части плотины, выше диафрагмы, водой в ее гребне устроены специальные круглые отверстия *А* (рис. 23—38). Вода проходит в ряжи плотины через квадратные отверстия *В*; излишняя вода вытекает через круглые отверстия *Б* диаметром 10 *см* и, стекая по сливной грани, смачивает ее. Просочившаяся через напорную грань и диафрагму вода из нижней части тела плотины выпускается через круглые отверстия *Г*. Благодаря устройству диафрагмы часть плотины ниже ее, находящаяся в воде, является взвешенной; вода заполняющая тело плотины выше диафрагмы, увеличивает вес его и тем самым способствует приданию плотине большей устойчивости. Возведение наклонных ряжевых плотин на мягких грунтах вызывает ряд трудностей, и поэтому такие плотины не строят.

Устойчивость плотины увеличивается тем больше, чем ниже расположена диафрагма и больше слой воды над ней, но при этом возрастает давление воды на обшивку сливной грани и уменьшается — на обшивку напорной. Устройство диафрагмы в теле плотины незначительно изменяет положение точки пересечения равнодействующей с основанием плотины.

§ 23—8. НИЗКОНАПОРНЫЕ ПЛОТИНЫ БЕЗ ЗАТВОРОВ НА ВОДОСЛИВЕ

Низконапорные плотины с напором менее 3 *м*, без затворов на водосливе, устраивают как для постоянных, так и временных целей: создания необходимых глубин воды при лесосплаве или заборе воды насосной станцией для водоснабжения или орошения, задержания стока в верховьях оврагов

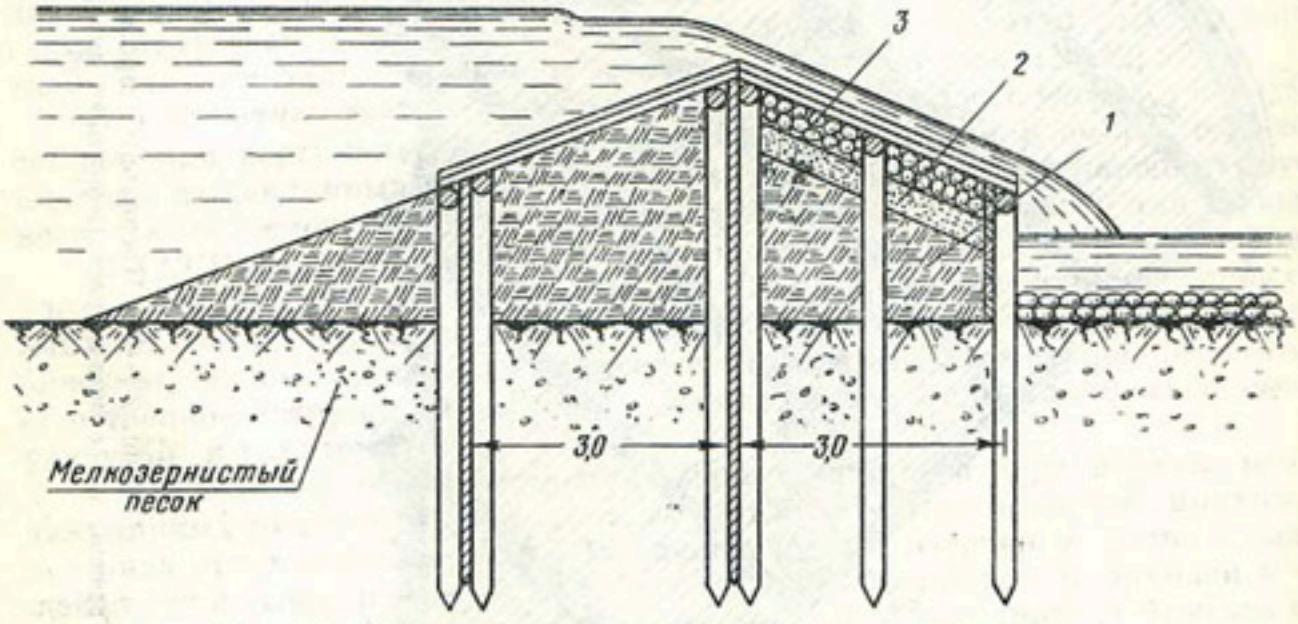


Рис. 23—39. Двухшпунтовая низконапорная плотина:
1 — глина; *2* — гравийный слой; *3* — камень.

и т. д. По конструкции водосливной части плотины разделяют на шпунтовые, свайно-заборчатые, контрфорсные и ряжевые.

Шпунтовые плотины делают одношпунтовыми — при напоре до 1 *м* и двухшпунтовыми — при напорах в 2—3 *м*. В последнем случае расстояние между шпунтовыми рядами принимают от 2 до 3 *м*. Промежуток между ними заполняют суглинистым грунтом и прикрывают сверху полом из пластин (рис. 23—39). Шпунт забивают на глубину, равную или немного бо́льшую величины напора перед плотиной. Перед шпунтовым рядом с верховой стороны отсыпают суглинистый экран с откосом 1 : 2 или 1 : 3. Поверхность

отсыпки для предохранения ее от размыва переливающимся потоком мостят камнем. Водобойную часть плотин крепят фашинами, камнем или хворостом.

Свайно-заборчатые плотины отличаются от шпунтовых тем, что вместо шпунтового ряда в них между двумя рядами свай делают заборку из жердей $d = 8 \div 12$ *см*. Сваи $d = 18 \div 20$ *см* забивают на глубину 2—2,5 *м* (рис. 23—40) и иногда подпирают подкосами. Для напоров в 1—1,5 *м* можно применять плотину однозаборчатой конструкции, а при напорах в 2—3 *м* — двухзаборчатой. С напорной стороны заборки отсыпают суглинистый грунт с откосом 1 : 2 — 1 : 3. Водобойная часть крепится так же, как и в шпунтовых плотинах.

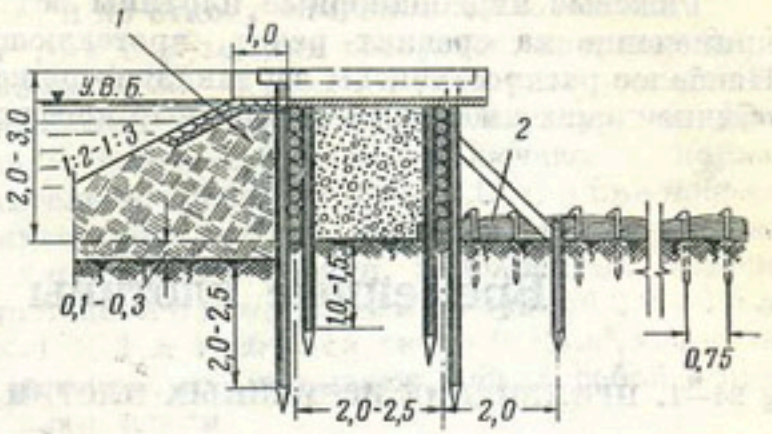


Рис. 23—40. Свайно-заборчатая плотина:
1 — глинистый грунт; *2* — фашины или хворостяная выстилка.

Контрфорсные плотины без затворов на водосливе устраивают редко. На рисунке 23—41 изображена конструкция сплошного контрфорса (высотой менее 3,5 *м*) водосливной части плотины, возведенной на скалистом основании. Контрфорсы представляют собой сплошные стены из бревен $d = 22$ *см*, наклоненные под углом 45° к горизонту. На контрфорсах, установленных

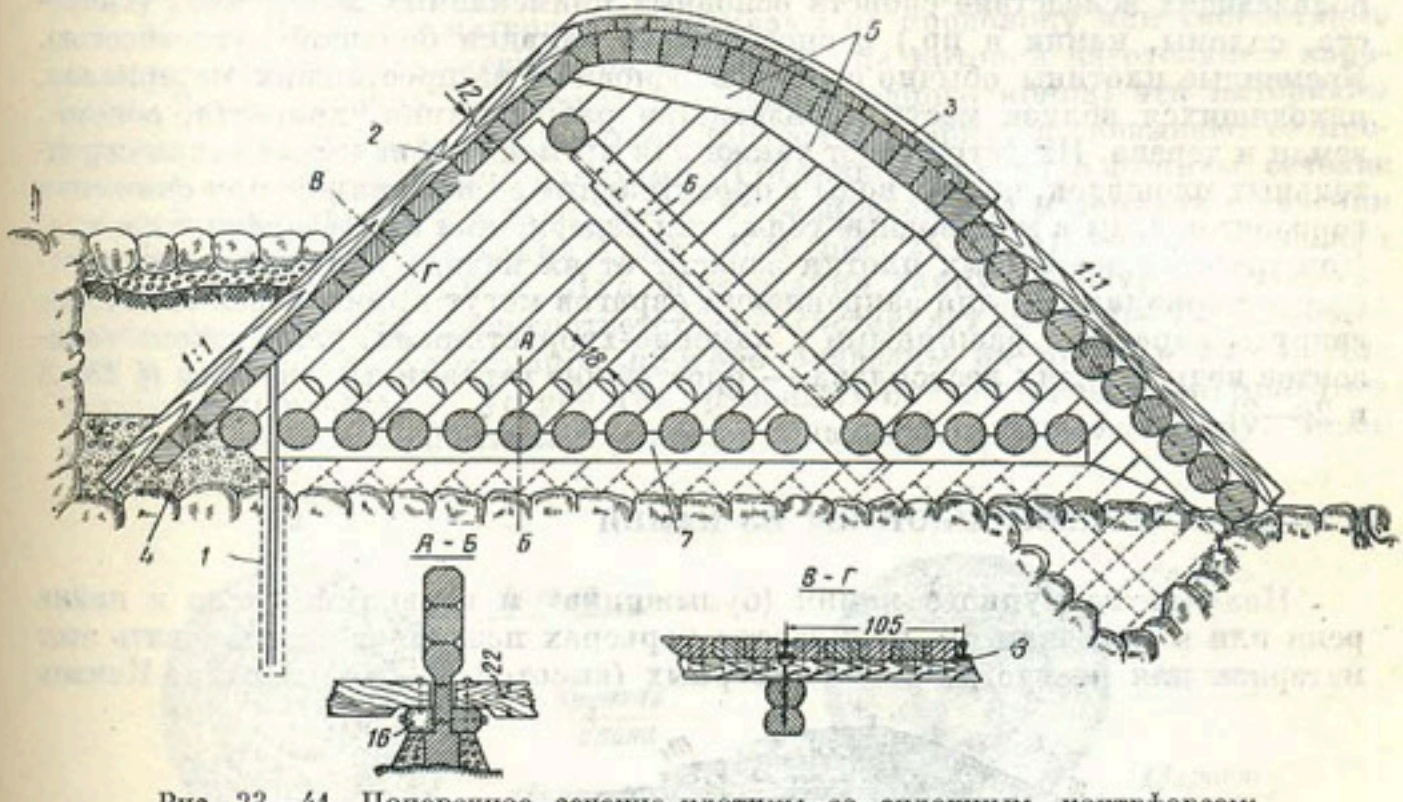


Рис. 23—41. Поперечное сечение плотины со сплошным контрфорсом:
1 — анкерная поковка; *2* — толь в два слоя между рядами досок; *3* — рельс; *4* — бетон; *5* — брусья; *6* — сжим; *7* — схватка.

на расстоянии 2,1 *м* друг от друга, укреплена обшивка гребня водослива. Нижние торцы бревен укреплены парными горизонтальными схватками. По схваткам уложен пол из бревен $d = 22$ *см*. Промежутки между контрфорсами загружены камнем, давление от которого через пол передается торцам наклонных стенок контрфорса и затем основанию. Напорная грань плотины устроена непроницаемой из двух рядов брусьев толщиной 12 *см* с прокладкой между ними двух слоев толя. Эти брусья прибиты к верхним бревнам стенок контрфорсов. Оголовок плотины сделан из двух рядов поперечного настила: нижнего — брусчатого, верхнего — дощатого. Нижний ряд

укреплен рельсами, между которыми уложен верхний настил, прибитый к нижнему.

Для создания упора нижние концы стенок контрфорса запущены в выбранные в скале ямы и залиты бетоном.

Ряжевые низконапорные плотины без затворов на водосливе находят применение на средних реках, протекающих в лесных районах страны. Наиболее распространены вертикально ряжевые плотины, которым придают обычно трапецеидальный поперечный профиль.

Глава 24

Временные плотины

§ 24—1. ПРИМЕНЕНИЕ ВРЕМЕННЫХ ПЛОТИН

К временным относят гидротехнические сооружения, необходимые в период строительства основных сооружений или их ремонта: перемычки, строительные водосбросы, временные стенки и дамбы. Временные гидротехнические сооружения относятся к V классу капитальности. Имеются примеры благополучной и длительной работы построенных как временных плотин и перемычек, ставших как бы постоянными сооружениями. Увеличению срока службы временных сооружений способствует заиление тела плотин, обладающих вследствие свойств основных применяемых материалов (хвороста, соломы, камня и пр.) и способов их укладки большой пустотностью. Временные плотины обычно строят в основном из простейших материалов, находящихся вблизи места производства работ: камня, хвороста, соломы, земли и дерева. Их устраивают также для временного водоснабжения строительных площадок, подачи воды в оросительные каналы из рек при снижении горизонтов воды в маловодные годы, для задержания стока в оврагах и т. д. Конструкция временных плотин зависит от их назначения и наличия местного материала; так, для закрепления оврагов могут применяться стланевые запруды наравне с фашинными и каменно-хворостяными, для подъема горизонтов воды в целях лесосплава — простейшие деревянные плотины (§ 23—8 и 24—3).

§ 24—2. ПРОСТЕЙШИЕ ПЛОТИНЫ ИЗ КАМНЯ

Наличие некрупного камня (булыжника и гальки) в русле и пойме реки или в находящихся поблизости карьерах позволяет использовать этот материал для постройки низконапорных (высотой 3—5 *м*) плотин. Камень

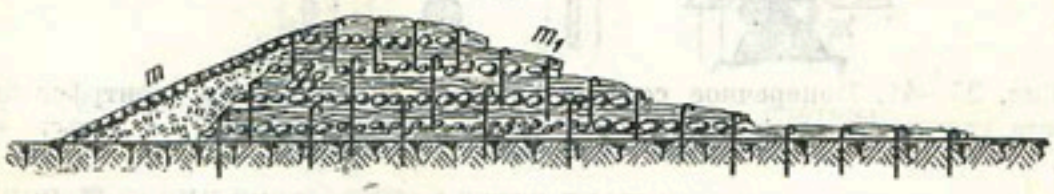


Рис. 24—1. Каменно-хворостяная плотина.

служит основным заполнителем конструкций простейших плотин — каменно-хворостяных, сипайных, габионных и карабурных.

Каменно-хворостяные плотины высотой до 3—4 *м* в поперечном сечении имеют трапецеидальную форму с откосами: верховым $m = 0{,}5 \div 1$, низовым $m_1 = 3 \div 4$. Тело плотины делают из кладки взаимно перпендикулярных слоев хвороста с наброской между ними крупной гальки или булыжного камня (рис. 24—1). На спланированном дне реки сначала

расстилают хворост слоем 0,3—0,5 *м*, сверху — слой соломы толщиной 0,2—0.3 *м*, а уже на него набрасывают камень слоем 0,3—0,35 *м* — в средней части более мелкий, к краям более крупный. Хворост прибивают кольями длиной 0,7—1,0 *м*. С верховой стороны тела плотины делают отсыпку из суглинистого грунта, закрепленного против размыва переливающимся потоком у гребня плотины и по откосу каменной мостовой.

По данным С. Т. Алтунина [1], на 1 $м^3$ кладки требуется: хвороста 0,5—1 $м^3$, соломы 0,17—0,25 $м^3$ и камня 0,33—0,75 $м^3$. Русло реки у подошвы низового откоса укрепляют тяжелыми фашинами или карабурами. Для прочности кладки при глубинах более 2,5 *м* ее заключают в каркас из сипаев. Для создания незначительного подпора (0,5—1,0 *м*) и при небольших скоростях воды при переливе через гребень плотины тело временных плотин и дамб устраивают из хворостяных корзин, заполненных камнем. Корзины плетутся из хвороста толщиной в комле 2—3 *см* и длиной 2,0—2,5 *м*. На одну корзину размером 3 × 1 × 1 *м* требуется около 0,75 $м^3$ хвороста. Чтобы корзины не сносились потоком, их связывают между собой и прикрепляют к забиваемым в дно реки сваям.

Сооружения из карабурной кладки часто применяют на реках Средней Азии. Из карабур устраивают направляющие дамбы и временные плотины, обеспечивающие забор воды в меженный период в магистральные каналы, перемычки для закрытия лишних прокопов многоголового водозабора. Карабурами укрепляют берега размываемых участков рек и подошвы каменно-хворостяных дамб и т. д. Карабуры отличаются от тяжелых фашин способом изготовления: они состоят из хвороста слоем 12—25 *см*, на который кладут слой соломы в 5—10 *см*, а сверху слой крупной гальки в 6—15 *см*. Весь этот материал укладывают на проволоку или хворостяные канаты, заранее разложенные на площадке, на которой изготовляют карабуры. Затем рабочие скатывают (начиная с одного конца) эти материалы в трубку, придавая карабуре цилиндрическую форму, и связывают ее проволокой или хворостяными канатами. В отличие от тяжелой фашины, сечение которой показано на рисунке 24—2, *б*, распределение материала в сечении карабуры из-за закручивания будет иным (рис. 24—2, *а*). Карабуры делают диаметром 0,7—1,0—1,6 *м*. Для образования таких карабур необходимая длина закатываемых слоев соответственно составляет 3,5—5,0—7,0 *м*. Общий вид и разрезы по карабурной плотине показаны на рисунке 24—3. Для закрытия прокопов или устройства временных плотин (перемычек) приготовленную карабуру подкатывают к месту укладки и скатывают в воду. Чтобы

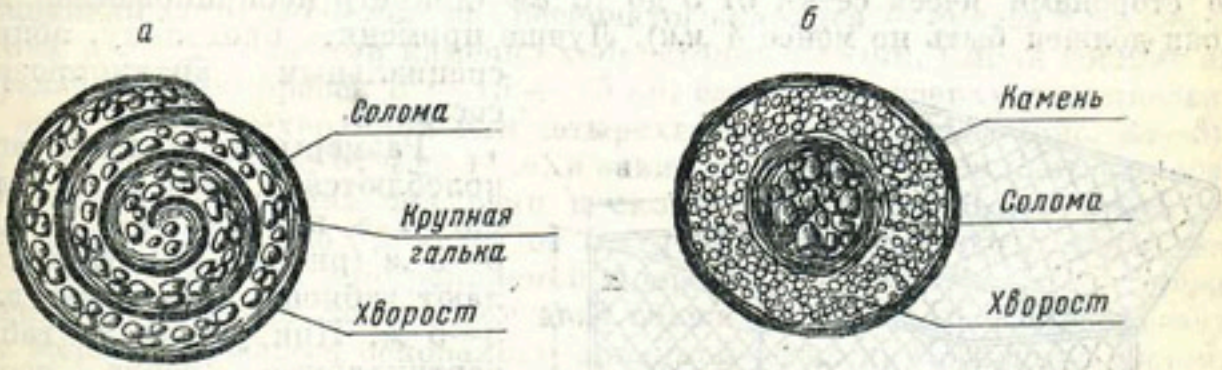


Рис. 24—2. Сечения карабуры (*а*) и тяжелой фашины (*б*).

карабуры не сносились стремительным течением, их предварительно привязывают проволокой к забитым в берег сваям.

Габионные плотины получили большое распространение на горных и предгорных участках рек, где имеется достаточное количество камня размером от 10 до 50 *см*. Они состоят из проволочных ящиков, заполненных кам

[1] С. Т. Алтунин. Выправительные, защитные и регулировочные сооружения на реках. Сельхозгиз, М., 1947.

нем. Профиль плотины может иметь многоступенчатую (рис. 24—4, *а*), трапецеидальную с наклоном нижней грани (при напорах $H = 3 \div 5$ *м*) (рис. 24—4, *б*) или прямоугольную ($H = 2 \div 3$ *м*) форму. Каркас габионов

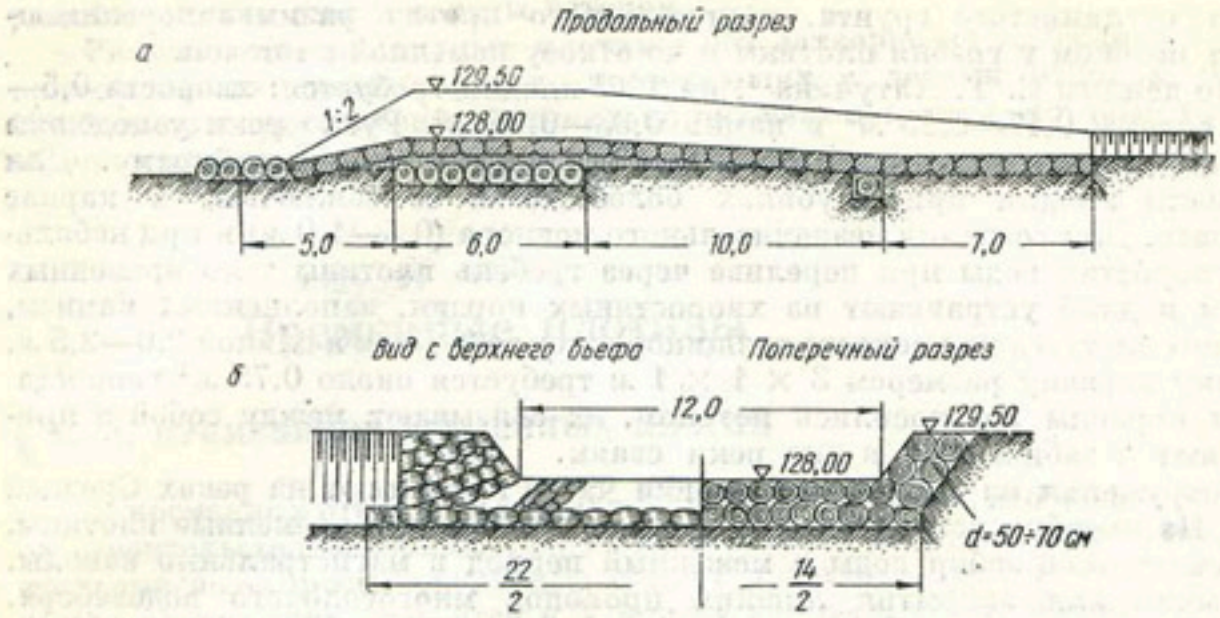


Рис. 24—3. Продольный (*а*) и поперечный (*б*) разрезы плотины из карабурной кладки.

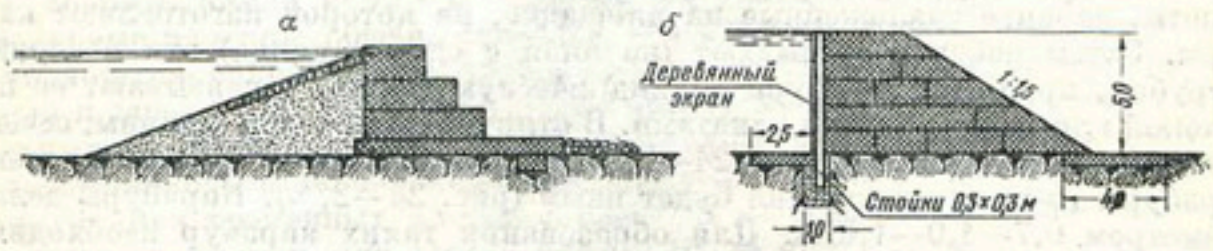


Рис. 24—4. Профили габионных плотин.

делают преимущественно из железной оцинкованной проволоки $d = 2 \div 4$ *мм* со сторонами ячеек сетки от 5 до 18 *см* (диаметр неоцинкованной проволоки должен быть не менее 4 *мм*). Лучше применять проволоку, покрытую специальным антикоррозийным составом.

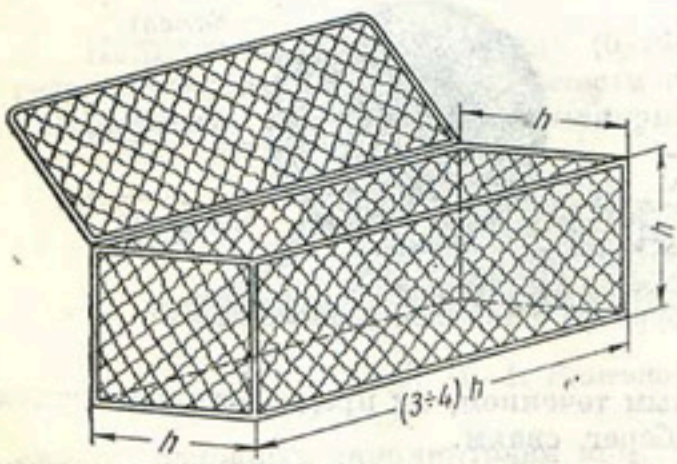


Рис. 24—5. Габионный ящик.

Размеры габионных ящиков колеблются в пределах: толщина 0,5—1 *м*, ширина 1—2 *м* и длина 3—5 *м* (рис. 24—5). В Китае делают габионы из бамбука длиной 3—5 *м*. При установке габионов вертикальные ребра соседних ящиков крепко связывают между собой. Габионы верхнего ряда привязывают к габионам нижнего; перевязка делается по длине и ширине. Если из габионов делают приподнятый над дном реки водослив, то для уменьшения фильтрации сквозь габионную кладку с верховой стороны ее отсыпают грунт или устраивают по вертикальной грани деревянный экран (рис. 24—4, *б*). Для защиты проволоки сетки от истирания крупными наносами гребень

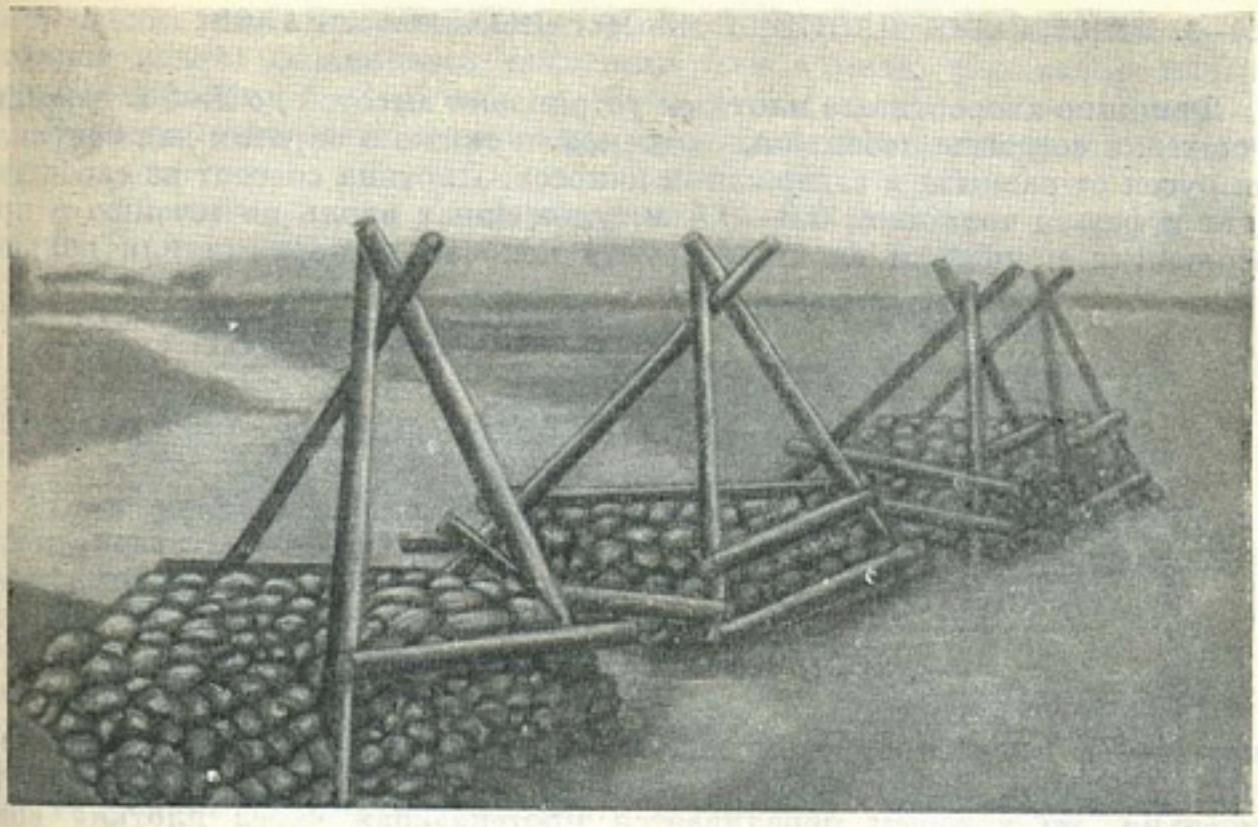


Рис. 24—6. Сипайная запруда.

и водосливную грань иногда покрывают слоем бетона толщиной 10—15 *см* или деревянным настилом. Водобойную часть габионных плотин устраивают также из габионных тюфяков или из крупного камня. Габионы с сеткой из оцинкованной проволоки служат 20—25 лет, а с сеткой из неоцинкованной проволоки $d = 4$ *мм* — 4—5 лет.

Сипайные плотины и дамбы возводят на горных и предгорных участках рек для подъема уровней воды до 2—3 *м*. Наиболее часто их применяют при бесплотинном водозаборе в виде дамб, направляющих поток к водозаборному сооружению. Конструкция этих сооружений и способы постройки их на быстротекущих реках выработались многовековым опытом их применения для забора воды на оросительные поля населением Среднеазиатских республик. Сипайная запруда состоит из бревенчатого каркаса — сипаев и заложенной в них и между сипаями каменно-хворостяной кладки. Сипай состоит из трех (реже четырех) бревен $d = 15 \div 25$ *см*, связанных вверху и поставленных в виде ребер трехгранной или четырехгранной пирамиды (рис. 24—6). Длину ног сипая делают от 4 до 11 *м*, в зависимости от напора плотины, возможной глубины размыва дна реки и скорости течения. Ноги сипаев на высоте, равной примерно $0{,}3 \div 0{,}7$ от H (где H — глубина воды), связывают бревенчатой обвязкой, прикрепляемой проволокой к ногам (чем глубже возможный размыв дна, тем выше ставят обвязку). На бревенчатую обвязку кладут жерди, служащие основанием сипайной кладки. Последняя состоит из следующих укладываемых снизу вверх слоев: хвороста толщиной 1,0—1,2 *м*, соломы или камыша — 0,35 *м* и камня толщиной 0,20—0,25 *м*. Промежутки между сипаями заполняют такой же кладкой. Под давлением загрузки и размыва дна ноги сипаев до уровня обвязки погружаются в грунт русла реки. Для защиты ног сипаев от подмыва их водой у подошвы сипайных струенаправляющих дамб кладут тяжелые фашины или габионы.

Преимуществом сипайной кладки по сравнению с кладками из других местных материалов является возможность возведения ее в текущей воде при скорости 1,2—2,0 *м/сек* и глубине воды 1,2—1,5 *м*. При устройстве перегораживающей плотины установку сипаев ведут от берегов; среднюю часть закрывают, заводя сипаи со стороны течения на канатах.

§ 24—3. ПРОСТЕЙШИЕ ПЛОТИНЫ ИЗ МЕСТНЫХ МАТЕРИАЛОВ

Фашинно-хворостяные плотины устраивают высотой до 2—3 *м* на малых речках для создания небольших водоемов, а также в оврагах для закрепления русел от размыва и задержания наносов. Плотина состоит из слоев хвороста и фашин толщиной 0,3—0,4 *м*, уложенных вдоль по течению и прикрепленных к нижним слоям и грунту основания жердями или кольями

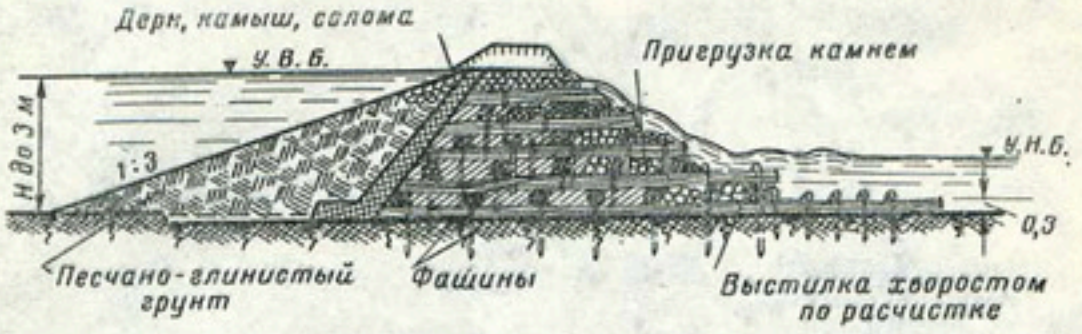


Рис. 24—7. Фашинно-хворостяная плотина.

(рис. 24—7). Слои пересыпают землей, галькой, а около гребня и низовой грани — камнем. Выпускаемые со стороны низового откоса слои образуют ступеньки, по которым переливается протекающая через плотину вода. С верховой стороны плотины отсыпают суглинистый грунт в виде экрана для придания водонепроницаемости телу плотины. Для предотвращения выноса грунта из экрана между ним и телом плотины укладывают промежуточный слой из дерна, камыша или соломы.

Стланевые плотины. Водосливную часть и устои этих плотин делают из стлани длиной 6—8 *м*, укладываемой рядами вдоль по течению, комлями

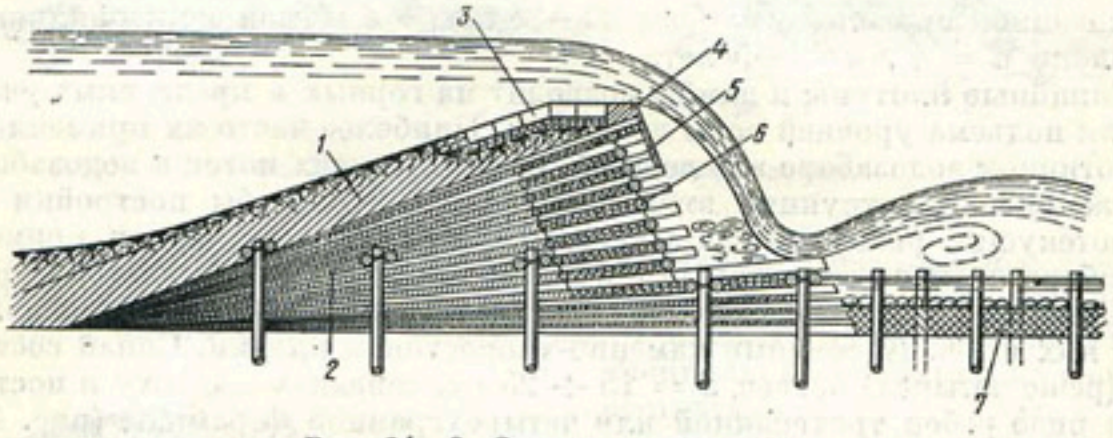


Рис. 24—8. Стланевая плотина:
1 — экран; *2* — стланевая кладка с загрузкой; *3* — бетонные или каменные плиты; *4* — шапочный брус; *5* — обшивка из пластин; *6* — поперечные бревна; *7* — тюфяк.

в сторону нижнего бьефа. Предварительно на расчищенное дно кладут подготовку из хворостяной выстилки. На низовой сливной части тела плотины стлань образует ступени из комлей. Между рядами стлани в ступенях укладывают поперечины из жердей или бревен. В теле плотины каждый ряд стлани загружают грунтом. С напорной стороны тела плотины по стлани отсыпают подготовку экрана из дерна, мха или, что лучше, обратный фильтр из щебня и песка. На подготовку укладывают противофильтрационный экран с понуром толщиной 1,0—1,5 *м* у подошвы напорного откоса стланевого тела плотины (рис. 24—8)[1]. Около гребня плотины экран укрепляют фашинно-хворостяными тюфяками, мостовой или каменными плитами. Водобойную

[1] И. И. Вахрамеев. Уральская водосливная стланевая плотина. Свердловск, 1948; В. С. Гвоздев. Пути улучшения конструкций низконапорных плотин. Госстройиздат, 1952.

часть крепят также (чтобы избежать выноса пригрузки сливающейся с гребня плотины водой) фашинными тюфяками или камнем. Стланевые плотины строят с напорами до 3—4 *м*.

Временные деревянные низконапорные плотины описаны в § 23—8.

Глава 25

Судоходные шлюзы

§ 25—1. ШЛЮЗОВАНИЕ РЕК И СУДОХОДНЫЕ КАНАЛЫ

В тех случаях, когда в естественных условиях не обеспечиваются в реке гарантированные, требуемые для судоходства, глубины и они не могут быть достигнуты с помощью дноуглубительных и выправительных работ, приходится прибегать к шлюзованию рек [1]. Этот способ увеличения судоходных глубин состоит в строительстве плотин, разделяющих реку на ряд подпертых участков — бьефов. Места расположения плотин и их высоту подбирают так, чтобы подпор от нижележащей плотины доходил до вышележащей и глубина воды в нижнем бьефе каждой плотины была не меньше заданной судоходной глубины. При шлюзовании уровни воды на продольном профиле реки принимают ступенчатый вид (рис. 25—1).

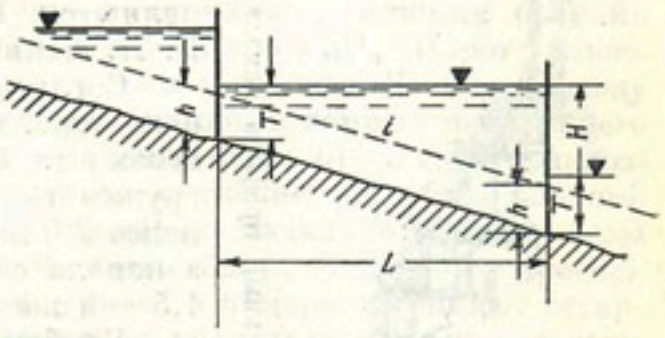


Рис. 25—1. Разбивка реки на бьефы.

Предполагая грубо приближенно, что подпор от плотины распространяется горизонтально, величину подпора H, создаваемую каждой плотиной, можно найти из зависимости:

$$H = iL + T - h, \qquad (25—1)$$

где i — средний уклон реки;
L — расстояние между плотинами;
h — глубина реки до шлюзования;
T — судоходная глубина.

Строительство крупных гидроэлектростанций на больших реках — Волге, Каме, Днепре, Иртыше и т. д. — предусматривает комплексное использование энергии рек. Поэтому на больших и средних реках при плотинах ГЭС возводят судоходные шлюзы, обеспечивающие транспортную связь на шлюзованных участках реки.

В целях лучшего использования воды на ГЭС целесообразно зарегулирование стока реки путем создания водохранилищ, для чего требуется возведение плотин высотой 15—20 *м* и выше. В этих условиях по образованным ими озеровидным водохранилищам резко изменяются условия плавания судов по сравнению с условиями плавания на реках.

В зависимости от расположения объектов гидротехнического строительства на внутренних водных путях определенного класса (сверхмагистрали, магистрали, пути местного значения) СН и П II-И. 1-62 устанавливают для гидротехнических сооружений на этих путях четыре класса капитальности. Каждому классу водного пути соответствуют определенные типы наибольших расчетных судов.

---

[1] Н. Н. Джунковский, А. Р. Березинский. Внутренние водные пути. Стройиздат, 1948.

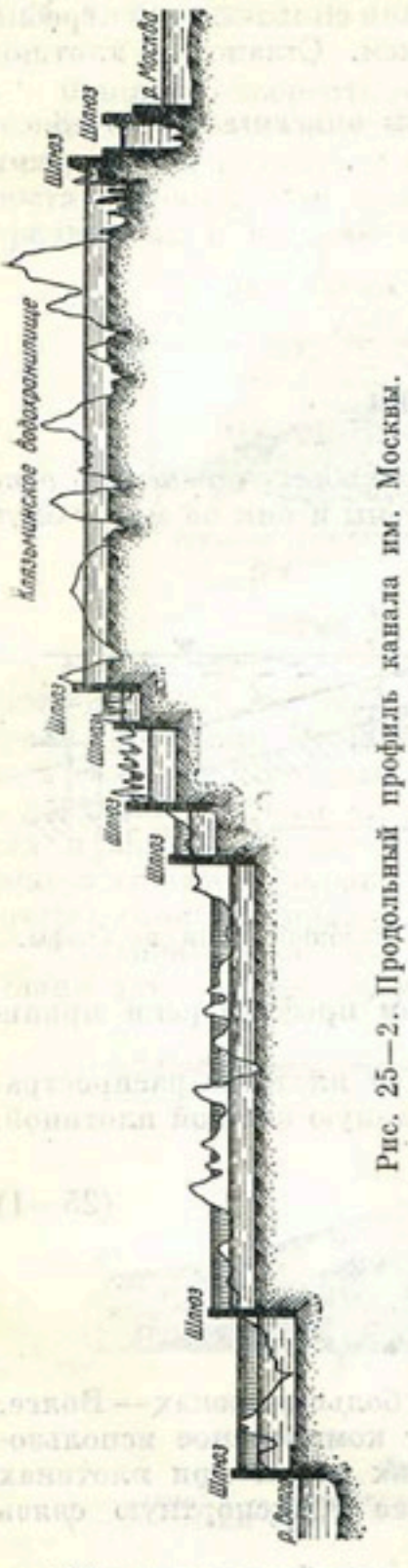


Рис. 25—2. Продольный профиль канала им. Москвы.

Каналы, по которым происходит плавание судов, называют судоходными. Их устраивают для обхода порожистых участков рек или озер, по которым не могут плавать неприспособленные для этих условий речные суда, или для соединения отдельных судоходных рек и озер.

В первом случае каналы называются обходными, во втором — соединительными. Трасса соединительных каналов пересекает водораздел между реками, поэтому для подъема судов по каналу на водораздел и спуска с него устраивают судоходные шлюзы.

Пополнение расходуемой на шлюзование воды производят обычно перекачкой воды насосными станциями в водохранилища, создаваемые на водоразделе. Примерами таких судоходных путей являются Волго-Донской судоходный канал им. В. И. Ленина и канал им. Москвы (рис. 25—2).

Согласно СН и П II-И. 1-62, ширина судоходного канала с двусторонним движением на участках с глубиной, соответствующей полной осадке груженого расчетного судна, должна быть не менее 2,6 ширины расчетного судна или состава, а канала с односторонним движением — не менее 1,5 той же ширины (рис. 25—3).

Глубина воды в канале определяется по формуле:

$$h \geqslant T + \Delta T, \qquad (25—2)$$

где T — полная осадка расчетного судна;

ΔT — величина запаса под днищем судна, равная (при глинистом, песчаном и галечниковым грунтах дна): при глубине воды в канале h до 1,5 *м* — 0,15 *м*; при $h = 1{,}5 - 3$ *м* — 0,20 *м*; при $h > 3$ *м* — 0,3 *м*. При скалистом дне величина h соответственно равна 0,2; 0,25; 0,35 *м*.

Минимальный радиус закругления канала обычно принимают равным $5L$, где L — длина расчетного судна и буксируемых составов. Скорости течения воды в таких каналах должны быть не более 1 *м/сек*. Откосы каналов для защиты от воздействия судовых волн должны крепиться в пределах действия волн.

Крупные ирригационные каналы могут быть использованы, помимо непосредственного их назначения, также для движения небольших судов

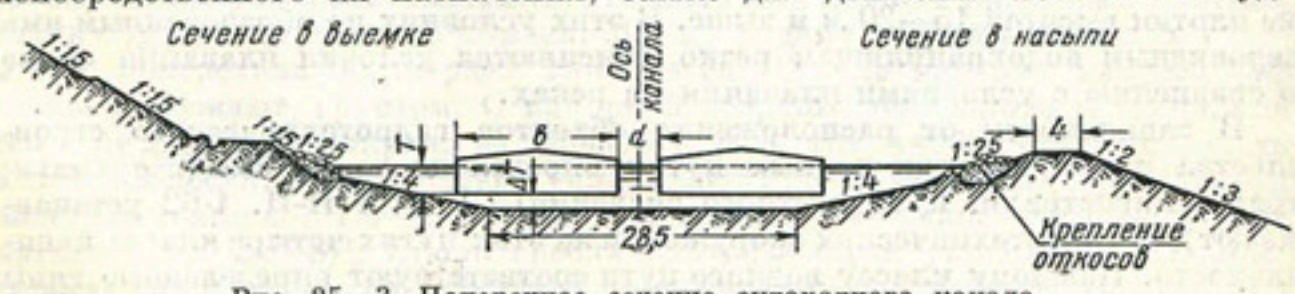


Рис. 25—3. Поперечное сечение судоходного канала.

по ним. Судоходство, например, распространено по магистральным и крупным оросительным каналам, вытекающим из р. Аму-Дарьи, а также на Каракумском канале.

§ 25—2. ТИПЫ И ОСНОВНЫЕ РАЗМЕРЫ СУДОХОДНЫХ ШЛЮЗОВ

Судоходными ш л ю з а м и называют гидротехнические сооружения, которые служат для перевода судов из одного бьефа в другой. Перевод судов осуществляется посредством камер, уровни в которых последовательно выравнивают с уровнями воды в верхнем и нижнем бьефе или наоборот. Процесс проводки судов через шлюз называют ш л ю з о в а н и е м их. В России первые камерные шлюзы были построены при Петре I в 1704 г. на Вышневолоцкой судоходной системе.

Камерный судоходный шлюз состоит из камеры, в которой размещаются суда во время шлюзования, и замыкающих ее со стороны верхнего и нижнего бьефов г о л о в ш л ю з а (верхней и нижней). Камера образуется двумя продольными с т е н а м и и двумя шлюзными в о р о т а м и, размещенными в головах шлюза, открываемыми и закрываемыми для пропуска судов в камеру или из камеры (рис. 25—4). Наполнение и опорожнение камер шлюзов производят по специальным водопроводным устройствам, которые соединяют камеру с верхним и нижним бьефами и называются с и с т е м о й п и т а н и я ш л ю з а [1]. Порог днища (флютбета) в пределах голов называют к о р о л е м шлюза. Разность между максимальным уровнем верхнего бьефа и минимальным горизонтом нижнего составляет н а п о р шлюза. Процесс шлюзования судов происходит следующим образом: положим, что судно шлюзуется из нижнего бьефа в верхний (рис. 25—5). Затворы обеих голов закрыты. Первоначально уровень воды в камере сравнивают с уровнем воды нижнего бьефа (если этот уровень не был ранее установлен). Для снижения уровня в камере открывают отверстия нижних водопроводных галерей и спускают воду из камеры по галереям в нижний бьеф. По выравнивании уровней затворы водопроводных галерей закрывают, открывают ворота нижней головы, и судно входит в камеру (рис. 25—5, *а*). После закрытия нижних ворот открывают отверстия водопроводных галерей, соединяющих камеру с верхним бьефом, и по ним поступает

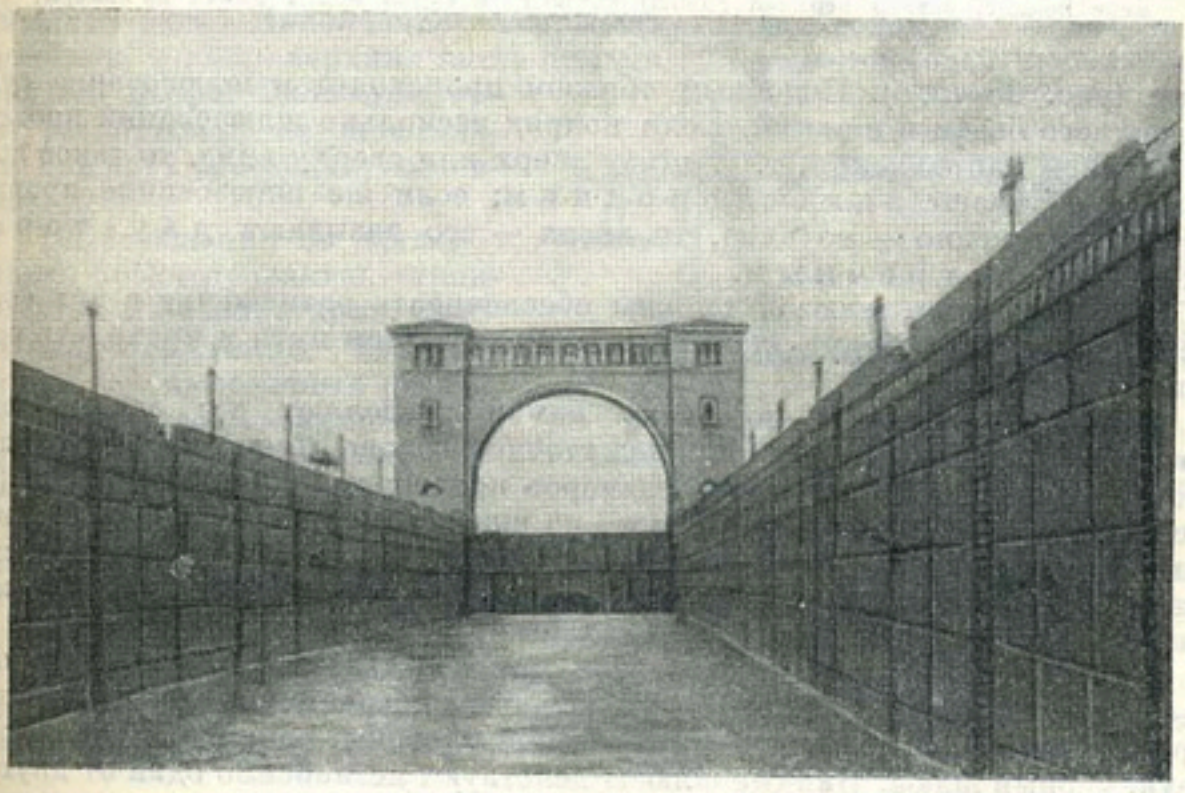


Рис. 25—4. Камерный судоходный шлюз.

[1] А. В. М и х а й л о в. Судоходные шлюзы. Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, М., 1955.

вода, повышающая уровень воды в камере до отметки уровня верхнего бьефа. Одновременно с повышением уровня поднимается находящееся в камере судно. Когда уровни воды сравняются, закрывают затворы верхних водопроводных галерей, открывают затвор верхней головы, и судно покидает

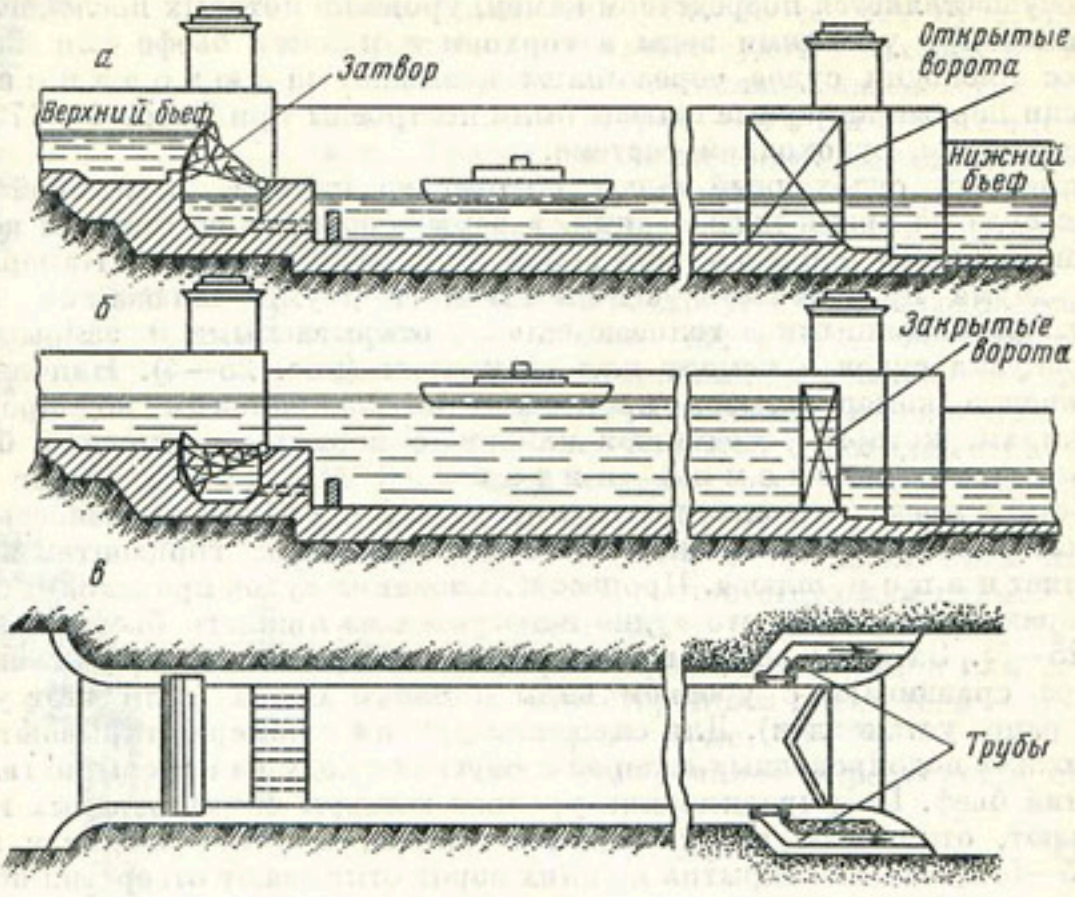


Рис. 25—5. Схема шлюзования судна в камерном шлюзе:
а — судно вошло в камеру со стороны нижнего бьефа; *б* — уровень воды в камере поднят, затвор верхней головы опущен, и судно может выйти из камеры; *в* — план шлюза.

шлюз (рис. 25—5, *б*). Подобным образом происходит и шлюзование судов из верхнего бьефа в нижний. Если подряд несколько шлюзований происходит в одном направлении, т. е. снизу вверх или сверху вниз, то такое шлюзование называют о д н о с т о р о н н и м; если же шлюзование производится попеременно — то вниз, то вверх — его называют д в у с т о р о н н и м, или в с т р е ч н ы м.

Размеры камер шлюзов должны обеспечивать размещение в них составов судов, которые будут плавать на данном водном пути и проходить через шлюзы.

Судоходные шлюзы по числу камер разделяют на: однокамерные (рис. 25—6); однокамерные с промежуточной головой (воротами), позволяющие при пропуске судов малых размеров пользоваться частью камеры (для уменьшения объема воды, требуемого на шлюзование и сокращения времени шлюзования) (рис. 25—6, *а*); многокамерные (или многоступенчатые), состоящие из 2—3 и большего числа последовательно располагаемых камер (рис. 25—6, *б* и *в*); парные (параллельные).

Однокамерные шлюзы возводятся при создаваемых плотиной напорах 10—12 *м*. При напорах более 13—17 *м* строят многокамерные шлюзы. Например, для преодоления напора Днепровской плотины, равного 37,2 *м*, устроен трехкамерный шлюз. Парные шлюзы действуют независимо один от другого; их делают для обеспечения большой пропускной способности шлюзов (например, на плотине Рыбинской ГЭС). При напорах 25—30 *м* и более для уменьшения высоты нижних ворот устраивают над ними поперечную забральную стенку камеры, а взамен низовых ворот устанавливают плоский затвор, поднимающийся кверху. Такие шлюзы носят название шахтных (рис. 25—7).

При недостатке в реке воды, расходуемой на шлюзование, применяют шлюзы со сберегательными бассейнами. В таких шлюзах рядом с камерой устраивают несколько бассейнов, имеющих дно на различном уровне и соединенных с камерой. При опорожнении камеры вода из нее

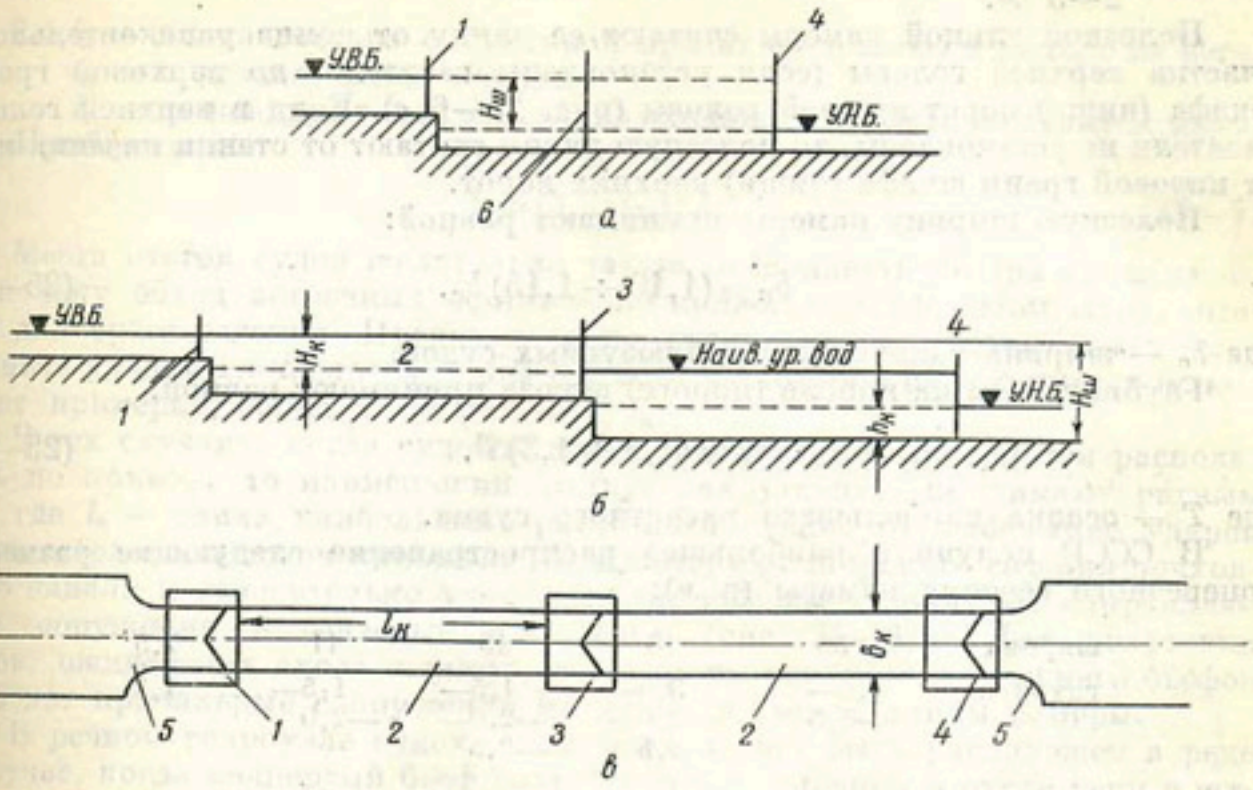


Рис. 25—6. Схемы шлюзов:

а — продольный разрез по однокамерному шлюзу с промежуточной головой; *б* — продольный разрез по двухкамерному шлюзу; *в* — план двухкамерного шлюза; *1* — верхняя голова; *2* — камера; *3* — средняя голова; *4* — нижняя голова; *5* — палы; *6* — промежуточная голова.

подается в эти бассейны; только нижний слой сливной призмы сбрасывается в нижний бьеф. Наполнение камеры происходит водой из сберегательных бассейнов, и лишь верхняя часть призмы заполняется водой, подаваемой из верхнего бьефа. Экономия воды, расходуемой на шлюзование при двух бассейнах, составляет 50%.

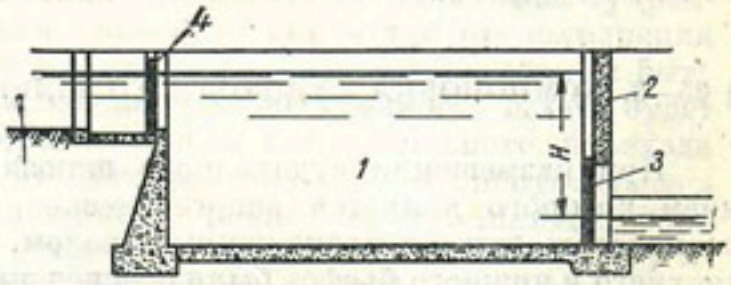


Рис. 25—7. Схема шахтного шлюза:

1 — камера; *2* — забральная стенка; *3* — затвор нижней головы; *4* — затвор верхней головы.

На совещании по исследованию, проектированию, строительству и эксплуатации судоходных сооружений [1] было отмечено, что на крупных речных гидроузлах, на сверхмагистралях и магистралях I класса целесообразны шлюзы с напором (перепадом) до 30 *м*, а для магистралей II и III классов, где высотные габариты судов не превышают 10—12 *м*,— шахтные шлюзы, которые могут быть выгоднее многокамерных шлюзов при напоре до 40 *м*.

Основные размеры судоходных шлюзов устанавливают по заданному расчетному составу, который подлежит шлюзованию. Полезная длина камеры шлюза $l_к$ не должна быть меньше:

$$l_к = l_б + nl_с + (n+1)\Delta l, \qquad (25—3)$$

где $l_б$ — длина буксирного судна;

$l_с$ — длина расчетного грузового судна в составе;

[1] «Гидротехническое строительство» № 4, 1963.

n — число судов в составе, устанавливаемых в продольном направлении по длине камеры;

Δl — запас по длине камеры между судами, а также между судами и границами полезной длины камеры, обычно принимаемый в пределах 2—5 *м*.

Полезной длиной камеры считают ее длину от конца успокоительного участка верхней головы (если установлены гасители) до верховой грани шкафа (ниши) ворот нижней головы (рис. 25—6, *в*). Если в верхней голове гасители не установлены, то полезную длину считают от стенки падения или от низовой грани шкафа (ниши) верхних ворот.

Полезную ширину камеры принимают равной:

$$b_к = (1{,}10 \div 1{,}15)\, b_с, \qquad (25—4)$$

где $b_с$ — ширина одновременно шлюзуемых судов.

Глубину воды на короле (пороге) шлюза принимают равной:

$$h_к = (1{,}1 \div 1{,}3)\, T, \qquad (25—5)$$

где T — осадка наибольшего расчетного судна.

В СССР получили наибольшее распространение следующие размеры поперечного сечения камеры (в *м*):

ширина	30	18	15	11	7,5
глубина	4,0—5,5	3,0—4,0—5,5	1,5—2,0—2,5	1,5—2,0	1,3

Полезная длина камер колеблется от 50 до 290 *м*.

Согласно «Правилам плавания по внутренним водным путям РСФСР» [1] минимальный запас воды под днищем судов в каменных и железобетонных шлюзах должен составлять 25 *см* (при глубине заложения короля $h_к$ до 2,5 *м*) и 40 *см* при $h_к \geqslant 2{,}5$ *м*. В деревянных шлюзах при $h_к$ до 1 *м* запас под днищем равен 10 *см*, а при $h_к > 1$ *м* — 15 *см*. Запас в ширине камеры (со стороны каждого борта) должен быть равен 0,2 *м* при ширине камеры до 10 *м*; 0,4 *м* при $b_к$ до 18 *м* и 0,5 *м* при ширине камеры $b_к$ свыше 18 *м*.

§ 25—3. КОМПОНОВКА СУДОХОДНОГО ШЛЮЗА В ГИДРОУЗЛЕ

При размещении судоходного шлюза в гидроузле, основным назначением которого является энергетическое использование реки, необходимо располагать шлюз в плане таким образом, чтобы подходы к нему со стороны верхнего и нижнего бьефов были обеспечены при всех возможных колебаниях уровней воды гарантированными глубинами, необходимыми для движения судов.

Выход подходного канала в нижний бьеф реки должен быть отнесен от здания ГЭС и плотины с тем, чтобы скорости вытекающего от этих сооружений потока не создавали поперечных течений, препятствующих входу судов в канал. Входная часть подходного канала в верхнем бьефе должна быть отдалена от плотины настолько, чтобы не могло происходить затягивание судов и плотов к отверстиям плотины. Кроме того, должны быть обеспечены удобные и безопасные условия отстоя составов, ожидающих шлюзования в подходах к шлюзу, при ветре и течении реки. Наибольшие допускаемые для судоходства скорости течения воды в реке у места входа в нижний подводящий канал не должны превышать 2,5 *м/сек*, а их поперечные составляющие—0,25 *м/сек*.

---

[1] Министерство речного флота РСФСР. Правила плавания по внутренним водным путям РСФСР. Издательство «Речной транспорт», М., 1962.

Движение составов судов при вводе в камеру и выводе из нее должно происходить строго по прямой. Примерная длина этой прямой, на которой может быть размещен однокамерный шлюз с подходами, равна: [1]

$$L \cong 2{,}4 l_к + l_к + l_г, \qquad (25—6)$$

где $2{,}4\ l_к$ — длина состава с буксиром при входе в шлюз и выходе из него;
$l_к$ — полезная длина камеры;
$l_г$ — длина двух голов шлюза, не входящих в полезную длину камеры.

Приближенно:

$$L = (3{,}7 \div 4)\, l_к. \qquad (25—7)$$

Места отстоя судов желательно также располагать по той же прямой, поскольку обход встречных составов по кривой перед шлюзом затруднителен для судовождения. Предварительно длина участка отстоя может быть принята равной $1{,}5\ l_к$; тогда длина прямой, на которой располагается шлюз, будет примерно равна $L_1 = (6{,}7 \div 7)\, l_к$.

В тех случаях, когда судовой ход к месту отстоя приходится располагать по кривой, то наименьший радиус закругления принимают равным $6 l_с$, где $l_с$ — длина наибольшего расчетного судна. Во избежание ударов судов о головы шлюзов при вводе их в камеру от широкого сечения подходного канала к относительно узкой ширине камеры устраивают направляющие сооружения, называемые п а л а м и (рис. 25—6, *в*). Для швартовки судов, ожидающих входа в шлюз, со стороны верхнего и нижнего бьефов возводят причальные сооружения на длину не менее длины камеры.

В речном гидроузле судоходный шлюз может быть расположен в реке в случае, когда подпертый бьеф размещается в основном в русле реки и ширина реки достаточна для расположения в ней плотины и ГЭС.

При размещении судоходного шлюза в реке рядом с плотиной для того, чтобы стены шлюза не подвергать давлению воды верхнего бьефа (что позволяет уменьшить их сечение и тем самым удешевить строительство), располагают верхнюю голову (если шлюз многокамерный, то верхнюю голову верхового шлюза) по продолжению линии напорного фронта плотины: камера будет находиться в нижнем бьефе (рис. 25—8, *а*). Недостаток этой схемы состоит в необходимости устройства длинной высокой подходной дамбы с укрепленным со стороны реки откосом или сквозного пирса для предохранения судов от сноса к водосливной части плотины. Гребень дамбы должен быть выше уровня воды верхнего бьефа и, следовательно, стоимость дамбы будет значительной. Условия железнодорожного или автомобильного перехода через верхнюю голову затруднены, так как для того, чтобы пропустить под мостом шлюзуемые судна при наивысшем уровне водохранилища, надо возвышать устои моста, что требует устройства высоких подходов к мосту и, следовательно, относительно больших капиталовложений. Ограниченность пространства между плотиной и шлюзом не всегда позволяет из-за больших радиусов железнодорожных кривых перейти шлюз мостом по нижней голове. Если мостовой переход через гидроузел не предусмотрен, то компоновка узла по этой схеме упрощается и удешевляется. Схема расположения нижней головы судоходного шлюза на продолжении продольной оси плотины имеет также свои преимущества и недостатки. Входная часть шлюза отдалена от плотины, а короткая направляющая дамба может обеспечить удовлетворительный подход судов к шлюзу. Мост может быть устроен по нижней голове шлюза (рис. 25—8, *б*). В этой схеме требуется возведение длинной раздельной дамбы в нижнем бьефе для обеспечения спокойного подхода судов к низовому каналу шлюза. Как было сказано выше, скорости оттекающего от плотины потока в месте подхода судов к каналу не должны быть более бытовых скоростей реки.

---

[1] Министерство речного флота СССР. Правила технической эксплуатации речного транспорта СССР. Речиздат, 1946.

Примером компоновки может служить расположение сооружений Волжской ГЭС им. В. И. Ленина. Гидростанция построена у правого берега, а двухниточные шлюзы с промежуточным каналом размещены на левобережной пойме реки.

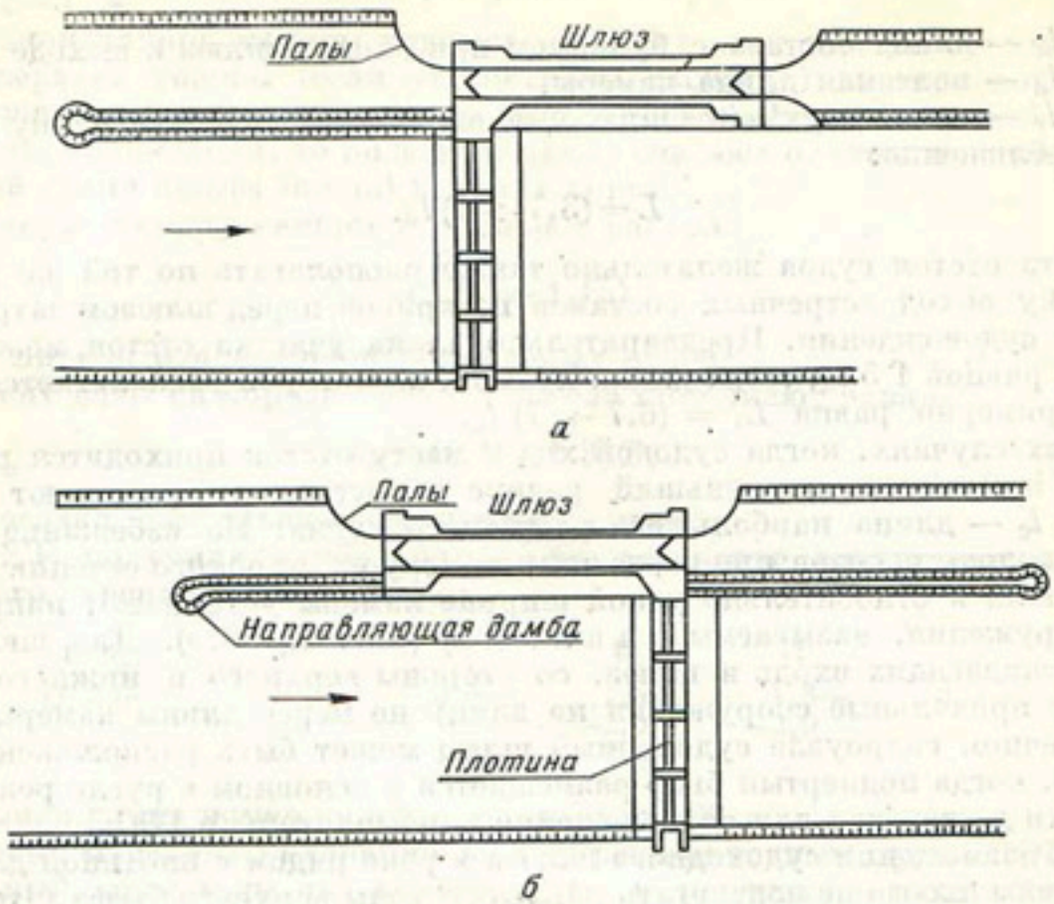


Рис. 25—8. Схема компоновки судоходного шлюза в реке рядом с плотиной:

а — верхняя голова шлюза расположена на продолжении оси плотины; *б* — нижняя голова шлюза расположена на продолжении оси плотины.

СН и П II-И. 1-62 рекомендуют во избежание переформирования русла реки в районе расположения гидроузла размещать судоходные шлюзы на одном с основными сооружениями гидроузла берегу. Шлюзы следует, как правило, располагать в нижнем бьефе узла. Иногда возможно располагать

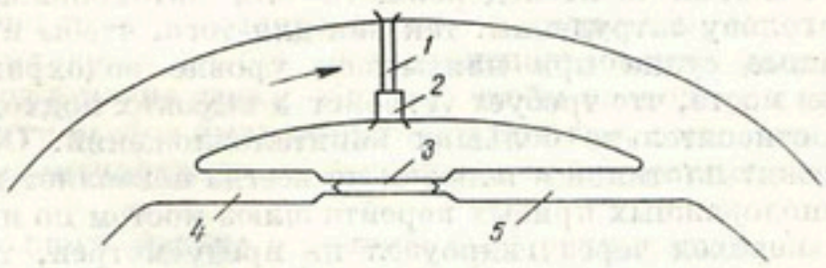


Рис. 25—9. Схема компоновки судоходного канала на обводном канале:

1 — плотина; *2* — здание ГЭС; *3* — судоходный шлюз; *4* — верхний подходной канал; *5* — нижний подходной канал.

судоходный шлюз в обводном канале, вне русла, что особенно удобно выполнить при расположении плотины на повороте реки (рис. 25—9). Обводной канал со шлюзом, спрямляя петлю, облегчает условия возведения всего гидроузла, позволяя строить шлюз без перемычек.

Выбор компоновки узла во всех случаях надо производить в зависимости от местных условий, организации и способов производства работ и технико-экономических сравнений возможных вариантов размещения сооружений гидроузла.

При проектировании движения судов по оросительным каналам необходимо учитывать, что расположенные на каналах перегораживающие и сопрягающие сооружения препятствуют плаванию судов. Поэтому в случаях, когда перевозка грузов водным транспортом экономически оправдывается, следует предусматривать устройство у сопрягающего сооружения судоходного шлюза. При компоновке шлюза в узле с перегораживающим сооружением в период шлюзования приходится прекращать подачу воды в каналы ниже сооружения, и уровень воды в них естественно понизится. После шлюзования происходит восстановление уровня воды. Такие значительные колебания уровней воды в канале затрудняют эксплуатацию оросительной системы. С целью поддержания необходимых уровней воды во всех расположенных ниже судоходного шлюза каналах лучше размещать судоходный шлюз на обводном канале, протрассированном в обход участка канала, на котором расположено перегораживающее или сопрягающее сооружение.

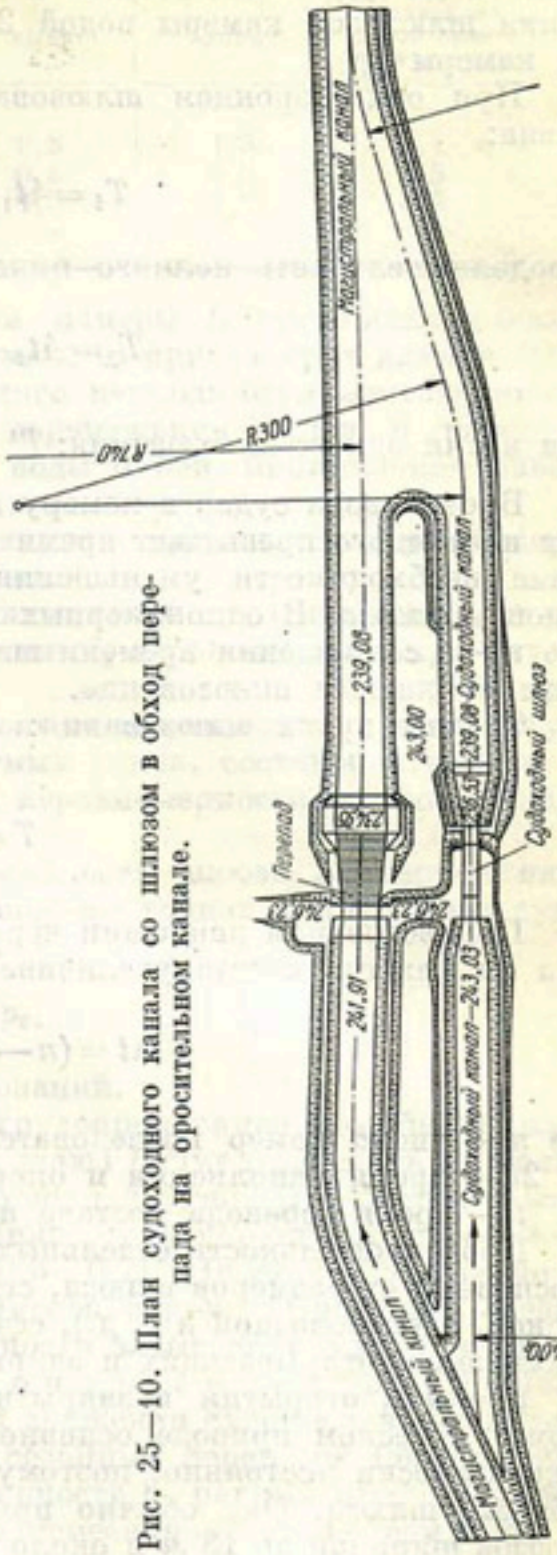


Рис. 25—10. План судоходного канала со шлюзом в обход перепада на оросительном канале.

На рисунке 25—10 показан такой канал, запроектированный в обход перепада. По проекту судоходный канал начинается от магистрального канала на 470 *м* выше перепада и впадает на 400 *м* ниже его. Размеры судоходного канала определены из условия прохождения одиночных судов в двух направлениях. Ширина канала по дну 23 *м*, откосы 1 : 2,25. Полная глубина канала в верхнем бьефе 3,20 *м*, в нижнем 2,92 *м*.

При большой емкости канала, позволяющей четко регулировать уровни воды в канале, возможно устройство в перегораживающем сооружении судоходного пролета рядом с его отверстием. В одном из узлов Каракумского канала судоходный пролет шириной 12 *м* перекрывается затвором с горизонтальной осью вращения (конструкции В. А. Анисимова). Затвор в эксплуатационных условиях лежит на дне судоходной камеры; в аварийных случаях он поднимается и перекрывает судоходный пролет.

§ 25—4. ПРОПУСКНАЯ СПОСОБНОСТЬ ШЛЮЗОВ И РАСХОД ВОДЫ НА ШЛЮЗОВАНИЕ

Теоретическое число шлюзований в сутки составляет:

$$n = \frac{1440}{T}, \qquad (25—8)$$

где T — продолжительность одного шлюзования в минутах.

Период времени одного шлюзования зависит от продолжительности следующих операций: времени открытия и закрытия ворот шлюза $2t_1$, времени ввода судна или состава в камеру t_2; времени наполнения и опорожнения шлюзовой камеры водой $2t_3$; времени вывода судна или состава из камеры t_4.

При одностороннем шлюзовании продолжительность полного цикла равна:

$$T_1 = 4t_1 + t_2 + 2t_3 + t_4. \qquad (25—9)$$

Продолжительность полного цикла при встречном шлюзовании составит:

$$T_2 = 4t_1 + 2t_2' + 2t_3 + 2t_4', \qquad (25—10)$$

или время одного шлюзования: $T' = \frac{T_2}{2}$.

Время ввода судов в камеру и вывода из нее при встречном шлюзовании не намного превышает время этих операций при одностороннем, вследствие необходимости уменьшения скорости движения при расхождении судов у шлюза. В однокамерных шлюзах выгоднее двустороннее шлюзование из-за сокращения времени шлюзования и уменьшения (вдвое) расхода воды на каждое шлюзование.

Среднее время шлюзования:

$$T = \frac{T_1 + \frac{T_2}{2}}{2}. \qquad (25—11)$$

При встречном движении через многокамерный шлюз время шлюзования на каждый состав увеличивается на:

$$\Delta t = (n-1)(2t_3' + 4t_1 + t_5), \qquad (25—12)$$

где n — число камер последовательного шлюзования;

$2t_3'$ — время наполнения и опорожнения средних камер;

t_5 — время перевода состава из одной камеры в другую (смежную).

Продолжительность отдельных операций по шлюзованию судов зависит в основном от размеров шлюза, способов тяги судов при шлюзовании (буксирной, электровозной и т. д.), сечения водопроводных галерей и мощности механизмов, открывающих и закрывающих ворота шлюза.

Время t_1 открытия и закрытия ворот шлюзов при современном электромеханическом приводе основного оборудования шлюза очень невелико и практически постоянно, поэтому очень мало влияет на пропускную способность шлюза. Оно обычно принимается равным около 1,5 *мин* — для шлюзов шириной до 18 *м* и около 1,5—2 *мин* — для шлюзов шириной 18—30 *м*.

Время ввода и вывода судов из камеры $t_2 = l_1 : v_1$ и $t_4 = l_2 : v_2$ определяют в зависимости от среднего расстояния перемещения судов l_1 и l_2 при этой операции и скорости их движения. Расстояние l_1 и l_2 обычно принимают равным $\varepsilon l_к$, где $l_к$ — полезная длина камеры, а ε — коэффициент; $\varepsilon = 1{,}5$ — при одностороннем шлюзовании и $\varepsilon = 2$ — при двустороннем. Скорости v_1 и v_2 зависят от состава судов, способа тяги, размеров и типа подходов к шлюзу.

Вследствие различия скоростей движения составов судов (из-за их типов, а также груженых и порожних) скорость вывода и ввода их из шлюза и в шлюз будет неодинаковой.

В предварительных расчетах средние скорости движения в шлюзе могут быть приняты по таблице 25—1.

Таблица 25—1

	Средние скорости (в *м/сек*)		
	ввод	вывод	перевод из одной камеры в другую
Состав из судов	0,8	1,3	0,7
Плот	0,6	0,6	0,5
Самоходное судно	1,0	1,7	0,9

Время наполнения или опорожнения камеры t_3 принимают равным: а) при камерах длиной до 150 *м*—6—10 *мин*; б) при камерах длиной 200—300 *м*—8—15 *мин*. Продолжительность этого периода ограничивают иногда наибольшей скоростью вертикального перемещения судов в камере — скоростью подъема и опускания уровня воды в ней, принимаемой равной 4—6 *см/сек*.

Сокращение процесса шлюзования должно идти за счет уменьшения времени наполнения и опорожнения камер.

Общее время, затраченное на одно шлюзование в однокамерном шлюзе, составляет: при одностороннем шлюзовании $T_1 = 20—40$ *мин*; при двустороннем $T_2 = 30—60$ *мин*.

Пропускная способность шлюза зависит от его габаритов, от структуры грузопотоков, типов и размеров шлюзуемых судов, составов и плотов, от схемы организации пропуска через шлюз, неравномерности перевозок и продолжительности шлюзования.

Теоретическая грузопропускная способность шлюза за период навигации в N суток при средней грузоподъемности в тоннах (*кн*) грузовых судов $p_г$ и числе этих судов в составе m составит:

$$P = nNmp_г, \qquad (25—13)$$

где n — расчетное суточное число шлюзований.

Действительная (эксплуатационная) грузопропускная способность шлюза будет по ряду причин меньше. Через шлюз будут проходить не только грузовые суда, но и служебные, порожние и другие. Это обстоятельство учитывается коэффициентом использования судопропускной способности шлюза для грузовых перевозок α ($\alpha = 0{,}6 \div 0{,}7$). Не всегда также может быть использована полная грузоподъемность судов. Отношение средней нагрузки судов к их полной грузоподъемности называют коэффициентом использования грузоподъемности (тоннажа) $\delta = 0{,}6 \div 0{,}8$. Для учета неравномерности движения судов в течение навигационного периода, например вследствие сезонных перевозок (овощи, зерно и т. д.), вводится коэффициент неравномерности β, равный отношению максимального месячного грузооборота к среднемесячному (в среднем $\beta = 1{,}5$). Если же учесть перерывы в работе шлюза, необходимые для осмотра и предупредительного ремонта, то фактическое число часов эксплуатации шлюза в сутки τ будет меньше 24 часов. Поэтому эксплуатационная грузоподъемность может быть определена по формуле:

$$P_д = \frac{nNmp_г\alpha\delta}{\beta} \cdot \frac{\tau}{24}. \qquad (25—14)$$

При указанных значениях коэффициентов α, β и δ эксплуатационная грузоподъемность может составлять около 50% от технически возможной.

Пропускную способность шлюзов можно определять, исходя из максимального количества грузов каждого наименования (грузопропускная способность шлюза), максимального числа видов флота (самоходные

и несамоходные грузовые суда, пассажирские и грузопассажирские суда и др.) и плотов при движении вверх и вниз (судопропускная способность шлюза). Судооборот в напряженные сутки равен навигационному судообороту по каждому виду перевозок, деленному на длительность навигации в сутках и умноженному на коэффициент неравномерности данных перевозок (примерно 1,2—1,5).

Расход воды на шлюзование. При каждом шлюзовании происходит сброс из верхнего бьефа в нижний некоторого количества воды, зависящего от направления и порядка движения составов через шлюз, водоизмещения судов и уровней воды в бьефах. При одностороннем шлюзовании в однокамерный шлюз поступает объем воды, заключенный в камере между уровнями верхнего и нижнего бьефов. Этот объем называют с л и в н о й п р и з м о й ш л ю з а V. При вертикальных лицевых стенах камеры объем сливной призмы равен:

$$V = l_к b_к H_к, \qquad (25—15)$$

где $l_к$ и $b_к$ — полезные длина и ширина камеры;

$H_к$ — напор воды на камеру.

Обычно при практических расчетах ввиду неясности в будущем числа и водоизмещения судов, которые будут шлюзоваться в наиболее напряженные периоды работы шлюза, пренебрегают влиянием водоизмещения судов на расход воды на шлюзование. Поэтому принимают объем воды, потребный на шлюзование через однокамерный и многокамерный шлюз, равный V, а при двустороннем шлюзовании через однокамерный шлюз — $0{,}5V$ (на каждый состав). Число составов, пропускаемых через однокамерный шлюз вверх и вниз, принимают, как и было указано при расчете пропускной способности шлюзов, обычно одинаковым. Исходя из указанных допущений, расчетная суточная потребность в воде на шлюзование для однокамерного шлюза составит:

$$V_{сут} = 0{,}75\, nV, \qquad (25—16)$$

где n — наибольшее расчетное число шлюзований в сутки.

К этому объему добавляют потери на утечку воды в уплотнениях затворов шлюзов, подсчитываемые по формуле:

$$q_у = c\Sigma b, \qquad (25—17)$$

где c — удельная утечка воды на 1 *пог. м* в уплотнениях затворов, принимаемая равной 1,5—2,0 *л/сек* — при напорах на шлюз до 10 *м*, 2,5—3,0 *л/сек* — при напорах более 10 *м*.

Σb — полная длина уплотнений по периметру ворот и затворов голов шлюза.

Средний секундный расход воды в кубометрах, подаваемый из верхнего бьефа в камеру на шлюзование, будет равен:

$$Q_ш = \frac{V_{сут}}{86\,400} + q_у. \qquad (25—18)$$

Современные крупные шлюзы на реках СССР потребляют на шлюзование расходы воды до 120 $м^3/сек$.

В гидроэнергетических узлах, в состав которых входят судоходные шлюзы, расходование воды на шлюзование уменьшает выработку электроэнергии. Это уменьшение выработки ГЭС приближенно равно:

$$\Delta Э \cong 8 \cdot 24\, Q_ш H_{ср} N \ \ квт \cdot ч, \qquad (25—19)$$

где $H_{ср}$ — средний напор на шлюз за период навигации;

N — длительность навигации в сутки.

Самоходные суда (пассажирские и грузовые) входят в шлюз и выходят из него самостоятельно. Несамоходные суда и плоты наиболее часто пропускают через шлюз с помощью буксирной тяги. Реже применяют береговую электровозную тягу, которая целесообразна при многоступенчатых шлюзах.

§ 25—5. СИСТЕМЫ ПИТАНИЯ СУДОХОДНЫХ ШЛЮЗОВ

При проектировании системы питания судоходных шлюзов необходимо выполнение следующих основных условий.

1. Экономное расходование воды, подаваемой из верхнего бьефа на шлюзование.

2. Возможно наименьшее время наполнения и опорожнения камеры.

3. Обеспечение такого гидравлического режима в камере, при котором сохраняется спокойное положение судов в период их шлюзования (без резких толчков и сильных подвижек) и маневрирования в камере и подходных каналах.

Обычно в шлюзах применяют одну из двух систем питания: головную или распределительную. В первой системе подача воды в камеру и выпуск ее из камеры сосредоточен в одном месте. При наполнении камеры воду подают через верхнюю голову в верхний участок камеры, а при опорожнении сбрасывают через нижнюю голову. По способу подачи воды в камеру головную систему можно подразделить на безгалерейную и обходную. В безгалерейном типе наполнение камеры происходит через отверстия в воротах или через щели под затворами. В простейшем безгалерейном типе вода в камеру поступает через отверстия в нижней части шлюзовых ворот. Отверстия устраивают ниже уровня воды в нижнем бьефе и перекрывают плоскими затворами (клинкетами), которые поворачиваются на горизонтальной или вертикальной оси или поднимаются кверху.

Такая система питания широко применялась в деревянных шлюзах с напорами до 3,5 *м*. Недостатком ее является наличие сосредоточенной струи, вытекающей из водопроводных отверстий и опасной для шлюзуемых в камере судов. В шлюзах с напорами в 8—13 *м*, имеющих в верхней голове стенку падения, применяют наполнение камеры из-под секторных затворов. За затвором устраивают нишу (камеру) гашения для успокоения потока, втекающего из верхнего бьефа (рис. 25—5). Из ниши вода поступает в камеру через отверстия, устраиваемые в стенке падения, отделяющей камеру от ниши. Против этих отверстий устанавливают железобетонную забральную балку (или другой тип гасителя) для гашения энергии потока, втекающего в камеру. Такая система питания, осуществленная в шлюзах канала им. Москвы, применима при стенке падения с высотой, достаточной для устройства в ней камеры, в которую может быть опущен секторный затвор, и при широких камерах, т. е. если отношение напора шлюза $H_ш$ к наибольшей глубине на короле верхней головы шлюза $h_к$ меньше двух и отношение ширины камеры $b_к$ к $h_к \geqslant 4$.

В бетонных и железобетонных шлюзах часто применяют систему питания с короткими обходными галереями в верхней и нижней головах (рис. 25—11, *а*). По сравнению с распределительной обходная система более проста и экономична, поскольку для нее не требуется размещения галерей в продольных стенах и днище камеры; поэтому при головной системе питания возможно облегчить и упростить конструктивные формы бетонных и железобетонных стен камер и в отдельных случаях заменить их откосными или стенами из металлического шпунта.

На рисунке 25—12 изображен проект судоходного шлюза на оросительной системе с головной системой питания. Вход в водопроводные галереи устроен в торцах стен устоя. Сечение галерей 1 × 1 *м*. Для спокойного истечения воды в камеру в месте выхода водопроводных галерей устроен гаситель в виде поперечной железобетонной стенки с шестью прорезями. Верхняя голова шлюза перекрывается скользящим затвором высотой 2,2 *м*, а нижняя — двумя затворами высотой 4,4 и 4,6 *м*.

В распределительной системе питание водой камеры производится по продольным галереям по всей длине камеры через расположенные в ее дне или стенках выпуски из галерей. В отличие от головной системы питания

при распределительной системе в камере ослабляются волновые явления и уменьшаются продольные скорости.

Распределительные системы питания в настоящее время строят при напорах шлюзов более 12—13 *м*. Подача воды в камеру производится по продольным галереям, проложенным в стенах или дне камер от верхней головы до нижней. Через отдельные выпуски галерей вода поступает в камеру (рис. 25—11, *б*). Для обеспечения равномерного распределения вдоль

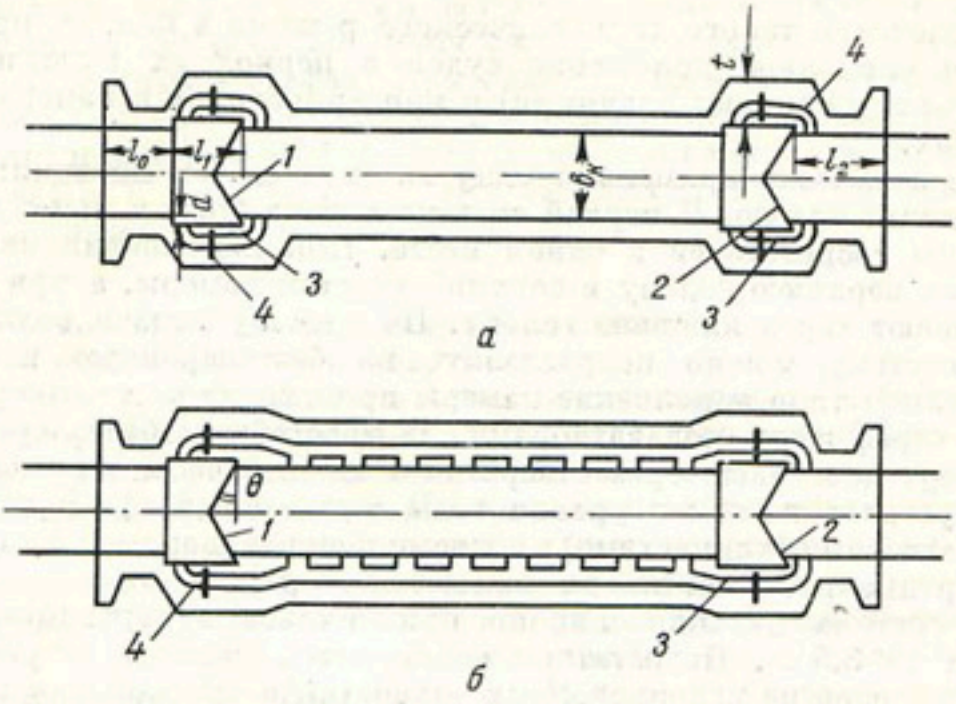


Рис. 25—11. Схемы питания судоходных шлюзов:
а — головная обходная; *б* — распределительная; *1* — затвор верхней головы; *2* — затвор нижней головы; *3* — водопроводная галерея; *4* — затвор водопроводной галереи.

камеры расходов воды, поступающих через выпуски в камеру, лабораторными исследованиями и гидравлическими расчетами устанавливают число и площади сечения выпусков по длине галерей. Форма поперечного сечения водопроводных галерей может быть различной: прямоугольной, круглой и т. д.

По СН и П II-И. 1-62 выбор системы питания шлюзов в тех случаях, когда произведение напора (на однокамерный шлюз или на одну камеру многокамерного шлюза) на полезную длину камеры больше 2000 и отношение напора к глубине на пороге более 3, должен производиться на основе технико-экономического сравнения головных и распределительных систем питания. Для шлюзов с меньшими величинами этих показателей СН и П рекомендуют применять головную систему питания.

Гашение энергии потока, вытекающего через отверстия в продольных галереях в камеру, происходит ударом встречных струй, а вытекающего через выпуски в днище камеры — о вышерасположенный слой воды. В местах ударов струй у выхода воды из донных выпусков образуются водные бугры, оказывающие давление на корпуса находящихся в камере судов. Уменьшение воздействия этих струй на суда и причальные тросы может быть достигнуто увеличением водяной подушки под днищем судна при наибольшем расходе выпуска, для чего увеличивают как время открытия водопроводных галерей, так и поперечное сечение выходящих из них струй.

Лабораторными исследованиями проф. И. М. Коновалова и других определено, что струи воды, выходящие из подводных отверстий, расширяются приблизительно по следующему закону:

$$d_y \cong d_0 + 0{,}34y, \qquad (25—20)$$

где d_0 — диаметр отверстия;

y — расстояние по вертикали от отверстия до рассматриваемого сечения.

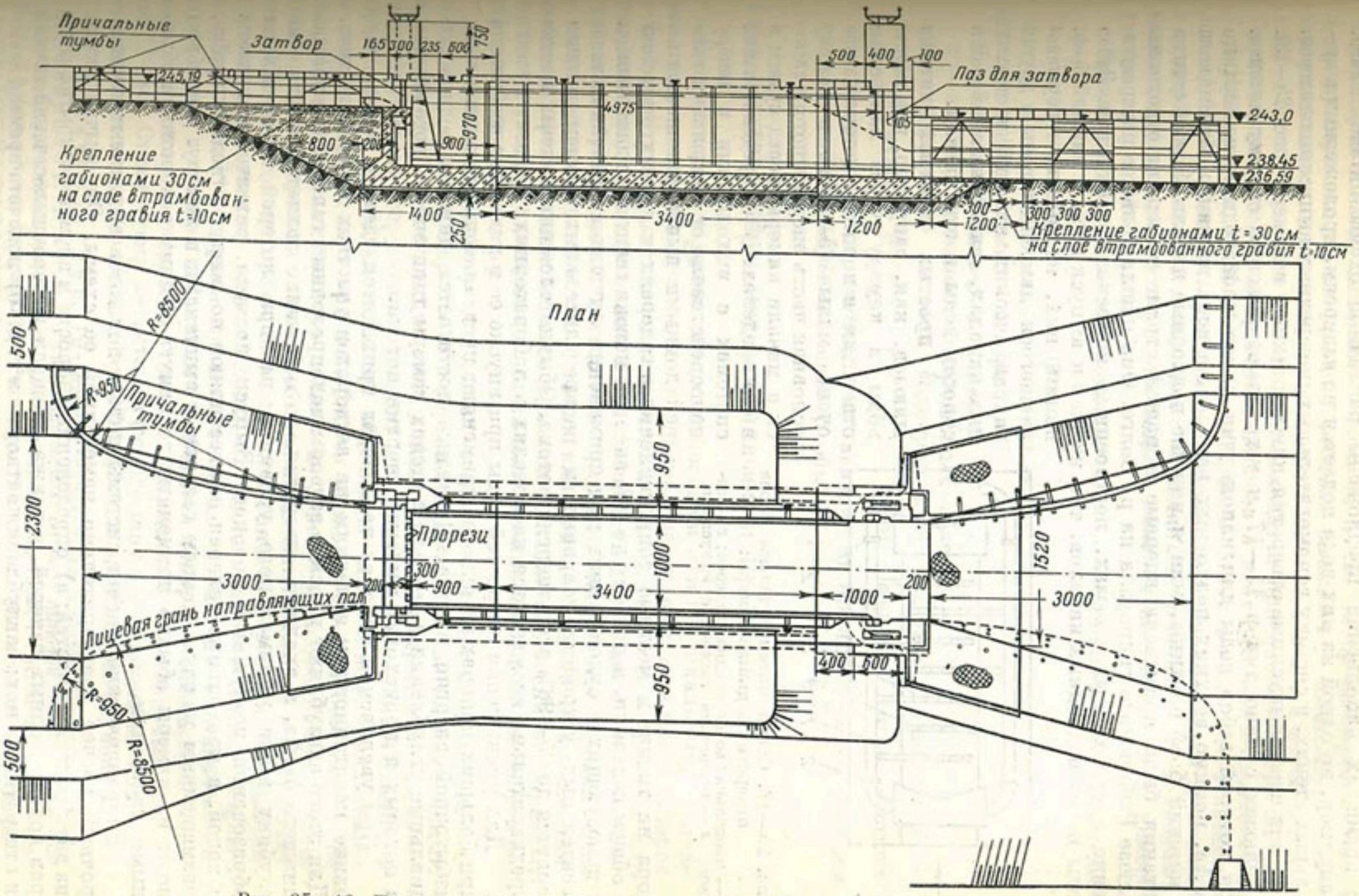


Рис. 25—12. Продольный разрез и план судоходного шлюза на оросительном канале.

С целью создания более спокойного гидравлического режима в камерах во время их наполнения предложены различные схемы питания камер. Например, по одной из них вода подается по галереям, проложенным в продольных стенах, в систему вспомогательных поперечных выпускных галерей, а из них через выпускные отверстия или решетки — в камеру (рис. 25—13). В шлюзах с напорами в 15—17 *м* устраивают боковую систему питания, при которой забор воды для наполнения камер производится из верхнего бьефа, помимо верхних подходных каналов, а вода из камер сбрасывается в нижний бьеф плотины, минуя нижние подходные каналы. Такая система питания была применена впервые в нашей стране в парном судоходном шлюзе Рыбинского гидроузла на р. Волге. Она нашла большое распространение в судоходных шлюзах, построенных на реках за рубежом. Забор воды не из подходных каналов, так же как и выпуск воды в нижний бьеф, помимо них, не вызывает неустановившегося движения воды и других гидравлических явлений в подходных каналах, связанных с забором и сбросом воды в эти каналы.

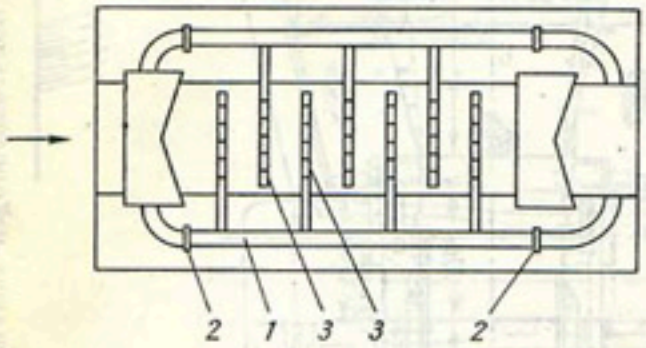


Рис. 25—13. Схема питания шлюза через отверстия в днище камеры:

1 — продольная водопроводная галерея; *2* — затвор; *3* — поперечная галерея с выпусками.

В простых системах питания шлюзов, как, например, при подаче воды в камеру через клинкетные отверстия в воротах, потери напора очень малы (5—10%), и поэтому основная часть энергии потока гасится в начале камеры перед судном и в его пределах. В распределительных системах с выходящими в камеру непосредственно от продольных галерей донными выпусками потери напора на трение и местные сопротивления в галереях и донных отверстиях в общем невелики, и поэтому до 40% энергии потока гасится по длине камеры и шлюзующихся судов. Лишь при применении лучших современных типов гасительных устройств головных и распределительных систем питания теряется до 95—98% всей энергии потока. Обычно сложные системы питания предварительно исследуются на моделях в лабораториях.

Для уменьшения скоростей воды при впуске ее в камеру, в особенности при больших напорах на шлюзе, применяют предварительное гашение части избыточной энергии потока. Последнее достигается впуском воды в специальные углубления в дне или в стенах камеры типа водобойного колодца, в которых и происходит гашение энергии потока.

При увеличении напоров на шлюзах приходится уделять большое внимание кавитационным явлениям на затворах и участках галерей за ними. Для этого заглубляют плоские затворы водопроводных галерей под уровень нижнего бьефа, а входные отверстия, во избежание захвата воздуха,— на глубину ниже минимального уровня воды, при которой не происходит образования воздушных воронок. Выпуск воздуха, захваченного вместе с водой, в продольные галереи осуществляют по воздухоотводным трубам, размещенным между затвором галереи и выпусками в камеру. Для сброса воды из камеры обычно применяют головную систему с короткими обходными галереями.

Гидравлический расчет системы питания шлюзов выполняют как поверочный расчет предварительно намеченной ее схемы. Он обычно состоит из двух основных частей: а) определения скорости и времени открытия затворов водопроводных галерей, а также площади поперечных сечений галерей и отверстий из них; заглубления затворов и т. д.; б) подсчета времени наполнения и опорожнения камер.

Наполнение и опорожнение камер происходит при неустановившемся движении воды в системе их питания. По мере открытия затворов водопро-

водных галерей расход воды, поступающей в камеру, возрастает от нуля до максимума и затем снижается опять до нуля. Забор из верхнего бьефа в камеру переменного по времени расхода вызывает в подходном канале неустановившееся движение воды, называемое д в и ж е н и е м д л и н н ы х в о л н. Такое же явление происходит и при опорожнении камеры. Теоретические решения гидравлики шлюзов в этих условиях разработаны Б. Д. Качановским, И. М. Коноваловым, В. М. Маккавеевым и А. В. Михайловым [1]. Чтобы облегчить решение уравнений неустановившегося движения в водопроводной системе, упрощают явления, возникающие в подходных каналах, предполагая, что уровни воды в каналах постоянны, а в камере уровень воды горизонтален.

Время наполнения однокамерного шлюза определяется по формуле:

$$T = \frac{2\Omega\sqrt{H}}{\mu\omega\sqrt{2g}}, \qquad (25—21)$$

где Ω — площадь зеркала камеры;

H — начальный напор в камере;

ω — площадь сечения водопроводных галерей;

μ — коэффициент расхода водопроводной системы, вычисляется из формулы $\mu = \frac{1}{\sqrt{\Sigma\zeta}}$, где $\Sigma\zeta$ — сумма коэффициентов местных сопротивлений; величина их зависит от принятой схемы системы питания. Среднее значение μ обычно равно 0,6—0,7.

§ 25—6. КОНСТРУКЦИЯ КАМЕРНЫХ ШЛЮЗОВ И ИХ ГОЛОВ

Стены камерных шлюзов делают откосными или вертикальными. Откосные замощенные стены применяют в камерах небольших шлюзов и напоров (~2—3 *м*). Откосы должны быть пологими с заложением $m = 2{,}0 \div 2{,}5$ для того, чтобы избежать оползания их, вызываемого действием гидродинамических сил, образующихся вследствие быстрого понижения уровня воды в камере при ее опорожнении. В таких камерах по сравнению с камерами, имеющими вертикальные стены, содержится бóльший объем сливной призмы, что ведет к увеличению объема воды на шлюзование и времени на опорожнение и наполнение камеры.

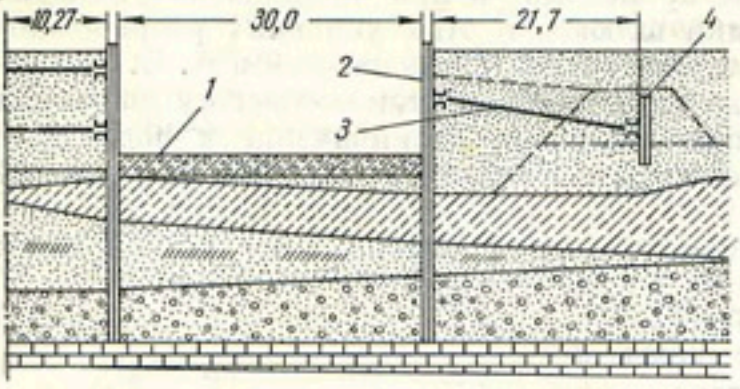
В современных шлюзах, входящих в состав крупных гидроэнергетических узлов, стены камер делают вертикальными или слегка наклонными порядка $^1/_{50}$—$^1/_{100}$. Конструкция стен, днища и голов камеры, как и всякого гидротехнического сооружения, зависит от грунтов основания. В скальных породах камеры вырубают в скале, обделывают их бетоном, соединенным со скалой анкерами, или при надобности возводят на ней боковые стены камер. Стены камерных шлюзов делают из дерева, металла, камня, бетона и железобетона. Деревянные стены обычно выполняют ряжевой конструкции (глава 23); в настоящее время из-за недолговечности дерева, находящегося в условиях переменных уровней воды, их редко применяют: лишь в шлюзах с небольшими напорами на малых реках. Стены из металлического шпунта делают в камерах небольшого и среднего напора на нескальном основании. Шпунтины анкерными тягами закрепляют к анкерным сваям (рис. 25—14). Стены камер из металлического шпунта сооружены в парном шестиступенчатом шлюзе Камской ГЭС [2]. Напор на каждой ступени шлю-

[1] Б. Д. К а ч а н о в с к и й. Гидравлика судоходных шлюзов. Речиздат, 1951; И. М. К о н о в а л о в. К вопросу о гидравлическом расчете шлюзов. Труды Ленинградского института инженеров водного транспорта, вып. 7, 1935; В. М. М а к к а в е е в и И. М. К о н о в а л о в. Гидравлика. Речиздат, 1940; А. В. М и х а й л о в. Судоходные шлюзы. Государственное издательство литературы по строительству и архитектуре, 1955.

[2] А. Ф. В а с и л ь е в. Камский судоходный шлюз. «Гидротехническое строительство» № 5, 1957.

за 3,67 *м*. Днище камеры образовано железобетонными плитами-распорками шириной по 13,3 *м*.

Наиболее распространены стены и головы камер из массивного армированного бетона, применяемого при любых схемах камер, напорах на шлюзах и системах питания.



Суглинок бурый пластичный

Коренные породы Валпы с прослойками песчаника и известняка

Засыпка

Песок серый мелкозернистый с прослойками суглинков

Песок мелкозернистый с гравием и галькой

Рис. 25—14. Поперечный разрез камеры со стенами из металлического шпунта с проницаемым днищем из железобетонных плит-распорок:
1 — плиты-распорки; *2* — шпунт; *3* — анкерная тяга; *4* — анкерная свая.

В шлюзах на нескальных грунтах применяют два основных типа камер:

а) с отдельно стоящими стенами и водопроницаемыми днищами;

б) со стенами, жестко соединенными с днищами.

Отдельно стоящие стены представляют собой обычные подпорные стены трапецеидального поперечного сечения со шпунтовым рядом вдоль лицевой стороны. Если в стенах располагают распределительные водопроводные галереи, то стенам придают ломаное поперечное сечение в зависимости от очертания галерей. При отсутствии подобных галерей можно возводить стены из железобетона контрфорсного или ячеистого типа (рис. 25—15).

В Киевском гидроузле на р. Днепре нижняя половина камерных стен возведена из монолитного железобетона, а верхняя — из сборных ребристых плит, создающих ячейки, заполненные песком[1] .

Во всех этих случаях днище устраивают из бетонных плит. Армированная бетонная плита может быть использована как распорка между фундаментами стен. При водопроницаемом днище камер подземный контур

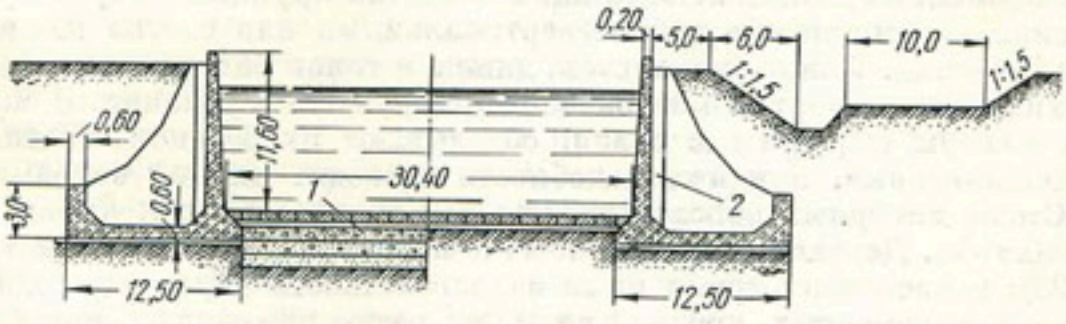


Рис. 25—15. Железобетонные стены камерного шлюза:
1 — обратный фильтр; *2* — засыпка из слоя песка.

каждой головы шлюза должен быть рассчитан на гашение приходящегося на отдельную голову шлюза напора подземного потока. Отдельно стоящие стены в фильтрационном отношении представляют самостоятельные гидротехнические сооружения, выдерживающие напор воды попеременно с каждой стороны; при наполненной камере фильтрация происходит из камеры в застенную засыпку, а при опорожненной камере — в обратном направлении. Поэтому

[1] Т. П. Доценко. Киевская ГЭС на р. Днепре. «Гидротехническое строительство» № 5, 1963.

подземный контур этих стен должен быть запроектирован с учетом возможности двустороннего движения подземного потока. Камерные стены с водонепроницаемыми днищами строят только из массивного армированного бетона или железобетона. В этом случае весь шлюз — его головы и камера — представляет в фильтрационном отношении одно сооружение, выдерживающее напор, равный разности уровней воды в верхнем и нижнем бьефах, и его подземный контур должен быть рассчитан и установлен по этой величине.

По конструкции днищ различают сплошные неразрезные днища и сплошные консольные фундаментные днища. Камеры шлюзов со сплошными днищами применяют при значительных высотах стен камер и напорах на шлюзе. При стенах, жестко соединенных с днищем, секция камеры

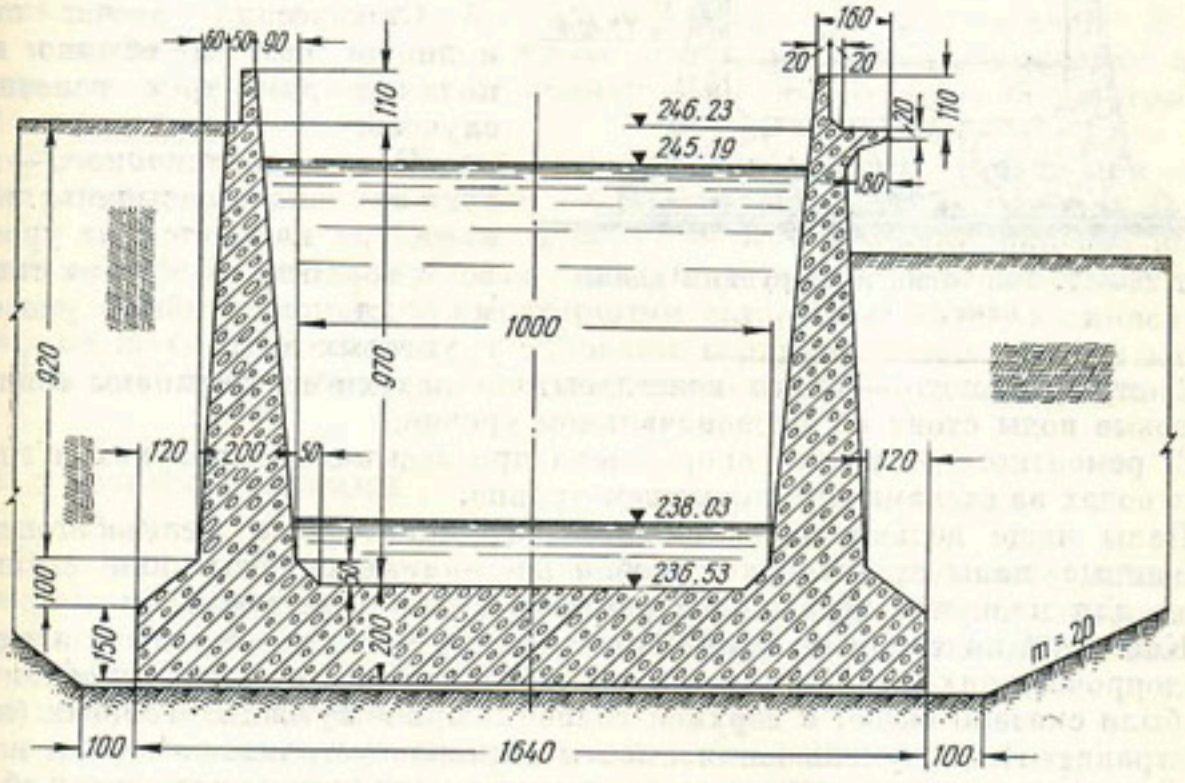


Рис. 25—16. Поперечное сечение камеры с неразрезным днищем.

более успешно сопротивляется сдвигу стен под действием засыпки за стенами; уменьшается фильтрация воды из камеры (рис. 25—16). Неразрезные сплошные днища камер работают как балки, лежащие на упругом основании, находящиеся под действием краевых нагрузок — стен камер. Толщина днищ составляет от $^1/_4$ до $^1/_5$ высоты стен и не менее $^1/_8$ — $^1/_{10}$ ширины шлюза. Чем шире понизу стены камеры, тем больше толщина днища, достигающая величины 5 *м* при больших напорах на шлюз. Поэтому в таких случаях стены камеры стараются утонышить за счет большего армирования.

Консольные сплошные днища впервые применены в Советском Союзе по проекту проф. А. З. Басевича [1]. Разрезы днища швом в однониточных шлюзах производят по продольной оси камеры, тогда половина камеры представляет собой армированную бетонную стену с фундаментом и консолью длиной, равной половине ширины камеры (рис. 25—17). Разрезка днища камеры продольным швом дает возможность независимой осадки каждой части камеры, приводит к уменьшению толщины днища по оси шлюза, так как в сечении у шва она испытывает лишь сжимающие усилия от давления засыпки. К этой конструкции предъявляется требование об отсутствии растягивающих напряжений в основании под консолью при наполненной и опорожненной камере.

[1] А. З. Басевич. Атлас железобетонных конструкций гидротехнических сооружений. Госстройиздат, 1940.

На координационном совещании по исследованию, проектированию, строительству и эксплуатации судоходных сооружений указывалось, что шлюзовые камеры с разрезным днищем на Волго-Донском канале работают неудовлетворительно и поэтому не рекомендуются для дальнейшего строительства [1].

Как и всякое гидротехническое сооружение, камеру по длине разделяют осадочными швами на отдельные секции длиной от 20 до 45 *м* — на мягких грунтах и в 10 *м* — в скальных породах. Швами же отделяют камеру от более тяжелых голов. Превышение площадки устоев над наивысшим уровнем воды в камере принимают равным 2 *м*.

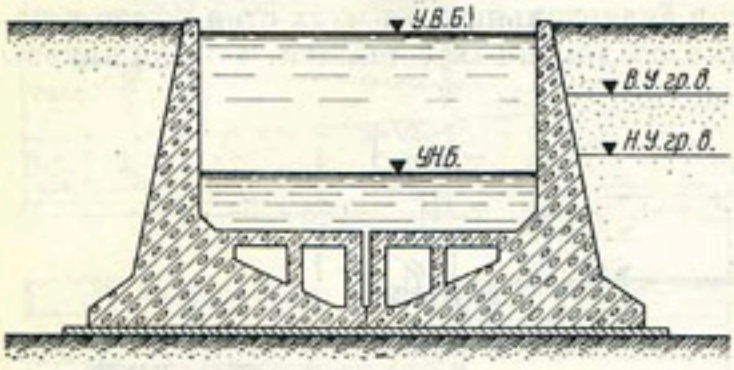


Рис. 25—17. Разрезная конструкция днища камеры шлюза.

Статический расчет стен и днища камеры обычно выполняют для трех основных случаев:

1) эксплуатационного — пазухи за стенами засыпаны; вода в камере находится на уровне воды верхнего бьефа; за стенами установившийся уровень грунтовых вод;

2) строительного — стены возведены, но пазухи не засыпаны землей, грунтовые воды стоят на первоначальном уровне;

3) ремонтного — камера опорожнена при засыпанных пазухах и грунтовых водах за стенами на наивысшем уровне.

Палы чаще делают деревянной конструкции, реже железобетонной. Деревянные палы представляют собой постоянные ряжевые или свайные стенки или плавучие деревянные рамы из стоек и раскосов.

Конструкция голов шлюзов. Тип и конструкция голов шлюза зависят от водопроводящих устройств, системы шлюзовых ворот и грунта основания [2]. Как было сказано выше, в верхней голове и промежуточных головах (если их устраивают) для уменьшения высоты затворов устраивают стенки падения. Головы крупных шлюзов на нескальных основаниях по условиям работы затворов и самих голов на сдвиг и по давлению на грунт в настоящее время выполняют неразрезной армированной бетонной конструкцией.

В зависимости от системы подачи воды для наполнения камеры верхние головы можно разделить на три основных типа:

а) головы с водопроводными галереями, расположенными в головах и стенах (рис. 25—11, 25—12);

б) головы с подачей воды над или под затворами (рис. 25—5);

в) головы без водопроводных устройств (при боковом заборе воды из верхнего бьефа).

В нижней голове обычно применяют двустворчатые ворота с обходными галереями в устоях.

Проф. Б. Ю. Калинович рекомендовал для предварительных соображений следующие размеры голов шлюза (рис. 25—11). Длина входной части верхней головы, определяющей направление для входящих в шлюз судов: $l_0 = 0{,}5 - 0{,}7\ H$, где H — напор на шлюзе. Длина упорной части нижних ворот $l_2 \simeq H_1$, где H_1 — высота стены. Длину шкафной части, в которой размещают раскрытые ворота с тем, чтобы они не задевались проходящими судами, принимают:

$$l_1 = (1{,}1 \div 1{,}2)\left(\frac{b_к + d}{2\cos\theta}\right), \qquad (25—22)$$

где $b_к$ — ширина камеры;

[1] «Гидротехническое строительство» № 4, 1963.

[2] Конструкции голов шлюзов см. в типовом проекте голов судоходных шлюзов Гидроэнергопроекта. Л., 1957.

d — глубина шкафной части, в которую заходят створки открытых ворот: $d \cong 0{,}1\ b_к$;

θ — угол направления порога упорной части; $\theta \cong 20 \div 22°$.

Толщина шкафной стены $t = 3\ c$, где c — ширина водопроводной галереи.

В шлюзах наиболее часто применяют следующие виды затворов: двустворчатые ворота; однополотные откатные ворота (например, в шлюзах Камского гидроузла), которые при открытии шлюза откатывают в нишу, устроенную в устое голов; плоские подъемные затворы, секторные затворы, вращающиеся вокруг горизонтальной оси и опускающиеся при открытии шлюза в нишу, устроенную в флютбете головы (рис. 25—5).

Двустворчатые ворота широко применяют в верхних головах с галерейной системой питания при $b_к/h_в \leqslant 2{,}5 \div 3{,}0$, где $h_в$ — высота ворот. В нижних и промежуточных головах, кроме шахтных шлюзов, применяют почти всегда двустворчатые ворота, экономичные по затрате металла и потребляемой мощности механизмов.

Откатные ворота применяют на верхних и нижних головах при отсутствии стенки падения или малой ее высоте, при ширине камеры больше 25—30 *м*, т. е. при отношении $b_к/h_в \geqslant 3 \div 4$. Подъемные плоские ворота нашли применение в нижней голове шахтного шлюза и в камерных шлюзах при небольших напорах. Секторными затворами, опускающимися при пропуске шлюзов в камеру, оборудованы верхние головы шлюзов канала им. Москвы. Конструкция упомянутых выше затворов описана в главе 11.

§ 25—7. СУДОПОДЪЕМНИКИ

При напорах гидроузла больше 40 *м* и при сравнительно небольших размерах подлежащих шлюзованию судов иногда бывает экономичнее устройство судоподъемника взамен многокамерного шлюза. При наличии судоподъемника резко сокращаются потери воды на шлюзование и уменьшается время проводки судов из одного бьефа в другой.

В судоподъемнике помещается подвижная камера, которая поднимается и опускается вместе с судном (рис. 25—18). По обоим концам камеры установлены ворота. Такие же ворота имеют и подводящие к судоподъемнику каналы. Ворота в камере и канале открывают лишь при совмещении уровней воды в камере и соответствующем бьефе. По способу действия судоподъемники подразделяют на следующие типы: гидравлические, механические и поплавковые. В гидравлическом судоподъемнике шлюзовые камеры перемещаются в вертикальном направлении при помощи мощных штоков давлением воды, заполняющей вертикальные шахты.

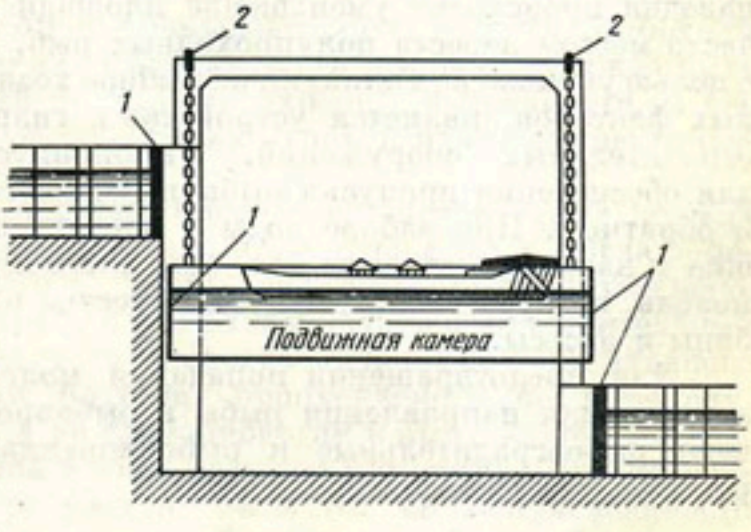


Рис. 25—18. Схема судоподъемника:
1 — ворота; *2* — блок.

В механическом судоподъемнике подъем и опускание камеры судоподъемника производят при помощи специальных механизмов. В поплавковых судоподъемниках камера опирается на несколько поплавков, находящихся в водяных шахтах во взвешенном положении.

Рядом с плотиной Красноярской ГЭС будет размещен наклонный судоподъемник. Он состоит из верхнего шлюза, самодвижущейся металлической

сварной камеры, в которую помещают судно, путей, по которым передвигают камеру, и нижнего шлюза. Габариты камеры: полезная длина 90 *м*, ширина 18 *м* и глубина воды при подъеме судна 2,2 *м*. Вес камеры с водой и судном 6500 *т* при водоизмещении судна 2000 *т*. Ширина колеи 9 *м*. Скорость подъема камеры 1 *м/сек*, скорость спуска 1,33 *м/сек*. Продолжительность двустороннего цикла составляет 80 *мин*. Уклон рельсов 0,1 [1].

Глава 26

Рыбопропускные и лесопропускные сооружения

§ 26—1. НАЗНАЧЕНИЕ РЫБОПРОПУСКНЫХ И РЫБООГРАДИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Возведение гидроузлов на крупных реках изменяет условия рыбного хозяйства в бассейне этих рек. Плотины преграждают пути миграции (периодического передвижения) взрослой проходной рыбы, поднимающейся против течения в верховья рек на нерестилища (места размножения) и препятствуют скату молоди в море [2]. Образованные гидроузлами водохранилища затопляют места проточных участков рек и пойм, где ранее (до создания водохранилищ) происходило размножение рыб, проводящих икрометание в текучей воде. На участках рек выше гидроузлов изменяются гидрологические и гидробиологические условия рыборазведения: происходят изменения температуры воды, сроков прохождения паводков, переноса и отложения наносов; меняется химический и биологический состав воды и т. д.

Регулирование водохранилищем стока реки ведет к сокращению площади нереста и корма рыбы ниже плотины, в особенности в устьевых участках и дельтах рек, где вследствие срезки водохранилищем пика и объема паводка происходит уменьшение площади затопления поймы, являющейся часто местом нереста полупроходных рыб. Одним из средств, применяемых с целью уменьшения влияния на рыбное хозяйство одного из вышеперечисленных факторов, является устройство в гидроузле рыбопропускных и рыбоградительных сооружений. Рыбопропускные сооружения устраивают для обеспечения пропуска рыбы из нижнего бьефа плотины в верхний бьеф и обратно [3]. При заборе воды в оросительные, деривационные и подводящие к насосным станциям каналы часто вместе с водой в каналы попадает молодь, которая гибнет, будучи вынесена в мелкие каналы или попав в турбины и насосы.

Для предотвращения попадания молоди в водозаборные сооружения, а также для направления рыбы в рыбопропускные сооружения устанавливают рыбоградительные и рыбонаправляющие устройства в виде сетей, решеток и электрозаградителей.

§ 26—2. РЫБОХОДЫ

Общие положения и расположение в гидроузле. Рыбопропускные сооружения разделяют по условиям работы и конструкции на четыре типа: рыбоходы, рыбные шлюзы, рыбоподъемники и рыбоспуски. Наиболее распро-

---

[1] С. С. Агалков. Красноярская гидроэлектростанция на р. Енисее. «Гидротехническое строительство» № 3, 1963.

[2] Проходными называют рыб, живущих в морях, которые для размножения (нереста) поднимаются в реки. Полупроходные рыбы живут в устьях рек и опресненных морских заливах; они уходят в реки для зимовки и размножения.

[3] Г. К. Харчев. Рыбопропускные сооружения. Госстройиздат, М.—Л., 1940.

страненным типом этих сооружений являются рыбоходы. Рыбоход представляет собой лоток, по которому течет вода из верхнего бьефа в нижний; рыба поднимается по этому лотку в обратном направлении: из нижнего бьефа в верхний. Для того чтобы рыба могла плыть в рыбоходе против течения, скорости в нем назначают, в зависимости от породы рыбы, в определенных пределах, менее тех, которые преодолеваются рыбами. В таблице 26—1 приведены примерные величины скоростей, преодолеваемых рыбами, установленные наблюдениями и специальными опытами [1].

Таблица 26—1

Вид рыб	Скорости течения, преодолеваемые рыбами при их движении (в *м/сек*)	
	в равномерном потоке	во вилавных и входных отверстиях
Карповые	0,5—1,0	0,8—1,2
Осетровые	0,8—1,2	1,0—1,5
Лососевые	1,5—2,5	2,0—3,0

Сохранность проходной и полупроходной рыбы при преодолении разности уровней в реке во многом зависит от успешного действия рыбохода. Важным условием успешной его работы является правильное расположение в составе гидроузла и устройство входа в него. Подходя к гидроузлу, рыба устремляется к тем его сооружениям, где в момент ее подхода имеется течение, способствующее захвату водой большого количества воздуха, необходимого для дыхания рыбы. Такое течение наблюдается при пропуске воды через водосливы и отверстия плотин, а также у отсасывающих труб турбин. При прямолинейном расположении плотины нормально продольной оси реки рыба обычно скапливается у краев плотины, поэтому рыбоходы устраивают в устоях плотины или у торцовой стороны здания гидроэлектростанции. В тех случаях, когда ГЭС и плотина примыкают друг к другу, рыбоходы располагают в месте их примыкания. Входная часть рыбохода должна быть расположена так, чтобы перед ней не было завихрений; вытекающая из нее струя должна быть направлена под небольшим углом к направлению основного потока.

Скорость вытекающей из рыбопропускного сооружения струи должна быть больше скорости основного потока для того, чтобы рыба могла заметить входное отверстие сооружения. Чтобы облегчить рыбе нахождение входа в рыбопропускное сооружение, к его входу подается дополнительный расход воды; это позволяет увеличить скорость вытекающей из входного отверстия струи без увеличения расхода, пропускаемого по рыбоходу. Вода подводится из верхнего бьефа по трубопроводам и выпускается у отверстия через специальные устройства в виде решеток или сеток. Для использования энергии дополнительного расхода воды без снижения мощности ГЭС можно пропускать этот расход через небольшую турбину. Иногда для этой цели воду перекачивают насосной станцией из нижнего бьефа. Обычно в гидроузлах рыба не может подойти к плотине ближе, чем до рисбермы, поскольку скорости на рисберме в средненапорных узлах превосходят допустимые скорости для рыбы. Поэтому на участке длиной 10—15 *м* ниже рисбермы и следует устраивать входное отверстие рыбопропускного сооружения. Необходимо обеспечить плавный переход от дна реки к входному отверстию рыбохода. Отверстие в вертикальной стенке не должно быть расположено высоко от дна, так как в этих условиях и при отсутствии направляющих плоскостей, поднимающихся от дна к отверстию, рыба может не найти входное

[1] З. М. Киппер, И. В. Милейко. Рыбопропускные сооружения Советского Союза. М., 1962.

отверстие. Так же как и рыбопропускное сооружение, отверстие делают открытым сверху и хорошо освещенным для того, чтобы условия прохода рыбы в отверстии и по сооружению мало отличались от условий реки. Вход в рыбоход представляет собой галерею, имеющую большое количество вплавных отверстий. Эти галереи (коллекторы) устраивают вдоль низового фасада здания ГЭС (поперечные коллекторы) или у берегов (продольные коллекторы) для привлечения рыбы, идущей вдоль границы потока. При низконапорных плотинах, возвышающихся на 1,5—2,5 *м* над водобоем, и скоростях перелива воды по водосливу, менее предельных, рыба может подниматься через водослив в его переливающейся струе. Конструкция выходных частей рыбохода должна обеспечивать поступление необходимого расхода в рыбоход при колебаниях уровня воды в верхнем бьефе. Для этого

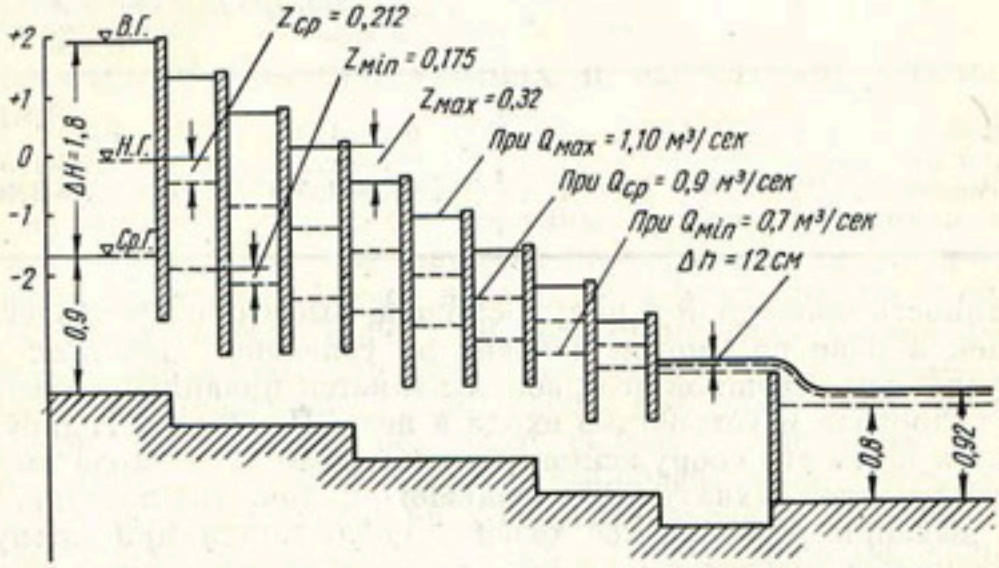


Рис. 26—1. Выходное отверстие рыбохода Туломской ГЭС.

выходные отверстия устраивают на разных отметках или устанавливают в выходной части забральные стенки (перегородки), разделяющие амплитуду колебаний уровней на несколько перепадов, как это сделано в рыбоходе Туломской ГЭС (рис. 26—1) [1].

Конструкция рыбоходов. Рыбоходы позволяют рыбе самостоятельно без помощи механизмов подниматься из нижнего бьефа плотины в верхний. Стенки и дно рыбоходов должны исключать возможность повреждения рыбы при ее следовании в сооружении. Пропускная способность рыбоходов зависит от их расположения, конструкции, режима нижнего бьефа, интенсивности хода рыбы и т. д. По конструкции их разделяют на лотковые, прудковые и лестничные рыбоходы.

В лотковых рыбоходах создают на всем протяжении такие скорости течения, которые позволяют рыбе подниматься против течения из нижнего бьефа в верхний. Конструкция и работа лоткового рыбохода аналогична быстротоку. Лотки большей частью делают прямоугольного сечения, из дерева, камня или бетона. Образование скоростей в рыбоходе порядка 1,5—3 *м/сек* может быть достигнуто при небольшом уклоне лотка (0,001—0,003). При таком уклоне и преодолевании напора в 10—15 *м* длина рыбохода получается большой и применение его становится нерациональным. Для уменьшения длины применяют лотки с искусственной шероховатостью или с неполными перегородками. Гладкие лотки применяют при разности бьефов до 3—5 *м*, а шероховатые — до 7—10 *м*. Уклон последних колеблется в пределах 0,1—0,2.

Усиление шероховатости достигается путем устройства брусков различной формы по дну и бортам лотка (так же, как в быстротоках — см. главу 6). Рыбоходы с шероховатостью в виде специальных зубьев (рыбоход Дэниля),

[1] Г. К. Харчев. Первый действующий рыбоход в СССР. «Гидротехническое строительство» № 7, 1939.

примененные на ряде плотин (в том числе на Волховской плотине), работают неудовлетворительно вследствие интенсивных вихревых течений в лотке.

Лотковые рыбоходы с неполными перегородками устраивают для удлинения пути движения воды по сравнению с длиной лотка с целью уменьшения скорости течения воды (рис. 26—2.) Уменьшение скорости течения происходит также за счет образования водоворотных движений при изгибе потока. Хотя участки между перегородками могут служить местами отдыха для рыбы, все же путь ее движения очень извилист, а режим потока бурный. Построенные рыбоходы с неполными перегородками (например, в Швеции в начале XX века) предназначены для пропуска рыб сильных пород (лосося) при высоте подъема от 5 до 13—18 *м*. Лотки делают шириной 2,5—3 *м* и глубиной 0,5—1,5 *м*, при расстоянии между перегородками в 3—3,5 *м* и ширине прохода для рыбы в 0,35—0,6 *м*. Уклоны лотка колеблются от 0,075 до 0,13; расходы воды: 0,36—0,8 *м*³/*сек* при скоростях течения 0,8—2,0 *м*/*сек*.

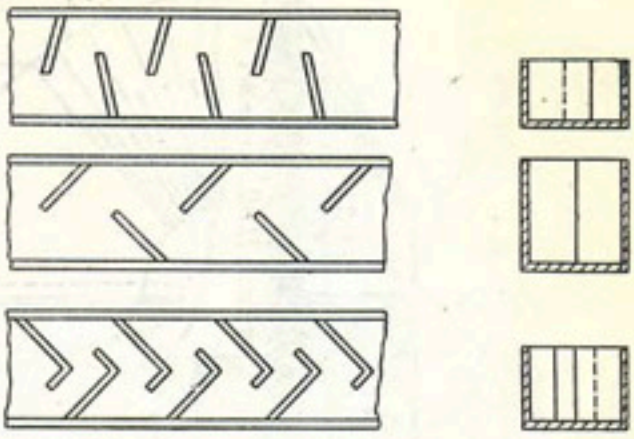


Рис. 26—2. Схемы лотковых рыбоходов с неполными перегородками.

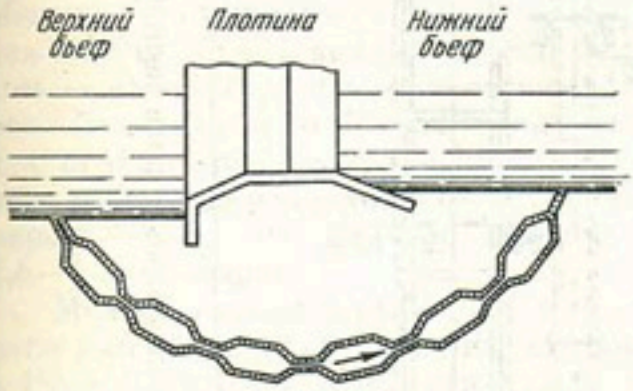


Рис. 26—3. Схема прудкового рыбохода.

Прудковые рыбоходы состоят из участков, требующих от рыбы значительной затраты усилий,— лотков и участков со слабым течением, на которых рыба может отдыхать (рис. 26—3). Чередование таких участков позволяет рыбе постепенно подниматься из нижнего бьефа в верхний. Прудковый рыбоход обычно состоит из нескольких прудков, соединенных между собой короткими каналами или лотками. Размеры прудков определяют из условия гашения в них скорости потока, набранной при протекании по лоткам. Уклон и длину соединительных лотков устанавливают, исходя из допускаемых для преодоления рыбой скоростей. Этот тип рыбохода обычно устраивают при наличии подходящих топографических и геологических условий в берегах реки в обход плотины. Для увеличения шероховатости дно и стенки лотков укрепляют камнем без острых ребер (во избежание ранения рыбы). В таком виде, напоминающем рыбе природные условия, рекомендуют их устраивать для пропуска лосося и форели при гидроузлах на горных реках с напором до 12—22 *м*. Уровни воды в смежных прудках разнятся на 0,5—1,6 *м*. Глубина воды в соединительных каналах 0,6—0,8 *м*. Длина прудков 3—5 *м*.

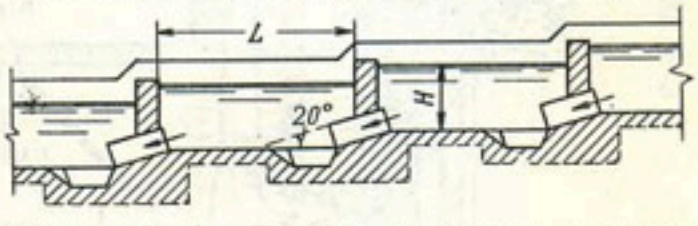


Рис. 26—4. Донные вплавные отверстия в лестничном рыбоходе.

Лестничные рыбоходы являются наиболее распространенным типом рыбоходов, пригодным для различных пород рыб. Этот тип рыбохода представляет собой лоток, в котором устроены несколько ступенчато расположенных бассейнов, отделенных друг от друга перегородками, в которых устроены вплавные отверстия (рис. 26—5). Разность уровней воды между соседними бассейнами при работе рыбохода принимают равной

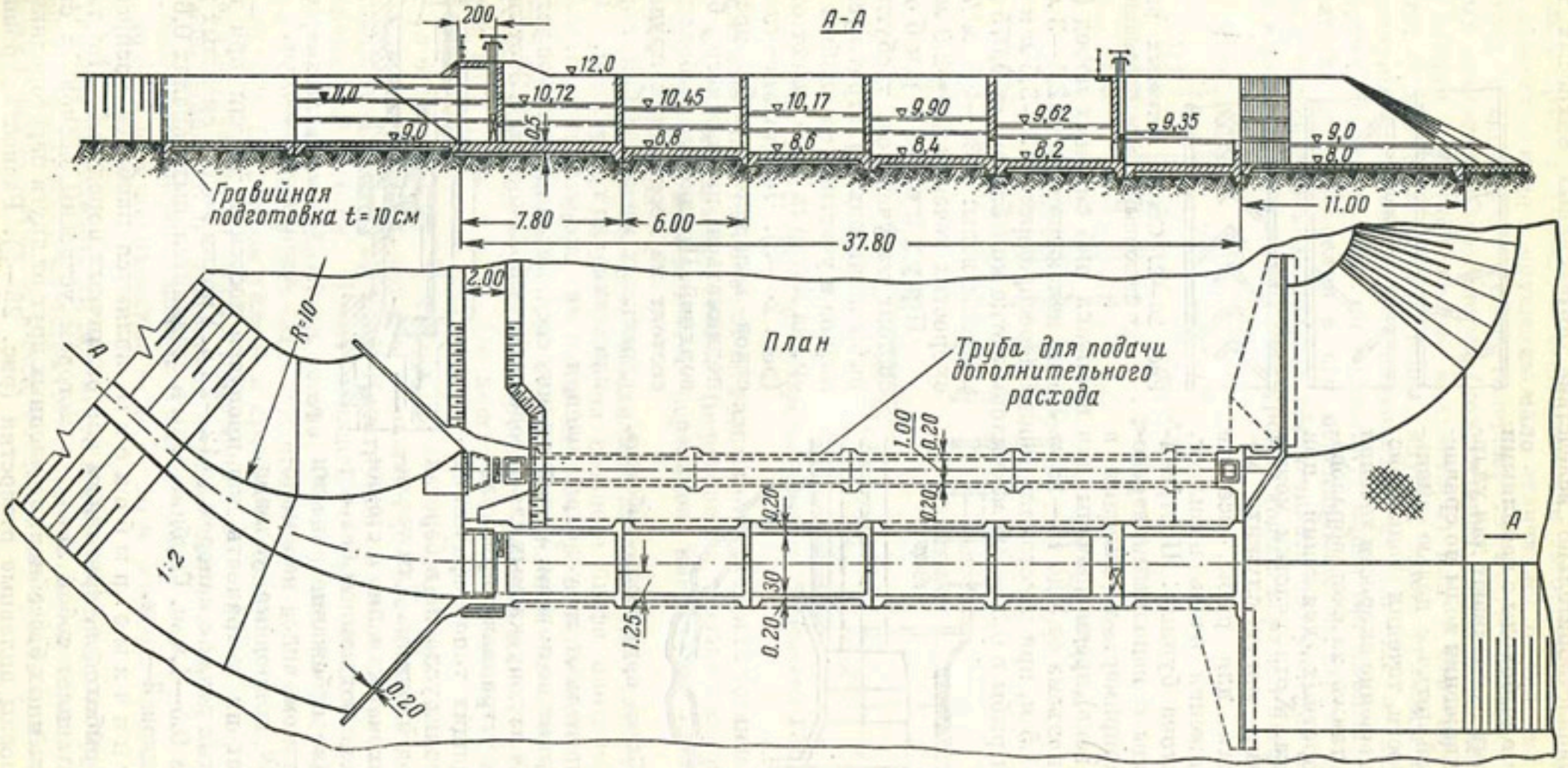


Рис. 26—5. Продольный разрез и план лестничного рыбохода.

0,3—0,45 *м*. За границей построены рыбоходные лестницы, в которых эта разность доходит до 0,6 *м*. С целью лучшего гашения энергии потока вплавные отверстия устраивают поочередно в шахматном порядке то с правой, то с левой стороны лестницы. Размеры этих отверстий назначают, в зависимости от величины пропускаемой рыбы, шириной от 0,3 *м* (для мелкой) до 1,5 *м* (для крупной). Для улучшения гидравлического режима (уменьшения завихрений) у перегородок устанавливают направляющие щитки. Вплавные отверстия в зависимости от условий хода рыбы делают поверхностными (например, для сельдей) или донными (для осетровых рыб). Для уменьшения длины бассейна донные отверстия устраивают в виде коротких отрезков труб (рис. 26—4). Размеры бассейнов назначают в зависимости от пропускаемого по рыбоходу расхода воды, создания в них спокойного гидравлического режима и породы рыбы: длина $L = 1{,}5 \div 6$ *м*, ширина 1,5—5 *м* и глубина воды в них $H = 0{,}6 \div 2{,}0$ *м*. Меньшие величины бассейнов применяют для мелких пресноводных пород, бо́льшие — для осетровых и лососевых пород. Лестничные рыбоходы сооружают для подъема рыбы на 20—30 *м*, но при этом рыбоходы разделяют на отдельные марши (участки) с высотой подъема в 2,5—4 *м* в каждом.

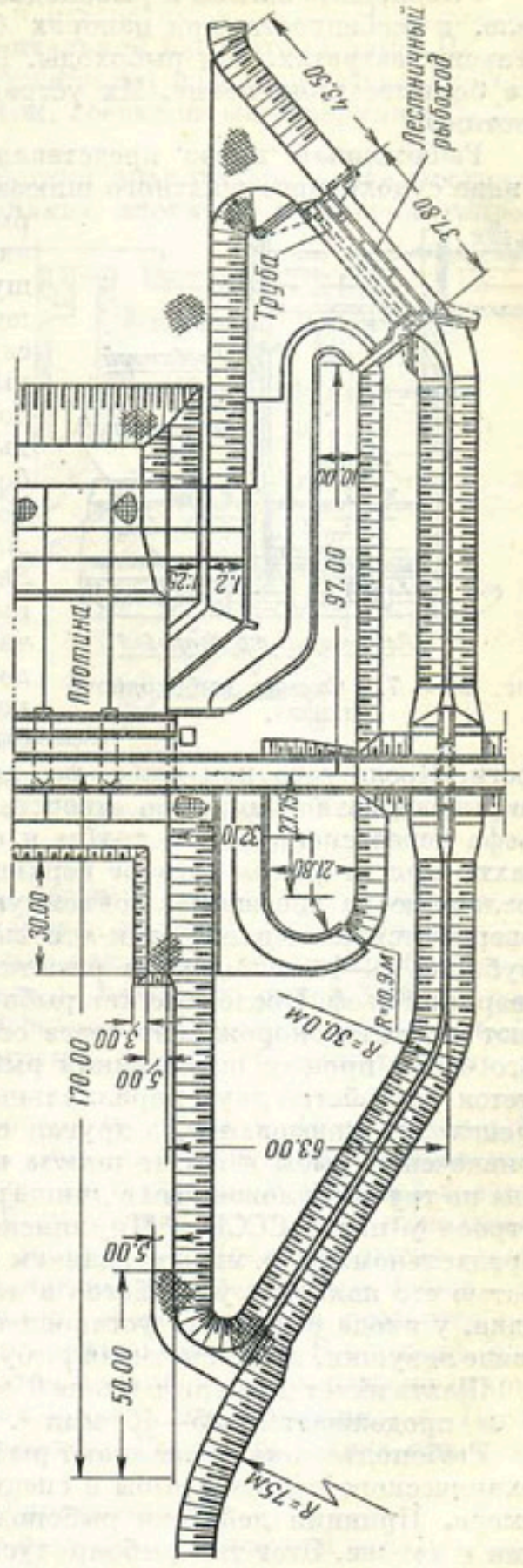


Рис. 26—6. План расположения рыбохода в Каргалинском гидроузле.

Между маршами рыбохода для отдыха рыб устраивают бассейны, которые в $1^1/_2$—2 раза длиннее лестничных бассейнов. Средний уклон лестничных рыбоходов 0,08—0,1. Примером рыбохода лестничного типа может служить рыбоход Каргалинского гидроузла (рис. 26—5 и 26—6). Рыбоход для лососевых рыб расположен в 65 *м* от правого устоя плотины. Он состоит из подводящего канала шириной по дну 1 *м* с двойными откосами, трубы под дорогой и рыбоходной лестницы. Лестница имеет пять секций длиной по 6 *м* каждая, шириной 3 *м* со ступенями высотой 0,2 *м* и вплавными отверстиями сечением 0,7 × 1,05 *м*. Входной и выходной оголовки рыбоходной лестницы снабжены плоскими металлическими затворами. Разность уровней воды в смежных секциях при нормальном расходе составляет 0,12—0,13 *м*. Расход рыбохода — 0,8—1,2 *м*^{3}/*сек*. Для подачи дополнительного расхода, колеблющегося в пределах 1,6—2,3 *м*^{3}/*сек* с целью создания перед входом лестницы скоростей, привлекающих к нему рыб, рядом с рыбоходом устроена железобетонная труба прямоугольного сечения размерами 1 × 1 *м*. Скорость течения воды в отводящем канале составляет 0,8—1,15 *м*/*сек*.

§ 26—3. РЫБОХОДНЫЕ ШЛЮЗЫ, РЫБОПОДЪЕМНИКИ И РЫБОСПУСКИ

Рыбоходные шлюзы и рыбоподъемники могут быть расположены в гидроузле, в особенности при напорах более 20—25 *м*, более компактно и при меньших затратах, чем рыбоходы. Поэтому они в последнее время находят все большее применение. Их устраивают в раздельных быках или устоях плотины.

Рыбоходный шлюз представляет собой рыбопропускное сооружение в виде судоходного шахтного шлюза. В рыбоходном шлюзе, так же как и в рыбоподъемнике, различают две основные части: улавливающую и транспортирующую. Первая часть состоит из подводящего канала и ловушки. Рыба должна сама заходить в камеру шлюза (или шахту рыбоподъемника), причем ее заход не должен нарушаться движением подъемных приспособлений. Вторая часть рыбоходного шлюза состоит из камеры и подъемных механизмов. Как и шахтный шлюз, рыбоходный шлюз состоит из железобетонной камеры (шахты) с отверстиями, соединяющими шахту в нижней ее части с нижним бьефом, а в верхней — с верхним бьефом (рис. 26—7). Отверстия перекрывают затворами. Шлюзование рыбы происходит в такой последовательности. После того как рыба по подводящему каналу зайдет в шахту, закрывают затвор нижнего отверстия. Шахту заполняют водой из верхнего бьефа через специальные трубы и отверстия в ее полу. После заполнения шахты при открытом затворе верхнего отверстия начинают поднимать установленную на дне шахты подъемную решетку или подвижной пол. Подъем совершается постепенно, так что выше решетки всегда остается слой воды глубиной 3—4 *м*; поднятие решетки побуждает рыбу выходить из шахты в верхний бьеф. После того как рыба выйдет из шахты, верхний затвор закрывают и шахту опорожняют через особый трубопровод в нижний бьеф. Для того чтобы процесс шлюзования рыбы происходил без перерывов, рекомендуется устройство двух параллельных камер; в этом случае в одной камере происходит шлюзование, а другая открыта для входа в нее рыбы. С целью привлечения рыбы к шахте шлюза в подводящий канал все время подается вода по трубам, уложенным в днище шахты. Однокамерный рыбоходный шлюз устроен у нас в СССР в Цимлянском гидроузле на р. Дон. Он размещен в раздельном быке между зданием ГЭС и водосливной плотиной. Особенностью его является устройство в подводящем канале перед входом в шлюз садка, у входа в который установлена вертикальная двустворчатая решетка в виде ловушки, пропускающая рыбу в садок, но не выпускающая ее обратно.

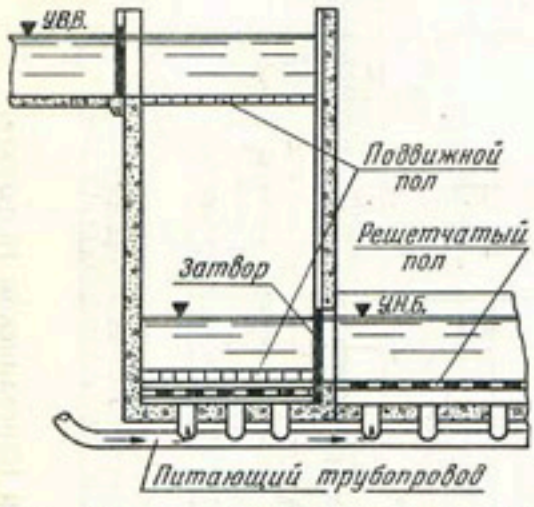


Рис. 26 — 7. Схема рыбоходного шлюза.

Шахта имеет размеры в плане 6 × 7,3 *м*. Процесс шлюзования при напоре 26 *м* продолжается 35—40 мин [1].

Рыбоподъемником называют рыбопропускное сооружение, служащее для механического подъема рыбы в специальной сетке или в наполненной водой камере. Принцип действия рыбоподъемника и судоподъемника (глава 25) один и тот же. Этот тип рыбопропускного сооружения в отличие от рыбоходов не требует от рыбы никакого усилия при перемещении из нижнего бьефа в верхний. Подъем рыбы в рыбоподъемниках совершается как в вертикальном, так и в наклонном направлении. Наиболее простой конструкцией

[1] Н. В. Клингерт и Д. С. Рахмилевич. Гидромеханическое оборудование рыбоподъемника. «Гидротехническое строительство» № 12, 1952.

является схема вертикального рыбоподъемника. Для такого подъемника в устое плотины устраивают шахту, соединенную через отверстие с нижним бьефом. Из верхнего бьефа по трубам в шахту подается вода, вытекающая в нижний бьеф и привлекающая рыбу к отверстию в шахте. В последней располагают сеть, растянутую на горизонтальной квадратной раме. По мере накопления рыбы в шахте сеть краном поднимают вверх, передвигают горизонтально по эстакаде и опускают в лоток, соединенный с верхним бьефом, куда рыба и уходит.

Рыбоподъемники механического действия значительного распространения не получили. За границей на нескольких плотинах построены гидрав-

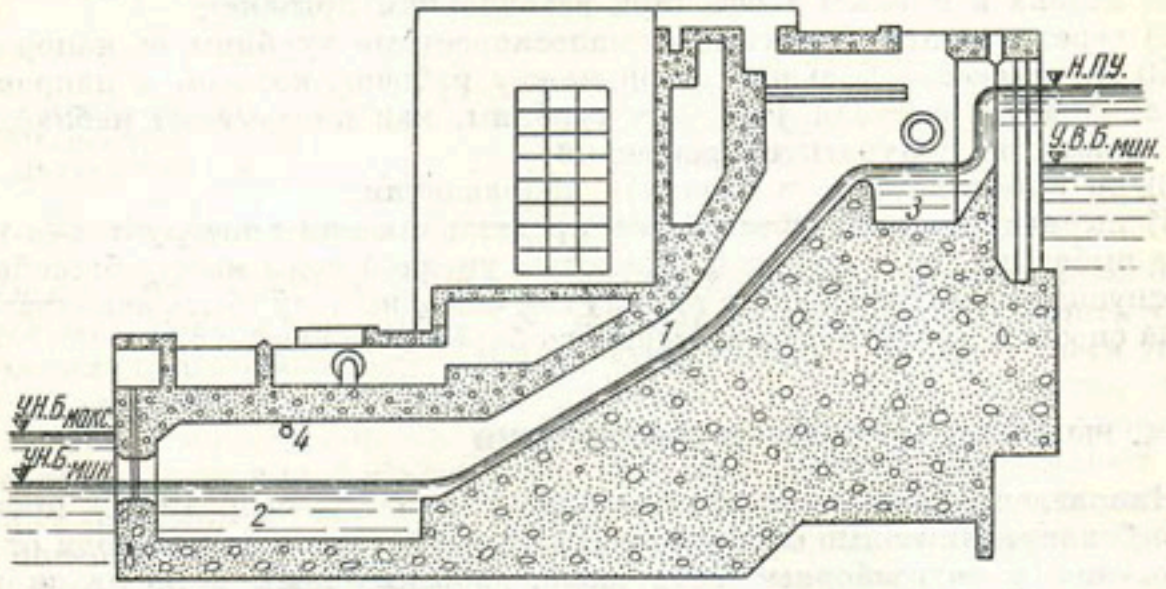


Рис. 26—8. Схема гидравлического рыбоподъемника:
1 — наклонная галерея; *2* — нижняя камера; *3* — верхняя камера; *4* — обводная труба.

лические рыбоподъемники. Основными частями такого рыбоподъемника являются: наклонная галерея *1* и две камеры: нижняя — *2* и верхняя — *3* (рис. 26—8). Изображенная на этом рисунке наклонная галерея рыбоподъемника [1] имеет сечение 3,66 × 1,83 *м*. В нижней камере шириной 3,66 *м* и длиной 10,4 *м* устроены два впускных отверстия, перекрытых затворами. Из нижней камеры, минуя впускные отверстия, можно сбрасывать воду по обводной трубе *4*.

Рабочий цикл рыбоподъемника, рассчитанный на 4 часа, начинается при открытых затворах нижней камеры. Вода из верхнего бьефа поступает в гаситель типа колодца в верхней камере и стекает по наклонной галерее через нижнюю камеру в нижний бьеф. Вытекающая струя воды привлекает рыбу к нижней камере, в которой она и собирается. После закрытия отверстий нижней камеры и заполнения наклонной галереи водой начинается пропуск воды по обводной трубе. Вследствие этого в галерее создается ток воды, понуждающий рыбу подниматься в верхнюю камеру. В верхний бьеф рыба переплывает через верх затвора. Затем начинает автоматически открываться отверстие нижней камеры и рыбоход частично опорожняется. После полного открытия затвора цикл заканчивается. Расход рыбохода при незаполненной галерее составляет 14 $м^3/сек$.

Преимущества гидравлического рыбоподъемника:

1) он может быть сооружен при плотинах любой высоты и конструкции;

2) при подъеме рыба затрачивает минимальные усилия и защищена от нежелательных толчков;

3) может быть использован для спуска покатной рыбы во время опорожнения рыбохода.

---

[1] Б. В. Шаков. Рыбоподъемник плотины Торр Эчилти (Шотландия). «Гидротехническое строительство» № 6, 1957.

§ 26—5. ЛЕСОПРОПУСКНЫЕ СООРУЖЕНИЯ

Для пропуска через гидроузлы сплавляемого по рекам леса устраивают специальные сооружения. На небольших сплавных несудоходных реках лесной материал сплавляют россыпью или молем. На судоходных реках сплав леса производят в плотах. Академик А. Н. Костяков [1] указывает для сплавляемого материала следующие величины осадок и запасы до нижней поверхности древесины (табл. 26—2).

Таблица 26—2

Сплавляемый материал	Осадка (в *м*)	Запас (в *м*)
Россыпь (моль)	0,20—0,30	0,20
Однорядные плоты	0,30—0,40	0,25
Двухрядные »	0,50—0,65	0,30

Осадка многорядных плотов, состоящих из нескольких рядов бревен (до восьми), доходит до 2,7—2,9 *м*, и сплав их можно производить только по большим судоходным рекам. В зависимости от способа сплава леса устраивают в гидроузлах те или иные лесосплавные сооружения. Пропуск отдельных бревен в низконапорных гидроузлах на небольших реках производят через лесоспуски или бревноспуски. Эти сооружения представляют собой лотки, выполненные чаще всего из дерева, треугольного или трапецеидального поперечного сечения. Лесоспускным лоткам придают уклоны в пределах 0,01—0,10 с тем, чтобы скорости в них были порядка 2,5—5 *м/сек*. Лотки размещают в плотине или вне ее—у одного из берегов. На рисунке 26—10 показано поперечное сечение бревноспуска в ряжевом устое и продольный разрез по бревноспуску. Порог бревноспуска приподнят над уровнем порога плотины и заглублен под НПУ на 1,5 *м*.

Направление бревен к отверстию бревноспуска производят при помощи сплавонаправляющих сооружений: бон или лав. Чтобы обеспечить необходимые глубины воды в бревноспуске и тем самым пропуск бревен по нему при колебании уровня воды в верхнем бьефе, применяют следующие конструкции этих сооружений.

1. При постоянном пороге бревноспуска входное отверстие его перекрывают шандорами, которые постепенно по мере понижения уровня воды в верхнем бьефе вынимают, обеспечивая тем самым подачу необходимого расхода в лоток и поступление туда бревен.

2. Верхнюю часть дна лотка делают из наклонных шандор, которые по мере сработки водохранилища разбирают, тем самым понижая порог лотка (рис. 26—11). Такая конструкция применима при колебаниях уровня воды до 1,5 *м*. Недостаток ее состоит в том, что через щели между шандорами происходит большая утечка воды, и установка шандор при временных перерывах лесосплава сложна.

3. Устраивают несколько неподвижных лотков, имеющих пороги на разных уровнях, отличающихся по высоте на 0,5—0,8 *м*. Входные отверстия перекрыты шандорами (рис. 26—12). Одновременно с понижением уровня воды верхнего бьефа открывают отверстия соответствующих лотков.

4. Подвижная верховая часть лотка представляет собой сегментный опускной затвор, обшитый с верхней стороны (рис. 26—13). Вторая часть лотка неподвижная. Опуская и приподнимая затвор, можно регулировать поступление лесного материала в лоток. Входную и выходную части бревноспусков лучше всего располагать по направлению течения, нормально напорному фронту гидроузла. Иногда сплавные лотки устраивают для

[1] А. Н. Костяков. Основы мелиораций. Сельхозгиз. М., 1951, стр. 628.

а

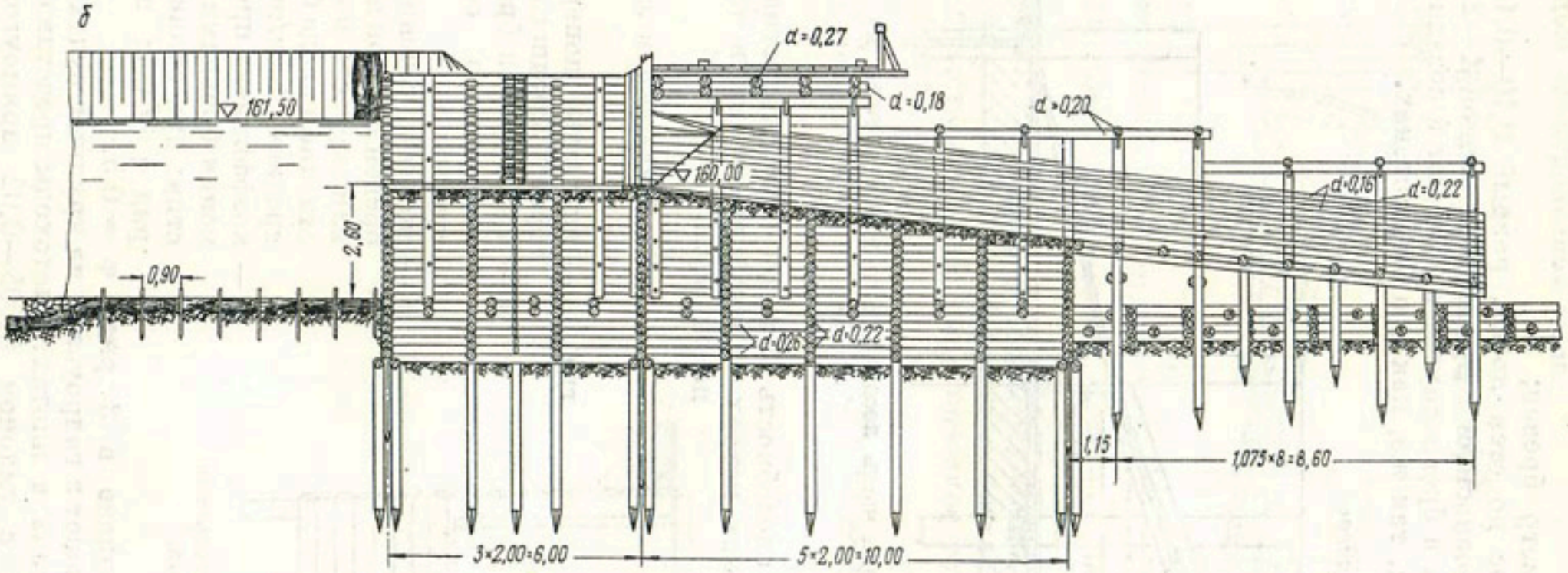


Рис. 26—10. Бревноспуск в устое ряжевой плотины:
поперечный (*а*) и продольный (*б*) разрезы.

пропуска бревен в обход препятствий, встречающихся на сплавных реках. Ширину бревноспусков по урезу воды B принимают по формуле:

$$B = nd + \Delta B, \qquad (26—1)$$

где n— число бревен, одновременно проходящих через поперечное сечение лотка;

d— средний диаметр бревен;

ΔB— боковой запас до стен лотка, равный 0,10—0,15 *м*.

Обычно ширину бревноспуска принимают равной 1—2 *м*. Для уменьшения скорости течения в бревноспуске прибегают к созданию в нем искусственной шероховатости, так же, как и в быстротоках.

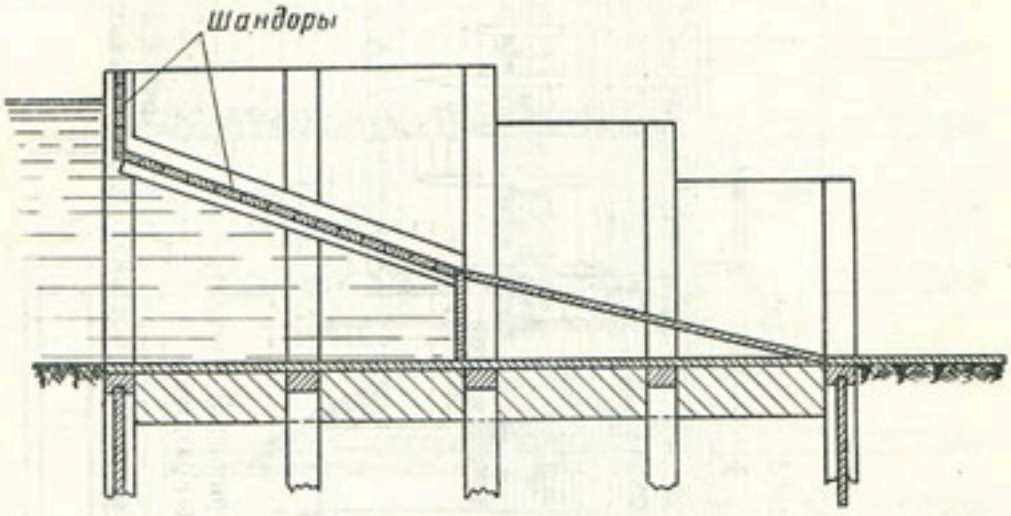


Рис. 26—11. Верхняя часть лесосплавного лотка с дном из наклонных шандор.

Сплавопропускная способность входной части отверстия бревноспусков, выраженная в кубических метрах плотной древесины в час, определяется по формуле:

$$N = 3600\varphi\omega v n \text{ в } м/час, \qquad (26—2)$$

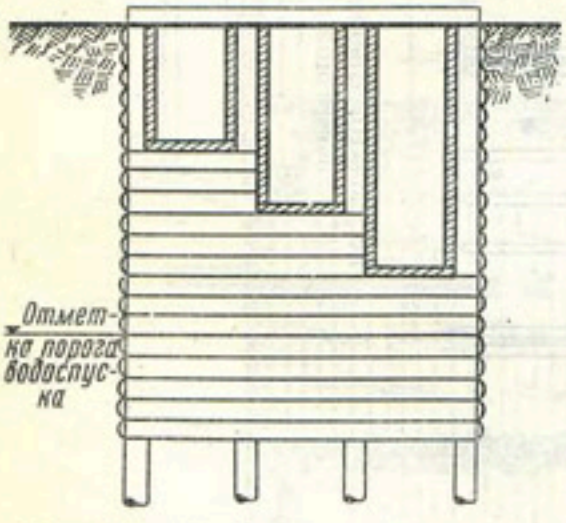


Рис. 26—12. Входные отверстия неподвижных лотков.

где ω — площадь поперечного сечения бревен среднего диаметра в *м*;

n — число рядов бревен по ширине поперечного сечения бревноспуска;

v — скорость течения в месте ввода бревен в лоток из верхнего бьефа или скорость подачи при искусственном вводе бревен в *м/сек* (в среднем 1 *м/сек*);

φ — коэффициент продольного заполнения бревнами входного отверстия; при сплаве бревен в один ряд $\varphi = 0{,}7$; при сплаве в 2 ряда $\varphi = 0{,}6$; при сплаве в 3 ряда $\varphi = 0{,}5$.

Плотоходы устраивают в гидроузлах на крупных судоходных реках при сплаве лесного материала в плотах. Плотоходы представляют собой широкие наклонные лотки с уклоном 0,005—0,02 прямоугольного сечения. Материалом для их возведения служит дерево, бетон или железобетон. Допускаемые скорости течения в плотоходах меньше, чем в бревноспусках, и равны 2—4 *м/сек*. Ширина плотоходов колеблется от 5 до 20 *м*. Отверстие их перекрывают обычно сегментным затвором. За плотоходом устраивают плавучий пол для обеспечения безопасного спуска плота в нижний бьеф.

В гидроузле плотоходы располагают вблизи берега, у которого плоты перед пропуском через плотоход могут быть остановлены и, если надо, переформированы до размеров, при которых плот может быть пропущен через сооружения.

На Камском гидроузле пропуск плотов производят через судоходные шлюзы с помощью электровозной тяги.

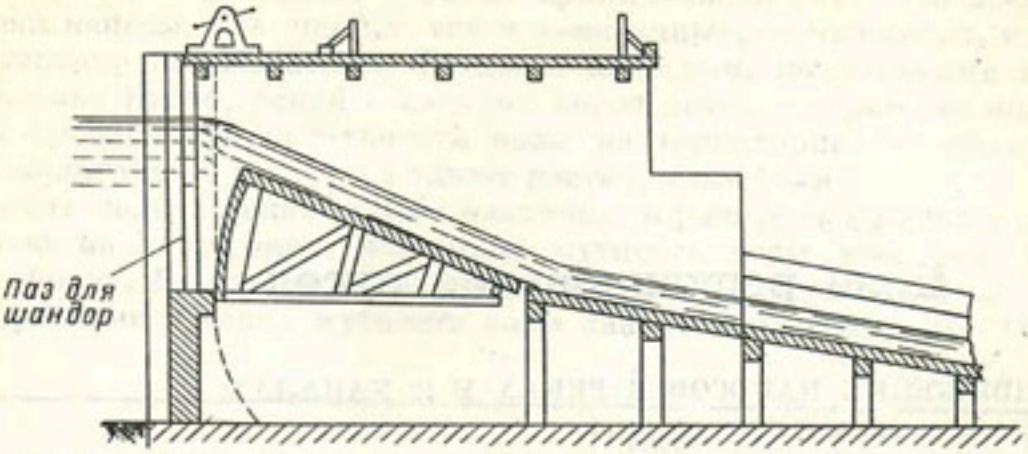


Рис. 26—13. Лесосплавной лоток с сегментным опускным затвором

Запроектированы лесопропускные сооружения, названные плотошлюзом и лесоподъемником. Первое сооружение состоит из шлюзовой камеры и лотка; второе представляет собой механическое устройство для перевалки леса без расходования воды[1].

[1] В. Ф. Саперов. Новые типы лесопропускных сооружений. «Гидротехническое строительство» № 6, 1958.

ЧАСТЬ ШЕСТАЯ

Регулирование русел

Глава 27

Цели регулирования русел

§ 27—1. ДВИЖЕНИЕ НАНОСОВ В РЕКАХ И В КАНАЛАХ

Продольный профиль реки от истока до устья составляется из ряда характерных участков, определяемых топографическими, геологическими и климатическими условиями; в общем случае его можно разделить на четыре участка: 1) горный, с очень большими уклонами (измеряемыми десятыми и сотыми долями); 2) предгорный, с большими уклонами (до 0,001); 3) равнинный, со средними и малыми уклонами (0,0001 и менее); 4 — дельтовый, с весьма малыми уклонами (около 0,00005 и менее).

Не все реки имеют указанные участки, у некоторых из них отсутствуют равнинные участки — это наблюдается у горных речек, теряющихся по выходе из предгорий в гравелисто-галечниковых отложениях (р. Кок-Сай бассейна р. Ассы Киргизской ССР) и выклинивающихся потом в виде многочисленных ключей. У других рек могут отсутствовать горные участки (Ока, Днепр). На горном участке реки протекают в каньонах или узких поймах, сложенных камнями, крупной галькой; течение воды здесь принимает нередко каскадные формы. Вследствие большого продольного уклона поток обладает весьма значительным избытком энергии и в бурно нарастающие паводки (дождевые, от снеготаяния, таяния ледников) здесь перекатывается большое количество камней и гальки, при относительно малом содержании взвешенных наносов. В межень расход воды небольшой, вода чистая или слабо замутненная[1].

На предгорных участках реки формируют неширокие поймы, сложенные из гальки, хряща, угловатого песка и лишь к концу участка хрящ и песок принимают окатанные формы. В паводки, здесь так же быстро нарастающие, реки протекают в нескольких руслах, переносят много донных и взвешенных наносов; в межень они часто меняют русло и могут течь по другому руслу, чем до паводка.

В равнинной части реки принимают значительные притоки, становятся более многоводными, протекают большей частью в своих отложениях, имеют широкие, развитые, со староречьями поймы, с одной или несколькими террасами. Бóльшая часть наносов перемещается во взвешенном состоянии и лишь небольшая часть — как донные. Однако и в этом случае возможны исключения; так, р. Аму-Дарья по выходе из гор на равнину на протяжении почти 1200 *км* не принимает ни одного притока до впадения в Аральское море. В дельтовой части реки разветвляются на несколько рукавов, течение становится медленным, усиленно выпадают взвешенные наносы; так, дельта р. Терека за счет наносных отложений ежегодно удлиняется приблизительно на 100 *м* в Каспийское море.

[1] О гидрологии см. А. И. Воейков. Избранные сочинения, т. I, М.— Л., 1948. Сборник «Вопросы гидротехники свободных рек». Речиздат, М., 1948.

Таким образом, в горной части река интенсивно размывает свое русло, углубляет его и переносит наносы, преимущественно как донные; в предгорной части размыв русла продолжается, но наносы здесь преимущественно транспортируются в равнинную часть, где они в значительной доле откладываются; в дельтовой части наносы выпадают из потока и лишь мельчайшие уносятся в море. При впадении реки в более крупную реку часть наносов дельтового участка поступает в поток принимающей реки. На всем протяжении реки наносы, как донные, так и взвешенные, окатываются, истираются и постепенно измельчаются. Вместе с наносами, получаемыми как продукты размыва русла, рекой в паводок переносятся в огромном количестве продукты эрозионной деятельности воды на территории бассейна реки — мелкие и мельчайшие наносы, а также растворимые соли.

Мутность воды в реках весьма различна; в равнинных реках с развитой лесистостью на территории бассейнов мутность воды невелика; в реках южных районов, безлесных, с развитой эрозионной деятельностью, с большими скоростями течения мутность воды значительна (табл. 27—1).

Таблица 27—1

Река — пункт наблюдения	Общая длина реки (в км)	Общая площадь водосбора (в тыс. км²)	Годовой сток		Среднегодовая мутность (в г/м³)
			воды (в км³)	взвешенных наносов (в млрд. т)	
Сыр-Дарья—Кзыл-Орда	2982	462	21,5	26,5	1350
Кама—Чистополь	2030	522	130,0	8,6	82
Или—Илийское	1400	132	14,5	9,7	668
Кубань—Краснодар	941	58	14,0	10,0	710
Зеравшан—Дупули	738	42	4,9	5,0	1030
Чу—Таш-Уткуль	1030	27	2,1	1,4	669

Сток растворенных в воде веществ также велик и иногда может превосходить сток взвешенных наносов, что видно из таблицы 27—2.

Таблица 27—2

Река—пункт наблюдения	Общая длина реки (в км)	Общая площадь водосбора (в тыс. км²)	Годовой сток			Среднегодовая мутность (в г/м³)
			воды (в км³)	взвешенных наносов (в млрд. т)	растворенных веществ (в млрд. т)	
Обь — Салехард	5570	2930	394	12,9	30,2	34
Енисей — Игарка	4050	2707	548	10,5	29,5	19
Лена — Табага	4270	2425	488	7,0	41,0	34
Волга — Дубовка	3690	1380	252	25,5	47,0	105
Днепр — Кременчуг	2285	503	52	2,2	8,6	41
Аму-Дарья — Керки	2450	227	63	217,0	17,7	3500
Кура — Сабирабад	1515	188	19	36,3	4,4	1950
Терек — Каргалинская	600	44	11	26,0	3,1	2180

Среднегодовые мутности дают только общее представление о качестве воды и еще не отражают характерных особенностей режима рек. Так, в период паводка мутность воды р. Аму-Дарьи достигает 12 *кг/м³*, р. Вахш — 30 *кг/м³*, р. Хуан-Хе (Желтая)— 150 *кг/м³* и более, с преобладанием мелких наносов, поступающих в реку от эрозионной деятельности на склонах водосборного бассейна.

Донные и придонные наносы (так называемые влекомые наносы) в нижних участках рек составляют около 5—12% от взвешенных, и размеры их невелики (около 0,25—1,0 *мм*); в предгорных и горных участках рек содержание их

возрастает до 20—50% и увеличиваются размеры. В каменно-грязевых потоках (селях), вызываемых на крутых участках рек бурными паводками (от дружного снеготаяния, от сильных ливней), содержание наносов достигает 400—500 *кг/м*³.

Подробное изучение режима рек на гидрологических станциях показало, что пики расходов воды и наносов не совпадают. Последовательность максимумов элементов при весеннем половодье (или летнем — в случае значительного влияния ледникового питания) в каждом створе реки следующая: 1) максимум гидравлического уклона; 2) максимум расхода наносов; 3) максимум скорости течения; 4) максимум расхода воды; 5) максимум глубины воды.

Однако ввиду еще недостаточной изученности всего процесса прохождения паводка и значительного влияния местных условий обычно исходят из допущения совпадения по времени всех максимумов, хотя разница между отдельными максимумами может достигать нескольких недель.

Влекомые наносы еще далеко не полно изучены как вследствие технических трудностей при их учете, так и вследствие недостаточно разработанной аппаратуры для взятия их проб на гидрометрических постах. Для учета расхода влекомых наносов из несвязных грунтов предложено несколько эмпирических формул, основанных на обработке натурных данных.

Г. В. Лопатиным для ориентировочного определения расхода влекомых наносов G в *кг/сек* предложена формула[1], полученная по данным гидрометрических измерений на Луге, Дону, Кемхи, Куре, Мологе:

$$G = 1400B\frac{(v-v_0)\,i^{1/3}}{d^{1/3}}, \qquad (27-1)$$

где B — часть ширины русла, в пределах которой происходит наиболее интенсивное движение наносов, в *м*;
d — средний диаметр наносов в *мм*;
i — уклон потока;
v — средняя скорость течения потока в *м/сек*;
v_0 — средняя скорость течения, при которой начинается движение наносов, в *м/сек*; v_0 принимается по нормам допустимых неразмывающих скоростей или по приведенным ниже формулам (27—6), (27—7), (27—9).

Формула А. Шоклича для определения удельного расхода донных наносов $q_т$ в *кг/сек* (т. е. на 1 *м* ширины русла) имеет вид:

$$q_т = \frac{7000}{\sqrt{d}}\,i^{3/2}\,(q-q_0), \qquad (27-2)$$

где d — средний диаметр частиц в *мм*;
q — погонный расход воды в *м*³/*сек*;
q_0 — предельный погонный расход воды на 1 *м* ширины русла в *м*³/*сек*, при котором начинается движение наносов, определяемый по формуле:

$$q_0 i^{1/3} = 0{,}00001944d \qquad (27-3)$$

Для вычисления полного расхода донных наносов $Q_т$ удельный расход следовало бы умножить на ширину активной полосы B, но так как определение B затруднительно, то вычисление $Q_т$ в *кг/сек* рекомендуется вести по формуле (27—2), записанной в следующем виде:

$$Q_т = \frac{7000}{\sqrt{d}}\,i^{3/2}\,(Q-Q_0), \qquad (27-4)$$

где Q — полный расход потока в *м*³/*сек*;
Q_0 — расход потока, при котором начинается движение донных наносов, в *м*³/*сек*.

[1] Б. В. Поляков. Гидрологический анализ и расчеты. Гидрометеоиздат. 1946; Г. В. Лопатин. Наносы рек СССР. Географгиз, 1952.

Профессор И. И. Леви предлагает следующую проверенную в лаборатории формулу удельных расходов донных наносов[1] в *кг/сек·м*:

при $\frac{d}{h} > \frac{1}{1000}$:

$$q_т = 2\left(\frac{v}{\sqrt{gd}}\right)^3 d\,(v - v_0)\left(\frac{d}{h}\right)^{1/4}\left(\frac{d_{макс}}{d}\right)^{1/7}, \qquad (27-5)$$

где v — средняя скорость потока в *м/сек*;
d — средний диаметр частиц в *м*;
$d_{макс}$ — наибольший диаметр частиц в *м*;
h — глубина потока в *м*;
v_0 — начальная скорость перемещения частиц в *м/сек*, определяемая из следующих формул:

при $\frac{h}{d} > 60$

$$v_0 = 1{,}4\sqrt{gd}\left(\frac{d_{макс}}{d}\right)^{1/7}\ln\frac{h}{7d}; \qquad (27-6)$$

при $10 < \frac{h}{d} < 60$

$$v_0 = 1{,}4\sqrt{gd}\left(\frac{d_{макс}}{d}\right)^{1/7}\left(1 + \ln\sqrt{\frac{h}{7d}}\right). \qquad (27-7)$$

Профессор В. Н. Гончаров для удельного расхода донных наносов $q_т$ в *кг/сек·м* дал также проверенную в лаборатории формулу:

$$q_т = 2{,}08\left(\frac{v}{v_п}\right)^3 d\left(\frac{d}{h}\right)^{0,2}(v - v_п), \qquad (27-8)$$

где d — диаметр зерен однородных наносов, перемещаемых потоком, в *м*;
h — глубина потока в *м*;
v — скорость течения воды в *м/сек*;
$v_п$ — скорость в *м/сек*, при которой происходит срыв с места частиц наносов, определяемая из формулы:

$$v_п = 3h^{0,2}\left(\frac{d}{D}\right)^{0,2}(d + 0{,}0014)^{0,6}, \qquad (27-9)$$

где D — наибольший диаметр частиц наносов в *м*.

Позднее В. Н. Гончаров[2] предложил зависимость в другой форме:

$$q_т = 1{,}96\,(1 + \varphi)\,v_п d\left(\frac{v}{v_п}\right)^{4,33}, \qquad (27-10)$$

где φ — параметр турбулентности, определяемый по соответствующим таблицам; при $d > 1{,}5$ *мм* $\varphi = 1$.

Профессор Г. И. Шамов предложил формулу для удельного расхода донных наносов $q_т$ в *кг/сек·м* при $d \geqslant 0{,}15 \div 0{,}20$ *мм*, проверенную им на Самуре и Волге[3]:

$$q_т = 0{,}95\sqrt{d}\left(\frac{v}{v_0}\right)^3\left(\frac{d}{h}\right)^{1/4}(v - v_0), \qquad (27-11)$$

где

$$v_0 = 3{,}83 d^{1/3} h^{1/6}. \qquad (27-12)$$

Помимо приведенных формул, имеется еще несколько предложений, также с разной степенью точности освещающих вопрос о движении донных наносов.

---

[1] И. И. Л е в и. Динамика русловых потоков. Госэнергоиздат, 1957.
[2] В. Н. Г о н ч а р о в. Динамика русловых потоков. Гидрометеоиздат, 1954.
[3] Г. И. Ш а м о в. Речные наносы. Гидрометеоиздат, 1954.

Для горных и предгорных участков рек И. Я. Орлов[1] предлагает следующую формулу для удельного содержания донных наносов $\varrho_т$ в *кг/м³*:

$$\varrho_т = 0{,}006\,\gamma\left[\frac{hi}{d(\sigma-1)} - 0{,}04\right], \qquad (27-13)$$

где γ — удельный вес воды, равный 1 *т/м³*;
σ — отношение $\gamma_н : \gamma$, в среднем равное 2,65;
$\gamma_н$ — удельный вес наносов, в среднем равный 2,65 *т/м³*;
d — средний диаметр смеси движущихся наносов в *м*;
h — средняя глубина воды в *м*;
i — уклон водной поверхности.

Транспортирующая способность потока, т. е. способность нести взвешенные наносы, зависит от крупности и формы частиц наносов, их удельного веса, гидравлических характеристик потока (скорость, гидравлический радиус, шероховатость русла), температуры воды. Для определения величины транспортирующей способности предложено несколько формул, в которые, в числе других факторов, входит так называемая гидравлическая крупность наносов w, т. е. скорость осаждения их в спокойной воде.

Очевидно, что скорость осаждения наносов в текущей воде c будет меньше гидравлической крупности и, собственно, ее следовало бы вводить в расчетные формулы вместо w. Но вследствие сложности определения величины c (существенно зависящей от турбулентности потока и условий стесненного выпадения наносов), в формулы вместо нее вводят w, как сравнительно просто определяемую. Однако и в определении величины w встречаются свои трудности, зависящие главным образом от способа подготовки пробы наносов для механического анализа (способы Сабанина, Робинзона, пипетки и др.), в результате чего величины для одной и той же пробы наносов могут оказаться сильно разнящимися между собой. Поэтому рекомендуемые авторами формулы транспортирующей способности более или менее достоверны лишь для того способа механического анализа наносов, который был использован при выводе формулы.

Для транспортирующей способности каналов проф. Е. А. Замарин предложил следующую формулу:

$$\varrho = 0{,}022\,\frac{v}{w}\sqrt{\frac{Riv}{w}}, \qquad (27-14)$$

где ϱ — транспортирующая способность в *кг/м³*;
v — средняя скорость течения воды в *м/сек*;
R — гидравлический радиус в *м*;
i — гидравлический уклон открытой поверхности воды;
w — средневзвешенная гидравлическая крупность наносов в *м/сек* ($0{,}002 \leqslant w \leqslant 0{,}008$ *м/сек*), определенная по Сабанину.

При $0{,}0004 \leqslant w \leqslant 0{,}002$ *м/сек* формула (27—14) принимает вид:

$$\varrho = 11v\sqrt{\frac{Riv}{w}}. \qquad (27-15)$$

Средневзвешенная гидравлическая крупность исчисляется как среднеарифметическая по формуле:

$$w = \frac{\Sigma w_i p_i}{100}, \qquad (27-16)$$

где w_i — средняя гидравлическая крупность данной фракции наносов, определяемая по формуле:

$$w_i = \frac{w_1 + w_2 + \sqrt{w_1 w_2}}{3}; \qquad (27-17)$$

---

[1] И. Я. Орлов. Некоторые вопросы исследований русел при водозаборе. Ташкент, Институт сооружений АН УзССР, 1952.

p_i — процентное содержание этой фракции наносов;
w_1 и w_2 — граничные значения гидравлической крупности наносов данной фракции.

Исследования транспортирующей способности арыка Кыз-Кеткен, по данным И. П. Яроша, показали, что гидравлическая крупность наносов, определенная по способу пипетки, в 1,6—2,2 раза больше, чем по способу Сабанина; поэтому, если пользоваться формулой (27—14), когда w определена по способу пипетки, то коэффициент 0,022 должен быть увеличен в среднем до 0,050—0,045, а в формуле (27—15) до 22—26.

Формула А. Г. Хачатрян для каналов:

$$\varrho = 0{,}69 \frac{v^{3/2}}{\sqrt[3]{Rw}}; \qquad (27—18)$$

при тех же обозначениях гидравлическая крупность находится из формулы:

$$w = \frac{0{,}5\,(w_{n+1} - w_1)^2}{w_{n+1}\left(\ln \frac{w_{n+1}}{w_1} - 1\right) + w_1}, \qquad (27—19)$$

где w_{n+1} и w_1 — максимальная и минимальная гидравлические крупности данной пробы наносов по методу пипетки.

В. В. Пославский предложил следующую формулу транспортирующей способности потока для каналов:

$$\varrho = ARi, \qquad (27—20)$$

где ϱ — транспортирующая способность потока в *кг/м*³;
R — гидравлический радиус при равномерном движении в *м*;
i — гидравлический уклон потока;
A — коэффициент, изменяющийся от 17 000 до 24 000 (при 24 000 не исключено заиление канала).

Формула получена из наблюдений за режимом наносов в оросительных каналах, когда часть более крупных наносов осаждалась на головных участках каналов.

Формула Г. В. Лопатина для ϱ в *г/м*³ в реках:

$$\varrho = \frac{4i\sqrt{h}}{n^2 w}, \qquad (27—21)$$

где h — средняя глубина в *м*;
n — коэффициент шероховатости; остальные обозначения прежние.

§ 27—2. ФОРМИРОВАНИЕ РУСЕЛ

На прямолинейных участках рек и каналов с умеренными уклонами в результате уравновешенного взаимодействия потока и русла, сложенного из однородных сыпучих грунтов, русло для определенного расхода стремится принять симметричную мульдообразную форму (*ab* на рис. 27—4).

Вследствие избытка в величине продольного уклона, за исключением дельтовых и прилегающих к ним участков реки, водный поток обладает достаточной энергией для размыва грунтов русла и переноса продуктов размыва. Неоднородность грунтов русла, различно сопротивляющихся размыву, действие кориолисового ускорения и других факторов (например, ветра) могут вызвать на прямолинейном равнинном участке изогнутость русла (например, вследствие подмыва берега, сложенного внизу из более слабых грунтов).

Под действием возникших из-за кривизны русла центробежных сил эта изогнутость в дальнейшем увеличивается и в результате русло приобретает характерный треугольный профиль в поперечном сечении (рис. 27—1) и форму излучины (меандры) в плане (рис. 27—2).

Центробежная сила, как известно, равна

$$P = \frac{mv^2}{R}, \qquad (27—22)$$

где m — масса воды, движущейся по закруглению со скоростью v;

R — радиус закругления, по которому течет вода.

Эпюры распределения скоростей потока по глубине $v = f(h)$ (рис. 27—1) и по ширине $v = F(b)$ указывают на бóльшие величины скоростей течения на стрежне потока и на меньшие — у дна и у берегов; поэтому и величины центробежных сил будут неодинаковы — большие у поверхности и малые

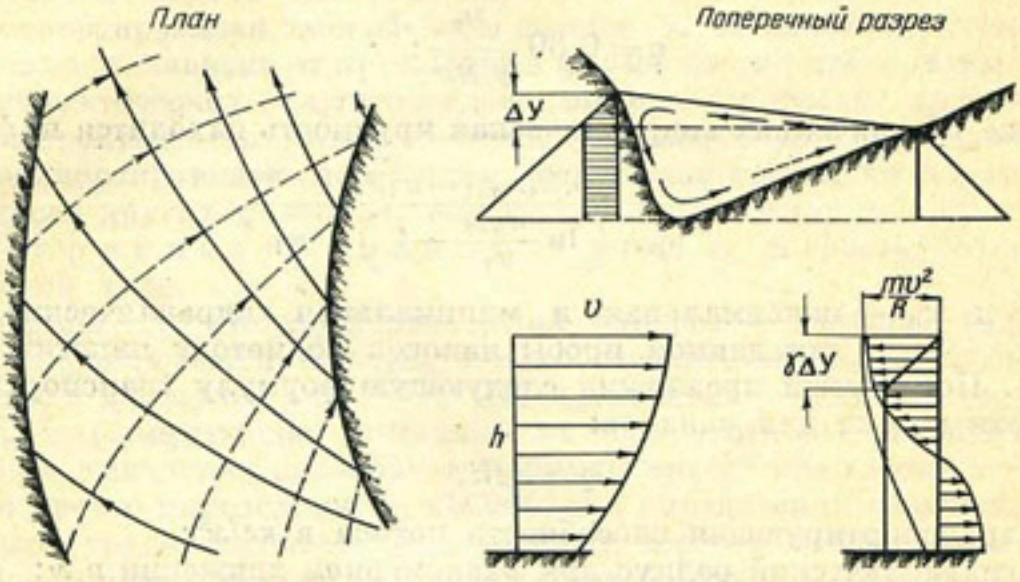


Рис. 27—1. Течение на криволинейном участке русла:
сплошные линии — поверхностные струи; *пунктирные линии* — донные струи.

у дна (рис. 27—1, справа внизу). Центробежные силы вызывают повышение уровня воды у вогнутого берега и понижение уровня у выпуклого, образуя при этом перепад уровней Δy, приближенно равный для неширокого русла:

$$\Delta y = \frac{bv^2}{gR_{ср}}, \qquad (27—23)$$

где b — ширина русла по урезу воды;

$R_{ср}$ — средний радиус закругления русла.

Профессор И. И. Леви для перепада уровней рекомендует следующую приближенную формулу[1]:

$$\Delta y = \left(1 - \frac{R_1}{R_2}\right)\frac{v^2}{g} = \frac{bv^2}{gR_2}, \qquad (27—24)$$

где R_1 и R_2 — радиусы закруглений выпуклого и вогнутого берегов реки.

Если вогнутый берег является правым, то перепад уровней несколько увеличивается за счет кориолисового ускорения; если вогнутый берег является левым — перепад уровней по той же причине несколько уменьшается.

Взаимодействие различных по величине центробежных сил, перепада уровней и кориолисового ускорения создает в поперечном сечении циркуляционное течение, которое, складываясь с поступательным течением, образует своеобразное винтовое течение потока. В результате на поворотах потока поверхностные струи движутся к вогнутому берегу, донные — к выпуклому (рис. 27—1). Поверхностные струи, опускаясь, размывают берег, донные — переносят продукты размыва к выпуклому берегу, где они откладываются, образуя отмели — песчаные косы, и русло в плане приобретает еще более извилистую форму.

[1] И. И. Л е в и. Динамика русловых потоков. Госэнергоиздат, 1948, 1957.

Увеличение извилин (меандр) прекратится, когда уклон реки уменьшится настолько, что скорости течения в ней будут недостаточными для размыва берегов или когда в русле встретятся породы, стойкие против размыва.

Для величин допускаемых (неразмывающих) скоростей имеются нормативные указания, в которых приводятся данные при гидравлическом радиусе $R = 1$ *м* (или при глубине $h = 1$ *м* для широких потоков, когда $R \cong h$)[1]. Для иных глубин допускаемые скорости назначаются по формуле (27—25)[2]:

$$v = v_1 \sqrt[2+R]{R}, \quad \text{или} \quad v = v_1 \sqrt[2+h]{h}, \qquad (27—25)$$

где v_1 — допускаемая скорость при R (или h), равном 1 *м*; показатель корня равен $2 + R$ при $0{,}5 \leqslant R \leqslant 3{,}0$.

Размыв вогнутых берегов производят струи, направленные не по нормали, а под острым углом к очертанию берега, вследствие чего излучины (меандры) постепенно передвигаются вниз. Перемещение меандр вследствие различных радиусов их закруглений (следовательно, и различных центробежных сил) и неодинаковых качеств грунта берегов происходит с разной скоростью; ввиду этого возможны прорывы перешейков между меандрами (в паводки) и образование стариц — стариц (рис. 27—2).

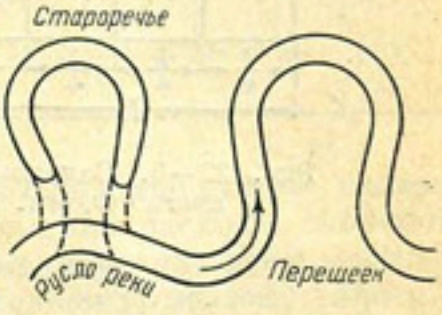


Рис. 27—2. Меандровое русло реки.

Относительно ширины русла по зеркалу воды на закруглениях нет единого мнения; без большой погрешности ее можно считать той же, что и на прямом участке реки. Глубина у вогнутого берега в $1^1/_2$—$2^1/_2$ раза более средней глубины на прямом участке — чем круче извилина, тем больше глубина.

Чередование глубоких мест (плесов) и отмелей (перекатов) на равнинных реках характеризуется закономерностями Фарга (рис. 27—3).

1. Наибольшая глубина плеса и наименьшая глубина переката наблюдается в сечениях, сдвинутых относительно точек берегов с наибольшей и наименьшей кривизной вниз по течению на расстояние четверти суммы длин плеса и переката.

2. Чем больше кривизна берегов, тем больше глубина плеса.

3. Плавному или резкому изменению кривизны берегов соответствует такое же изменение глубины реки.

На рисунке 27—3 от уровня воды OO_1 до дна указываются глубины воды, от OO_1 до OAO_1 указываются кривизны берегов.

На рисунке 27—4 показан участок реки на повороте с перекатом и плесом и живые сечения на них; в плане показаны линии равных глубин (изобаты) и фарватер (линия наибольших глубин —*2—1—2—1—2*).

Описанное выше формирование относится преимущественно к коренному руслу, по которому протекают меженные расходы. Паводковые расходы обычно не вмещаются в коренное русло — вода выходит из берегов, разливаясь по пойме (рис. 28—18, *а*).

При выходе воды на пойму скорость ее течения сильно уменьшается как вследствие больших сопротивлений (коэффициент шероховатости пойменного русла в $1^1/_2$—$2^1/_2$ раза больше, чем коренного), так и вследствие значительного увеличения живого сечения при небольшой глубине потока на пойме.

Уменьшение скоростей влечет за собой выпадение части взвешенных наносов, которые в нижних частях реки образуют вдоль коренного русла так называемые прирусловые валы.

---

[1] СН и П II-И. 3—62. Сооружения мелиоративных систем. Приложение 2.

[2] Е. Замарин. Допускаемые и размывающие скорости водного потока. «Доклады ВАСХНИЛ» № 2, 1948.

Реки, несущие большое количество наносов, в нижней части обычно протекают по широкой пойме, сложенной аллювиальными отложениями. В таких реках вследствие замедления течения наряду с образованием высоких прирусловых берегов (валов) постепенно (ввиду заиления донными

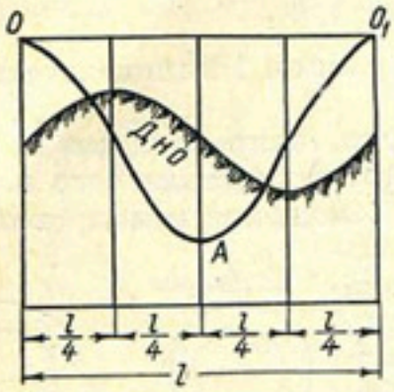


Рис. 27—3. Закономерности Фарга.

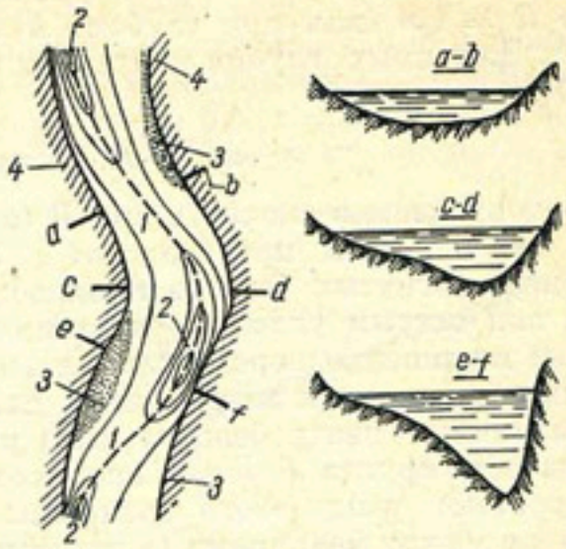


Рис. 27—4. План переката и поперечные сечения реки:
1 — перекат; *2* — плес; *2—1—2—1—2*— фарватер; *3* — песчаные косы; *4* — коренные берега.

и крупными взвешенными наносами) повышается дно до 5—10 *м* над окружающей местностью.

Для качественной оценки устойчивости русла В. М. Лохтин[1] ввел понятие коэффициента устойчивости русел f:

$$f = \frac{d_{ср}}{h} \quad \text{или} \quad d_{ср} = 1000if, \tag{27—26}$$

где $d_{ср}$ — средний диаметр частиц донных наносов в *мм*;
h — падение реки в *м* на 1 *км* ее длины;
i — продольный уклон реки.

В реках с $f \cong 15 \div 20$ не наблюдается постоянного влечения наносов по дну, движение донных наносов носит периодический характер; в реках с $f \leqslant 5$ развивается постоянное влечение донных наносов, но без углубления дна.

На основании изучения рек Государственным гидрологическим институтом (ГГИ) в 1924 г. для устойчивых русел рек, протекающих без разделения на рукава и без образования мелей, была предложена формула:

$$\sqrt{B} = kH, \tag{27—27}$$

где B — ширина русла в *м*;
H — средняя глубина реки в *м*;
k — коэффициент; для каменистого русла $k = 1{,}4$, для песчаного $k = 2{,}75$, для мелкопесчаного, легко размываемого, $k = 5{,}5$.

Профессор В. Г. Глушков рекомендовал для предгорных прямолинейных участков рек, характерных устойчивым руслом, зависимость между шириной русла и средней глубиной потока:

$$B = 10H. \tag{27—28}$$

---

[1] «Вопросы гидротехники свободных рек». Сборник трудов (статьи В. М. Лохтина, А. В. Аносова, Н. С. Лелявского, Н. П. Пузыревского, В. Е. Тимонова, В. Г. Клейберга, Н. Н. Жуковского). Издательство Министерства речного флота СССР, 1948.

Профессор С. Т. Алтунин для устойчивых русел среднеазиатских рек предложил формулу[1]:

$$B^m = kH, \qquad (27—29)$$

где m изменяется от 1,0 до 0,5, а k — от 10 до 3; значения ϱ и m следует выбирать по таблице 27—3.

Таблица 27—3

Участки реки	ρ	m	f
Высокогорный — русло каменистое	0,75	1,0	>10
Горный — русло из булыжника и гальки . . .	0,90	0,80	>7
Предгорный — русло из гальки, гравия, песка	1,0	0,75	>6
Равнинный — русло из разнозернистых песков	1,1	0,70	>5
Нижнее течение рек — русло сложено из мелких песков:			
а) для рек Сыр-Дарьи и Волги	1,3	0,70	>2
б) для Аму-Дарьи (берега из песка и супесей)	1,7	0,50	>1

Отношение устойчивой ширины русла к средней глубине потока зависит от многих факторов: величины и характера протекания расхода, скоростей и уклонов потока, шероховатости русла, режима наносов, реки, грунтов русла. В малых реках оно будет меньше, чем в больших, поэтому значения коэффициентов k в предыдущих формулах имеют ориентировочный характер.

С. Т. Алтунин предлагает оценивать устойчивость прямолинейного русла также следующей формулой:

$$\varrho = \frac{Bi^{0,2}}{Q^{0,5}}, \qquad (27—30)$$

где B — ширина устойчивого в плане участка реки по урезу воды в *м*;
i — продольный уклон водной поверхности реки;
Q — руслоформирующий расход (максимальный расход 10%-ной обеспеченности) в *м*³/*сек*.

По М. В. Потапову [2], Q выбирается 2—10%-ной обеспеченности.

При ширине русла реки больше получаемой по формуле (27—30) в реке будет наблюдаться образование рукавов с устойчивой шириной каждого $B_р$, пропускающих расход $Q_р$, т. е.:

$$B_р = \varrho \frac{Q_р^{0,5}}{i^{0,2}}, \qquad (27—31)$$

при этом сумма ширин всех устойчивых рукавов:

$$\Sigma B_р = \frac{\varrho}{i^{0,2}} \Sigma Q_р^{0,5} > \frac{\varrho}{i^{0,2}} (\Sigma Q_р)^{0,5} = \varrho \frac{Q^{0,5}}{i^{0,2}}. \qquad (27—32)$$

Следовательно, сумма ширин устойчивых рукавов будет больше ширины одного устойчивого русла, пропускающего весь расход.

В том случае, когда ширина русла меньше получаемой по формуле (27—30), будет происходить заиление дна и размыв берегов, т. е. русло будет уширяться.

---

[1] С. Т. Алтунин. Регулирование русел. Сельхозиздат, 1962.
[2] М. В. Потапов. Сочинения, т. I. Сельхозгиз, 1950.

Для рек центрального, западных и юго-западных районов европейской части СССР С. И. Рыбкин установил следующие морфометрические зависимости устойчивых форм русла[1]:

$$B = 8{,}5\sqrt{Q}\sqrt[6]{\frac{k}{\sqrt{I}}}; \qquad (27-33)$$

$$H = 17{,}0\sqrt[4]{Q}\sqrt{\frac{k}{\sqrt{I}}}; \qquad (27-34)$$

где Q — средний многолетний расход в $м^3/сек$;

k — модульный коэффициент, равный $\frac{Qi}{Q}$ в %;

B и H — средняя ширина и глубина реки в $м$;

I — уклон реки в $мм$ на 1 $км$.

По формулам (27—33) и (27—34) следует определять средние значения на участке реки длиной $100B$.

В приведенных выше эмпирических формулах устойчивых форм русел не учитываются количество перемещаемых донных и взвешенных наносов, размеры и формы частиц, состояние русла; поэтому указанные формулы следует рассматривать как приближенные, с различной точностью устанавливающие относительно устойчивые формы русел.

§ 27—3. ЦЕЛИ РЕГУЛИРОВАНИЯ РУСЕЛ

Водный поток находится в непрерывном взаимодействии с руслом, изменяет его, деформирует, и обратно, деформация русла изменяет условия для протекания водного потока (v, i, h, ϱ и др.); в таблицах 27—1 и 27—2 частично отражена колоссальная работа, совершаемая реками.

Деформации проявляются в размывах берегов и дна реки, в образовании излучин, рукавов, островов, береговых и донных отмелей. Неустойчивость русла, интенсивность, а иногда внезапность происходящих изменений является нередко причиной тяжелых повреждений, приносящих огромный ущерб народному хозяйству. Отмели затрудняют судоходство, сплав, забор воды для ирригации, водоснабжение, размывы берегов уничтожают сельскохозяйственные угодья, территории населенных пунктов, разрушают дороги. Во время паводков поймы затопляются из-за недостаточных размеров поперечных сечений, извилистости и малых уклонов речных русел. Перемещения русла в продольном и поперечном направлении по отношению к долине («блуждание» русла) вызывают отход стрежня потока от водозаборных сооружений, гидросиловых установок, пристаней и затонов. Мероприятия по борьбе с деформациями речных русел (с эрозией) называются регулированием рек, а гидротехнические сооружения, применяемые для этого, регуляционными (выправительными) и защитными.

Профессор М. В. Потапов [2] считает, что при регулировании определенного участка естественного водного потока почти никогда не может ставиться задача прекращения руслообразовательных процессов в пределах этого участка. Если еще можно в отдельных редких случаях стремиться к прекращению размыва на всем его протяжении (путем применения искусственного крепления русла), то прекратить поступление наносов сверху на регулируемый участок мы никогда не можем.

Следовательно, в пределах участка всегда будет происходить транспортирование наносов, а в большинстве случаев также и их отложение в определенное время и при определенных условиях, т. е. будет происходить формирование русла. Опираясь на законы формирования русел, инженер-гидротехник должен направить руслообразовательную деятельность

[1] С. И. Рыбкин. Морфометрическая классификация рек. «Метеорология и гидрология» № 4, 1947.

[2] М. В. Потапов. Сочинения, т. I. Сельхозгиз, 1950, стр. 298.

потока таким образом, чтобы в результате ее образовалось и стабилизировалось (закрепилось) русло надлежащей формы и размеров.

К числу основных приемов воздействия на русло относятся:

1) укрепление берегов и дна русел (берегоукрепительные работы);

2) изменение русел в плановом и высотном отношениях (выправительные работы);

3) расчистка и углубление русел (дноуглубительные работы).

Выправительной трассой называют новое русло реки, удовлетворяющее определенным хозяйственным требованиям (плановое расположение, ширина,

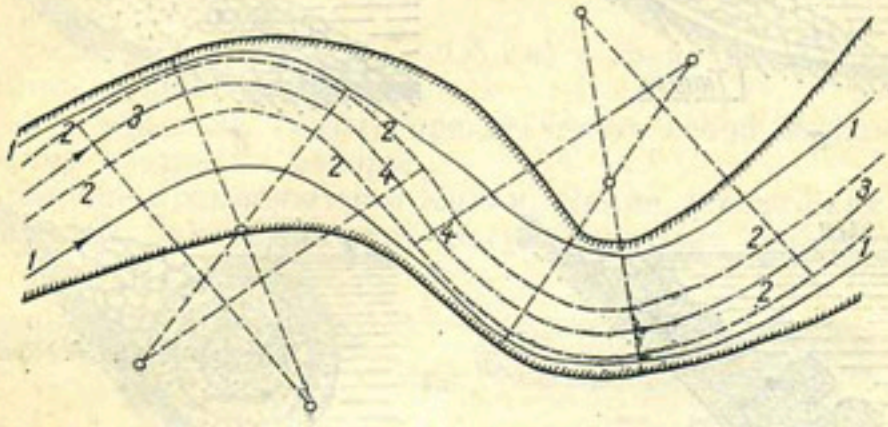


Рис. 27—5. План выправительной трассы:
1—1 — границы выправительной трассы; *2—2* — границы судоходной трассы; *3—3* — фарватер; *4—4* — прямая вставка.

глубины, скорости течения, горизонты воды) и достаточно устойчивое при нормальных эксплуатационных расходах.

Выправительная трасса (рис. 27—5), например, судоходного пути, ограничивается двумя очертаниями новых берегов, в которые частично могут входить и старые; в ней устанавливаются границы судоходного пути.

Выправительная трасса осуществляется выправительными, берегозащитными и дноуглубительными работами.

В тех случаях, когда не ставится задача полного регулирования русла и создания выправительной трассы, осуществляются отдельные из указанных работ. Отдельные виды работ могут осуществляться и в случае создания выправительной трассы реки, когда часть берегов входит в ее состав и когда требуется их укрепление.

Регулирование русел имеет большое значение в мелиорации: в орошении — при заборе воды из рек, в осушении — при регулировании водоприемников осушительных систем и др.

Глава 28

Регулирование русел

§ 28—1. УКРЕПЛЕНИЕ БЕРЕГОВ РУСЛА

Защита берегов от размыва может осуществляться двумя способами: непосредственным их укреплением, когда существующее очертание берега входит в проектируемую выправительную трассу, или путем устройства выправительных сооружений, направляющих поток по новой (или существующей) трассе.

При укреплении берегов, как и вообще при регулировочных работах, широко используются местные строительные материалы.

Укрепление берегов ведется разными способами, чаще каменной наброской с берега при небольших глубинах воды (рис. 28—1), с шаланд с опрокидывающимся днищем, с транспортеров и др. (при больших глубинах).

Слабые грунты берегов (мелкие оплывающие пески) предварительно покрывают легким плетневым тюфяком, затапливаемым пригрузкой камнем или землей в мешках; ради экономии камня при больших глубинах ниже наброски намывают (или засыпают) песок, гравий. Укрепления берегов

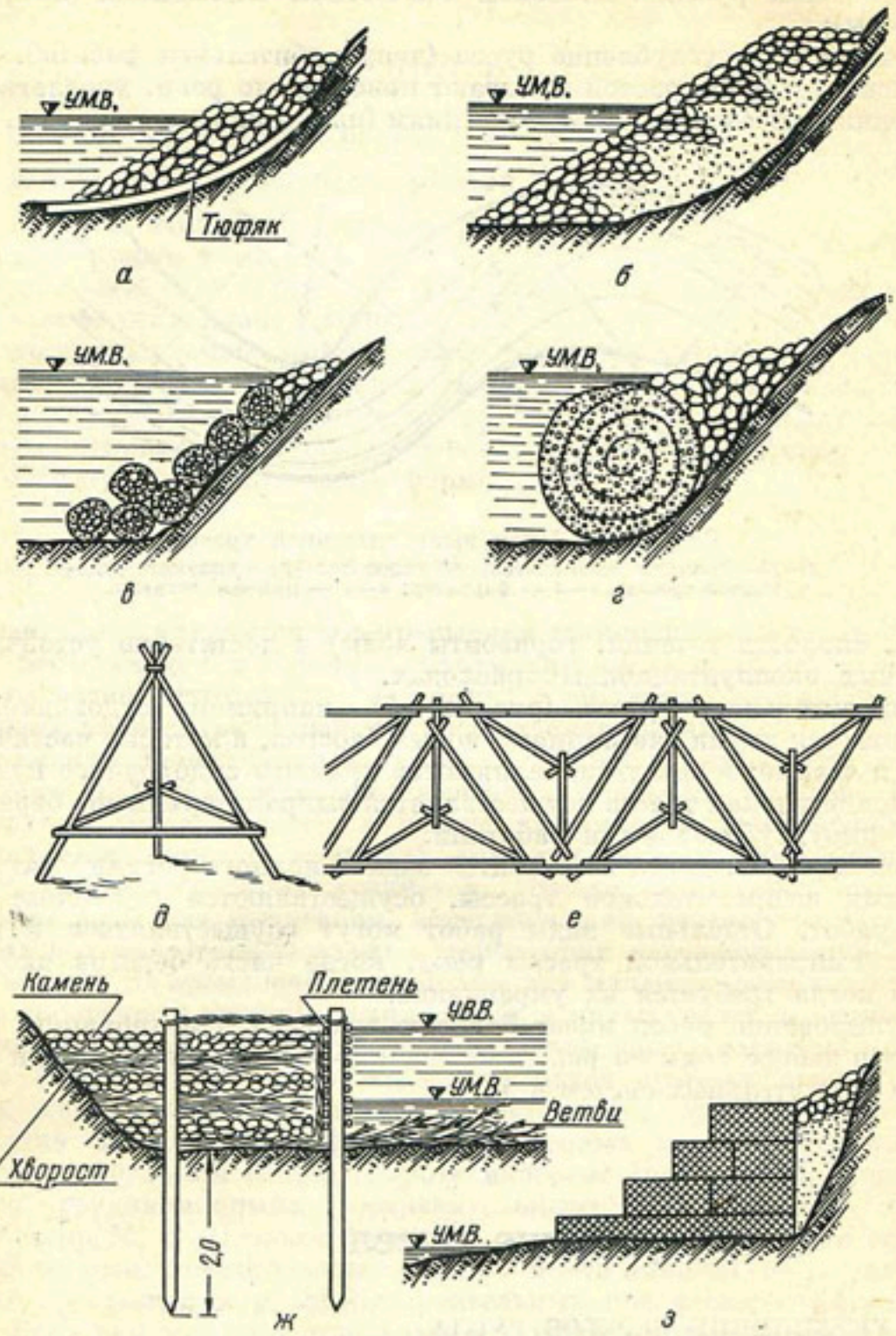


Рис. 28—1. Укрепление берегов:

а — каменной наброской по плетневому тюфяку; *б* — каменной наброской с засыпкой пазух песком; *в* — тяжелые фашинами; *г* — карабурами; *д* — сипаями; *е* — сипайной опоиской; *ж* — плетневыми заборами; *з* — габионной кладкой.

(опояски) выполняют из других местных материалов: из одиночных тяжелых и средних фашин, плетневых заборов, сипаев, габионов, тюфяков (пригруженных камнем) и др. Отдельные элементы регуляционных сооружений показаны на рисунке 28—2.

Ф а ш и н а м и называют пучки хвороста, перевязанные вицами (выкрученным свежесрубленным тонким хворостом) или мягкой проволокой (2—3 *мм*).

К а р а б у р а м и называют толстые и длинные фашины из слоев камыша, соломы (или хвороста), колючки и камня, свернутые в виде рулона, перевязанные проволокой и прошитые кольями; диаметр карабур 1,5—2,0 *м* и более (см. главу 24).

Т ю ф я к и хворостяные устраивают из нескольких слоев хвороста, уложенных нормально друг к другу и скрепленных снизу и сверху сетками из прутяных канатов, которые по узлам связаны веревками, пропущенными через тюфяк (толщиной 0,45—0,80 *м*).

Прутяные канаты (диаметром 10—13 *см*) делают из тонкого хвороста, с перевязкой через 30 *см* вицами.

Фашинные тюфяки (толщиной 0,7—1,5 *см*) устраивают так же, как хворостяные, заменяя хворост фашинами.

Хворостяные покрывала (маты) представляют собой широкие ленты, сплетенные по типу плетневых заборов.

С и п а и широко применяются в Индии, Бирме, в советских республиках Средней Азии, в Закавказье при регулировочных работах на реках

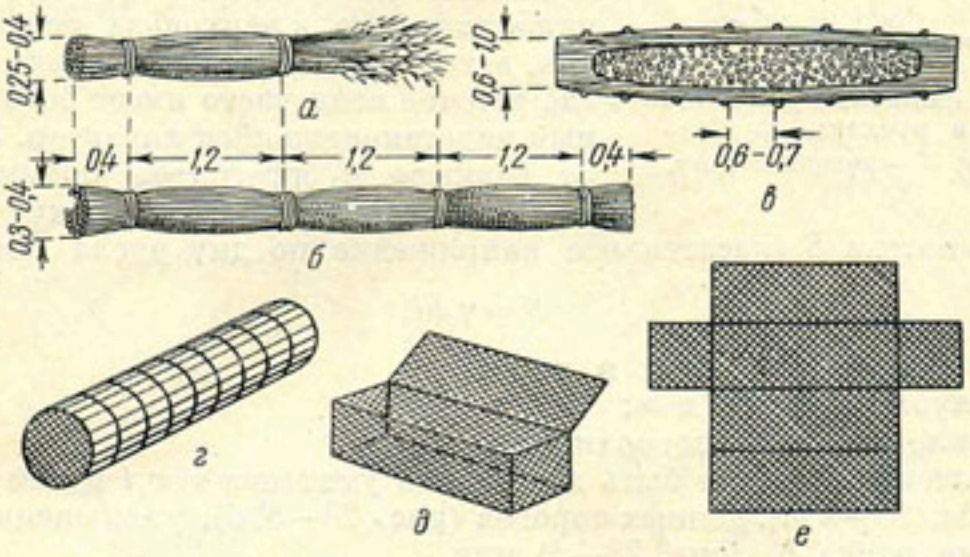


Рис. 28—2. Элементы регуляционных сооружений:
а — однокомельная фашина; *б* — двухкомельная фашина; *в* — тяжелая фашина; *г* — цилиндрический габион; *д* — ящичный габион; *е* — развертка ящика.

с большими скоростями течения. Они представляют собой трехногие или четырехногие козлы из бревен, снабженные горизонтальной площадкой (жердевой или плетневой), устраиваемой на 1—1,5 *м* от низа ног. По мере загрузки площадки (соломой с камнем, грунтом) сипаи опускаются (чему способствует вымыв грунта русла из-под ног сипаев), пока площадка не ляжет на дно реки (см. главу 24).

Г а б и о н ы представляют собой сетчатые ящики из проволоки толщиной 4—8 *мм* размером 0,7÷1 × 1÷1,5 × 3÷5 *м*, заполняемые на месте работ с лицевой стороны более крупными камнями, торчащими из ячеек сетки, а внутри более мелким камнем; уложенные габионы связывают друг с другом проволокой.

Для горных рек габионы выполняют в виде сварных ящиков из 10—12-миллиметрового железа.

Тюфяки представляют собой конструктивное видоизменение габионов с размерами 0,4÷0,5 × 2÷3 × 5÷4 *м*.

За последнее время находят применение крепления из стандартных армированных бетонных плит, шарнирно соединяемых друг с другом; крепления из клеток, собираемых из железобетонных брусков; крепления из бетонных массивов и др.[1].

[1] С. Т. А л т у н и н. Регулирование русел. Сельхозиздат, 1962. К. Ф. А р т а м о н о в. Регулировочные сооружения и работы на реках в предгорных районах. Изд. АН Киргизской ССР, Фрунзе, 1957.

§ 28—2. РЕГУЛИРОВАНИЕ РУСЕЛ ПРИ МЕСТНОЙ ЭРОЗИИ

Укрепление берегов той или иной одеждой носит местный характер, оно не вызывает коренных изменений в направлениях и величине скоростей течения на данном участке реки, которые являются главной причиной эрозии.

Если применение крепления берегов оказывается недостаточным, то необходимо изменить условия течения воды в благоприятную сторону. Для небольших речек и балок могут оказаться в таких случаях достаточными запруды, донные пороги, уширение русла, а для более крупных потоков — регулирующие сооружения типа продольных дамб, полузапруд и др., заставляющие поток принимать желаемое направление.

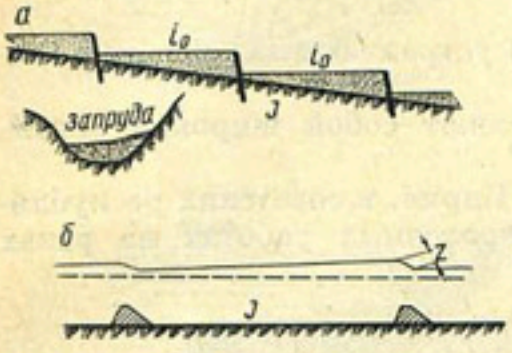


Рис. 28—3. Защитные устройства в руслах:
а — запруды; *б* — донные пороги.

Размывы дна русел особенно резко проявляются на участках со значительными уклонами, т. е. в верховьях рек и их притоков, в горных потоках, оврагах, суходолах, где течение воды часто имеет резко выраженный неустановившийся характер. Защита дна от размыва и берегов от подмыва должна быть направлена на уменьшение размывающей силы потока S (касательное напряжение по дну русла потока):

$$S = \gamma_0 hi, \qquad (28—1)$$

где γ_0 — объемный вес воды в *кг/м*³;
h — глубина потока в *м*;
i — уклон водной поверхности.

Уменьшение S может быть достигнуто уменьшением i путем устройства запруд (рис. 28—3, *а*), донных порогов (рис. 28—3, *б*), уменьшением h путем расширения русла B_1 (рис. 28—4) или устройством параллельного разгружающего русла.

Считают, что сопротивление сдвигу верхнего слоя однородного несвязного грунта дна, сложенного частицами размером d и объемным весом γ, равно R:

$$R = d(\gamma - \gamma_0)(f \pm I), \qquad (28—2)$$

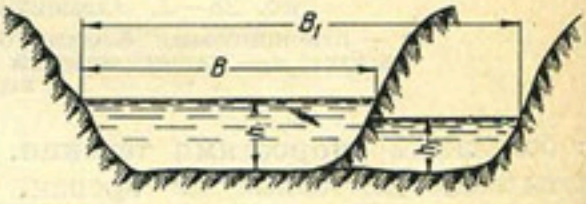


Рис. 28—4. Уширение русла.

где f — коэффициент внутреннего трения несвязного грунта (0,4÷0,6);
I — уклон дна русла (знак плюс принимается при отрицательном уклоне дна, а знак минус — при положительном уклоне дна).

Если приравнять (для случая предельного равновесия верхнего слоя грунта) S к R, то можно получить значение уклона устойчивого дна i_0 (рис. 28—3):

$$i_0 = \frac{d(\gamma - \gamma_0)(f \pm I)}{\gamma_0 h}. \qquad (28—3)$$

Устойчивость дна может быть получена путем укрепления русла различными одеждами (см. § 28—1), в частности путем пригрузки «частицами» размером d_0. Из равенства $S = R$ получаем:

$$d_0 \geqslant \frac{\gamma_0 hi}{(\gamma - \gamma_0)(f \pm I)}. \qquad (28—4)$$

Запруды представляют собой плотины высотой 1,5—3,0 *м* (плетневые, каменнонабросные, фашинные и т. п.), донные пороги (каменная наброска, сухая кладка, кладка на растворе, тяжелые фашины, шпунтовые стенки)—

перепады высотой 1,0—1,5 *м*. Образующиеся перед запрудами и донными порогами наносные отложения уполаживают дно русла.

Уширение русла ведет к снижению глубины h_1 и скорости течения, следовательно, к уменьшению $S_1 = \gamma_0 h_1 i_1$ до безопасных величин. Величину h_1 находят из равенства расходов для первоначального русла и расширенного:

$$Q = BhC\sqrt{hi} = B_1 h_1 C_1 \sqrt{h_1 i_1}; \qquad (28—5)$$

допуская, что $C \cong C_1$ и $i \cong i_1$, получают:

$$h_1 \cong h = \sqrt[3]{\left(\frac{B}{B_1}\right)^2}. \qquad (28—6)$$

Формулы (28—1)—(28—6) соответствуют установившемуся равномерному течению.

По характеру воздействия на поток регуляционные сооружения делятся на массивные, сквозные и струенаправляющие. Массивные регуляционные сооружения отклоняют весь набегающий на них поток в целом, сквозные — пропускают через себя бóльшую или меньшую часть потока и вызывают

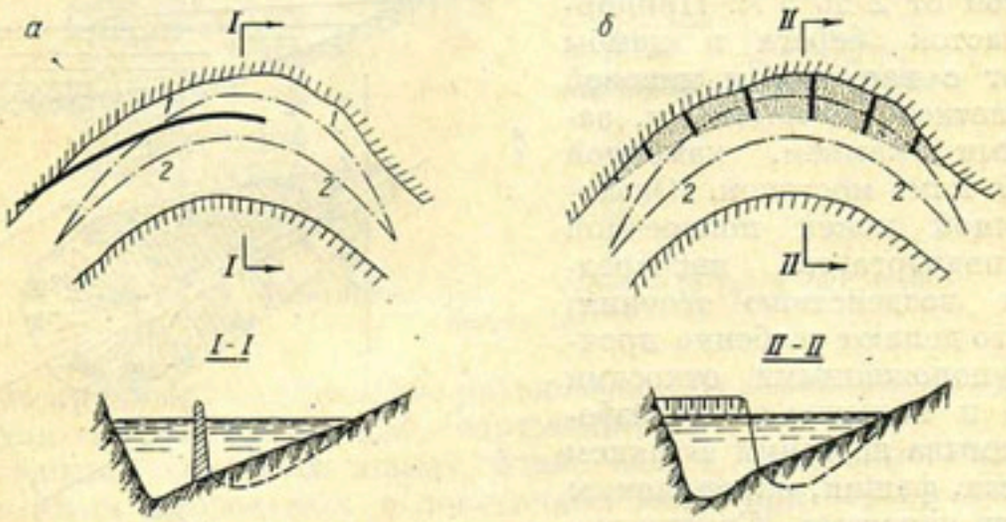


Рис. 28—5. Защита берега от размыва:
а — устройством дамбы; *б* — устройством полузапруд.

перераспределение скоростей по живому сечению русла, струенаправляющие — искусственно создают поперечные циркуляционные течения, под действием которых русло формируется в нужном направлении (см. § 28—5).

По расположению относительно русла регуляционные (выправительные) сооружения делятся на: продольные (струенаправляющие) и поперечные дамбы.

Защита берега от размыва может быть осуществлена изменением направления течения путем устройства продольной струенаправляющей дамбы, отклоняющей стрежень реки от размываемого берега (рис. 28—5), или устройством ряда поперечных дамб, называемых полузапрудами, бунами, шпорами (рис. 28—5), также отклоняющих бытовой стрежень потока *1—1* от размываемого берега в положение *2—2*.

Струенаправляющая дамба, стесняя живое сечение потока, вызывает общее повышение скоростей течения, что влечет за собой размыв русла (пунктир на поперечных сечениях рис. 28—5), более значительный у дамбы, где особенно сильно возрастают скорости.

Полузапруды резко изменяют направление течения и вызывают большие местные размывы. В пространстве между ними образуется несколько вальцов, с осями вращения, близкими к вертикали; особенно интенсивный валец наблюдается у головы полузапруды, где скорости и без того особенно велики, поэтому необходимо откосы головы полузапруды уполаживать и защищать сильным креплением.

Расстановка полузапруд показана на рисунке 28—6, угол примыкания их к берегу назначается $\alpha = 60 \div 90°$ (чаще 70°). Чем острее угол, тем спокойнее обтекание головы полузапруды, но при этом повышается стоимость запруды из-за увеличения ее длины (рис. 28—6).

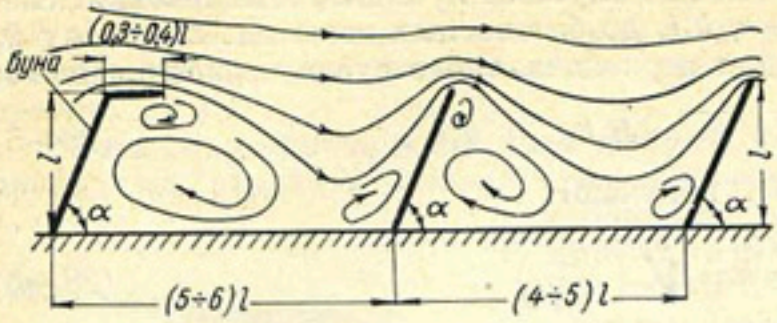


Рис. 28—6. Расстановка полузапруд.

Дамбы массивного типа возводятся из различных кладок: каменно-хворостяной, габионной, фашинной, каменной наброски и т. п.

Поперечное сечение дамб обычно трапецеидальное с заложением откосов 1 : 1—1 : 1,5. Наиболее ответственными частями поперечных дамб (полузапруд) являются корни и оголовки. Корень (примыкание дамбы к берегу) при слабых грунтах сопрягают с берегом врезкой от 2 до 4 *м*. Прикорневой участок берега и дамбы укрепляют с верховой и низовой сторон плетневыми клетками, загруженными камнем, каменной наброской или мостовой. Оголовок — речной конец поперечной дамбы — подвергается непосредственному воздействию течения; поэтому его делают особенно прочным, с уположенными откосами (до 1 : 3) и подстилают во избежание подмыва широким тюфяком из хвороста, фашин, скрепляемым прутяными канатами. Сверху тюфяки для связи с основанием пригружают камнем или закрепляют кольями, забитыми через прутяные канаты. Запас в высоте дамбы над УВВ принимают в голове 0,5—0,7 *м*, в корне — 1,0—1,2 *м*. На рисунке 28—7 показана фашинно-хворостяная полузапруда, а на рисунке 28—8 поперечное сечение дамбы.

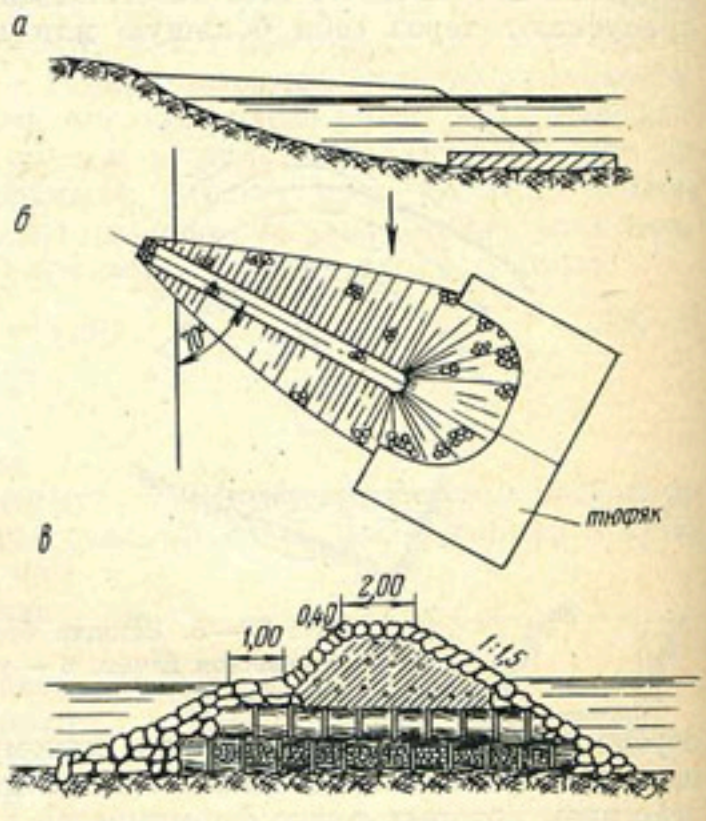


Рис. 28—7. Фашинно-хворостяная полузапруда:
а — продольный разрез; *б* — план; *в* — поперечный разрез.

По конструкции продольные дамбы мало отличаются от поперечных. Откосы продольных дамб со стороны реки устраивают более прочными

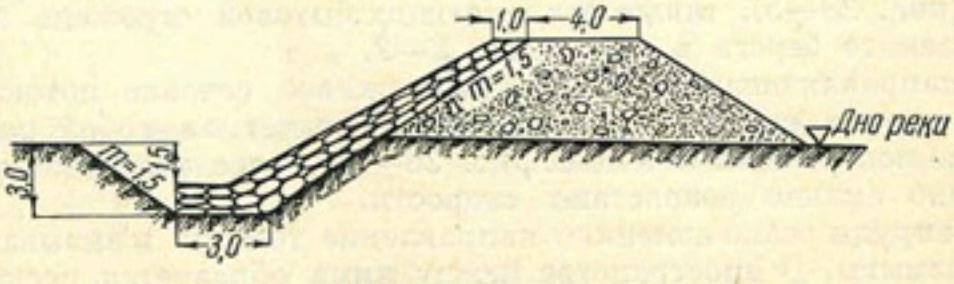


Рис. 28—8. Поперечное сечение дамбы.

и пологими, нежели обращенные в сторону берега, и защищают от подмыва каменными отсыпями, фашинами, тюфячной кладкой и т. п.

Расчеты по определению конструкций полузапруд и струенаправляющих дамб и их размещений пока еще недостаточно точны. Поэтому должен быть всесторонне использован практический опыт.

Сооружения тяжелого типа применяют на крупных потоках или при сильно развивающихся деформациях русла. На потоках средних и мелких,

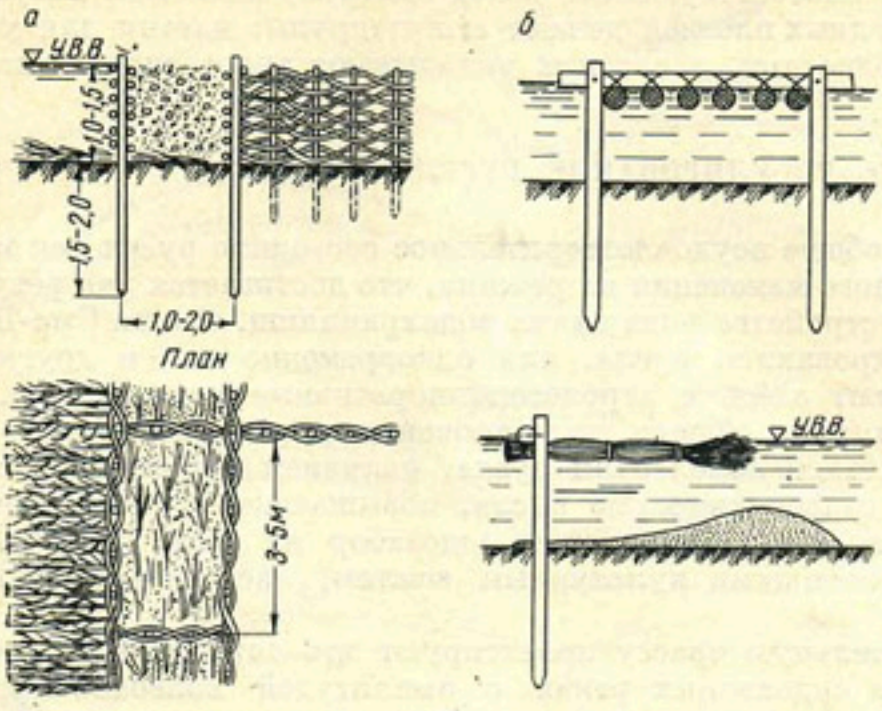


Рис. 28—9. Плетневая дамба с траверсой (*а*) и фашинная завеса (*б*).

а также на крупных, но при слабо развивающихся деформациях русла, широко применяют легкие сквозные сооружения.

Сооружения сквозных конструкций, как и массивные, применяются при возведении продольных и поперечных дамб, при перекрытии протоков реки. Сквозные сооружения по конструкции весьма разнообразны: они выполняются в виде ветвистых заграждений, свайных дамб, рельсовых

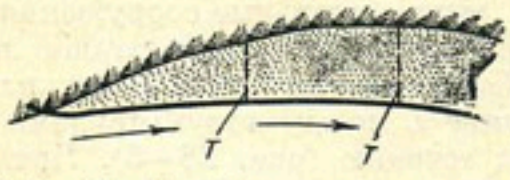


Рис. 28—10. Сплошная струенаправляющая дамба с траверсами.

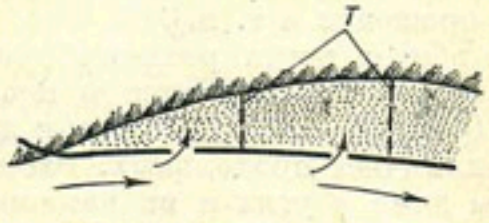


Рис. 28—11. Струенаправляющая дамба с отверстиями и траверсами.

каркасов, из сборных железобетонных балок в виде сипаев. Наибольшая эффективность сквозных сооружений проявляется в потоках, несущих большое количество взвешенных наносов. Сквозные преграды значительно снижают скорости течения в перекрытой части реки, в которой поэтому происходит массовое выпадение наносов. Ветвистые заграждения выполняют из свежесрубленных деревьев, связанных тросами и закрепленных камнями на якорях (камни, габионы и т. п.). Для сохранения деревьев в вертикальном положении к вершинам привязывают поплавки из обрубков дерева. Применяют также другие конструкции древесных заграждений, например, в виде фашинных полотнищ, которые привязывают к деревянным брусьям, прикрепляемым к сваям (рис. 28—9, *б*).

На рисунке 28—9, *а* показана продольная дамба из двухрядного плетня с заполнением пространства между плетнями мелким хворостом и грунтом; под внешним плетнем на дно укладывают хворостяную выстилку, защи-

щающую плетень от подмыва. С целью ускорения заиления части русла между берегом и продольной дамбой устраивают поперечные сооружения, называемые траверсами (рис. 28—9,*а*), из однорядного плетня.

Такие плетневые траверсы *Т* нередко устраивают за тяжелыми струенаправляющими дамбами сплошными (рис. 28—10) или с отверстиями (рис. 28—11), способствующими более быстрому заилению пазух дамб.

Из однорядных плетней делают полузапруды; плетни для устойчивости подпирают подкосами, а под них укладывают хворостяную выстилку.

§ 28—3. ОБЩЕЕ РЕГУЛИРОВАНИЕ РУСЕЛ

Нередко общее неудовлетворительное состояние русел рек может потребовать коренного изменения их режима, что достигается как регулированием стока путем устройства ряда емких водохранилищ, как на Сыр-Дарье, Куре, так и регулированием русла, или одновременно тем и другим. Большое значение имеют здесь и агролесомелиоративные мероприятия.

Необходимость общего регулирования может вызываться чрезмерной искривленностью и обмелением русла, наличием перекатов, затрудняющих судоходство, серпентинностью русла, повышающей уровень паводка, отложениями наносов, затрудняющими водозабор из реки, размывами русла и берегов, угрожающими культурным землям, населенным пунктам, мостам и т. п.

Выправительную трассу проектируют для определенного режима реки, например, на судоходных реках с амплитудой колебаний уровней более 2 *м*, регулируют меженное русло, заполненное до уровня поймы с соответствующими расходами, уровнями, уклонами и скоростями. Если при этом потребуется регулирование паводкового русла, то оно осуществляется как мероприятие по защите пойм от затопления, по защите от местной эрозии. На реках с амплитудой колебаний уровней не более 2 *м* (небольшие равнинные реки, горные и предгорные реки) регулируют все русло, вмещающее и паводковые, и меженные расходы; за расчетный расход принимают тот паводковый расход, который определяется требованиями народного хозяйства по использованию воды (сельскохозяйственное использование пойм, защита от затопления промышленных предприятий и поселков, использование воды на орошение и т. п.).

При общем регулировании русла выправительные сооружения — продольные струенаправляющие и поперечные дамбы—располагают на обоих берегах (рис. 28—12). Поперечные дамбы (полузапруды) в большинстве случаев экономичнее продольных. Расстояние L между полузапрудами зависит от длины дамб и угла α их наклона к течению (рис. 28—6). При $\alpha = 70°$ приближенно $L = (4 - 6)\,l$, где l — проекция длины полузапруды на нормаль к береговой линии. Более точно L можно определить на основании лабораторных опытов или по наблюдениям над ранее построенными полузапрудами.

Недостаток полузапруд заключается в том, что их оголовки подвергаются подмыву. Вдоль продольных дамб течение более спокойнее, но в случае неправильно принятой ширины русла перенос продольных дамб невозможен. Комбинированный способ наиболее рационален, так как, удлиняя или укорачивая полузапруды, можно создать необходимую ширину русла (если она неудачно назначена), а вдоль продольных дамб, располагаемых в местах наибольших скоростей у вогнутых берегов, обеспечивается более спокойное течение (рис. 28—12, *в*).

Процесс формирования нового русла состоит в занесении наносами во время половодья промежутков между поперечными дамбами, между продольными дамбами и берегами, а также в размыве недостаточно углубленных участков русла. Для проникновения наносов за незатопляемые дамбы в последних оставляют отверстия или короткие просветы.

Сужение русла и придание ему плавных форм должны удовлетворять приведенным в главе 27 морфологическим соотношениям. Плавное очертание устойчивого русла обычно имеет меандрическую форму, элементы которой

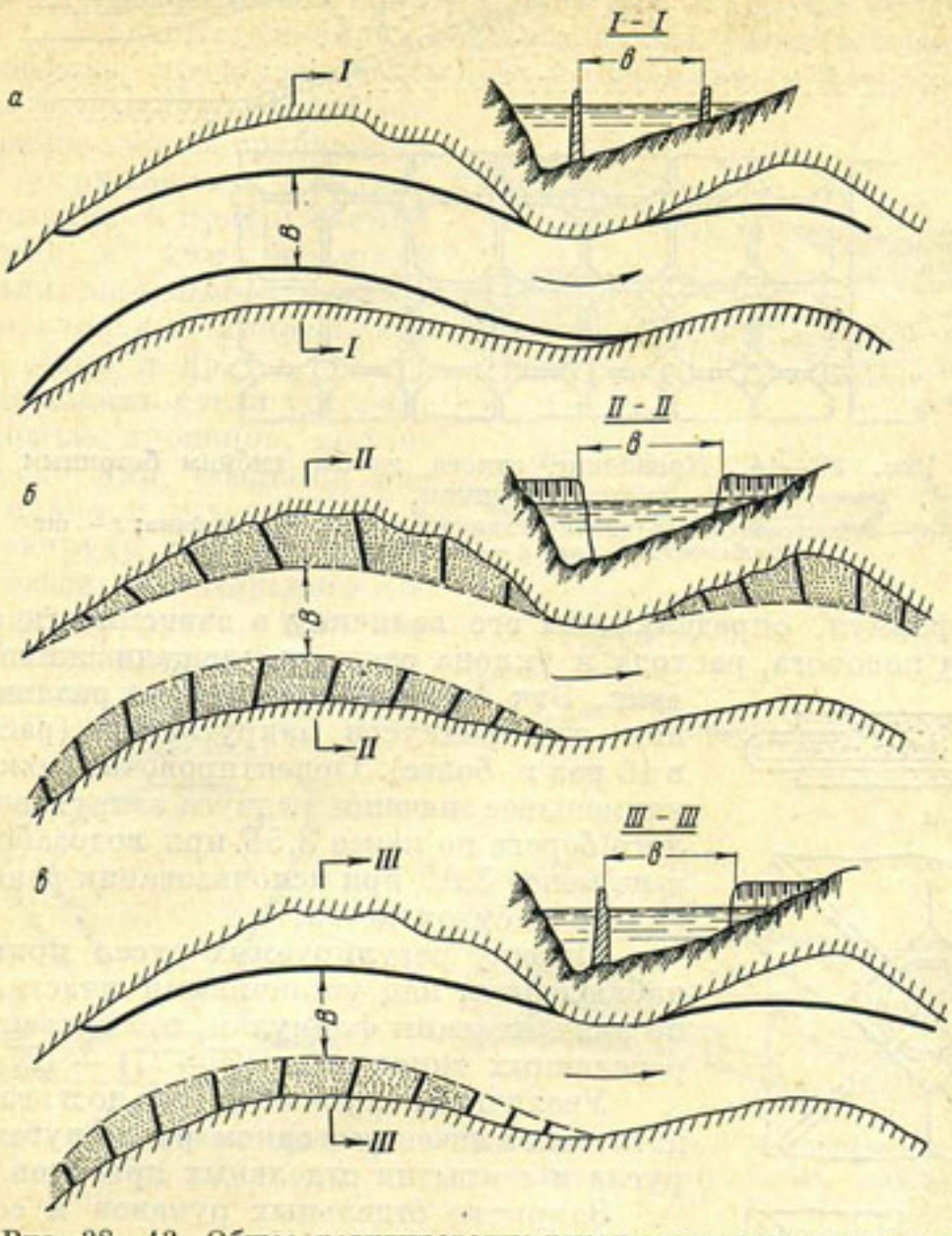


Рис. 28—12. Общее регулирование русел струенаправляющими дамбами и полузапрудами:
а — продольные дамбы; *б* — полузапруды; *в* — продольные дамбы и полузапруды.

следует назначать на основе наблюдений над устойчивыми участками данной реки или аналогичной ей по геогидрологическим и географическим условиям. В качестве весьма ориентировочных соотношений считают, что шаг меандр составляет $12 \div 15B$, где B — ширина реки на прямом участке. Ось выправительной трассы (рис. 27—5) очерчивается по дугам окружностей в месте стыка, имеющих общую касательную; сопряжение выпуклых и вогнутых дуг проводят через прямую вставку, касательную к дугам и имеющую длину не менее B (участок трассы *4—4* на рис. 27—5). Радиусы закруглений также следует назначать на основе наблюдений за устойчивыми участками реки; для радиуса закругления предложено

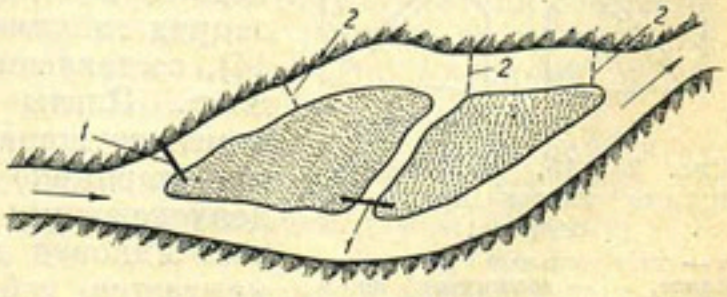


Рис. 28—13. Закрытие рукавов:
1 — запрудами; *2* — сквозными сооружениями.

производстве часто применяются плиты весом около 100 *кг*, удобные в монтаже; вообще употребляются плиты размерами от 35 × 35 × 15 *см* до 120 × 160 × 60 *см*; зазоры между плитами допускают 3—10 *см*.

В советских республиках Средней Азии для закрытия рукавов широко применяют 1—2-рядовые сипайные сквозные дамбы, устанавливаемые на хворостяном тюфяке, предохраняющем дно от размыва; в качестве сквозных сооружений используют также ветвистые заграждения из срубленных деревьев, погружаемых комлями вверх по течению и пригружаемых подвешенными к ним большими камнями или ящиками с камнем, а также многорядные хворостяные тетраэдры, сетки и др.

Серпентинность русла устраняется с помощью прокопов, спрямляющих русло; так, соединяя две излучины плавной вставкой *ac* и устраивая запруду *d* (рис. 28—16), можно добиться значительного сокращения длины русла, так как $ac < abc$. Большая пропускная способность участка *ac* будет способ-

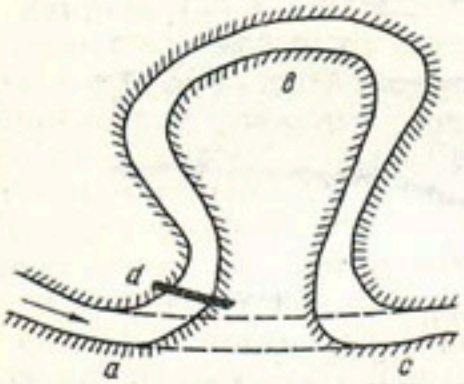


Рис. 28—16. Спрямление излучины.

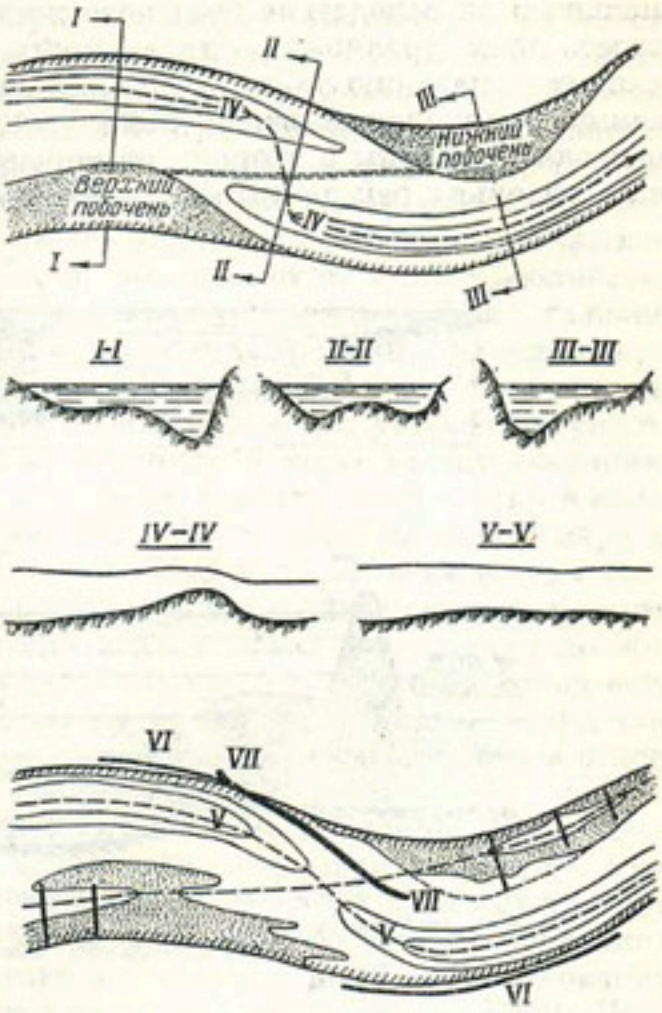


Рис. 28—17. План и поперечные разрезы переката и русловых сооружений.

ствовать снижению уровня паводка и ускорению прохода его перед спрямлением, но она же поведет к повышению уровня паводка за спрямлением и к выпадению части наносов вблизи низового конца спрямления. Серпентинность рек наблюдается обычно при широкой пойме, используемой в сельскохозяйственном производстве, и поэтому во избежание увеличения затопления поймы ниже спрямлений необходимо регулировать русло до устья реки или обваловывать его в нижнем течении. При регулировании рек таких пойм необходимо, помимо спрямлений, добиваться повышения пропускной способности участков естественного русла между спрямлениями путем очисток их от топляков, мусора и частичным углублением.

С целью выправления фарватера и увеличения глубин на перекатах регулирование русел ведут по методу инж. Н. С. Лелявского, заключающемуся в устройстве криволинейной струенаправляющей дамбы, берегоукреплений и системы полузапруд (рис. 28—17).

Судоходный ход *IV—IV*, мелкий и узкий, с резкими поворотами, после устройства криволинейной дамбы *VII—VII*, углубляется самой рекой и выпрямляется *V—V*; берега реки укрепляются (*VI*, рис. 28—17), сохранность направления и ширины судоходного хода (фарватера) закрепляется полузапрудами, перекрывающими отдельные протоки и фиксирующими русло в паводок.

На больших реках требуемые глубины на перекатах получают методом механического дноуглубления землечерпанием.

§ 28—4. БОРЬБА С НАВОДНЕНИЯМИ

В низовьях и дельтах рек вследствие замедленного течения происходит отложение наносов и постепенное повышение дна; поэтому во время больших паводков вода не вмещается в коренное русло, выходит из берегов и разливается по пойме. При выходе из коренного русла скорости течения резко уменьшаются вследствие большого живого сечения и значительной шероховатости пойм (травяная растительность, кустарники и т. д.), что ведет к усиленному выпадению наносов вдоль коренных берегов, образующих так называемые прирусловые валы; пойма же, постепенно заиляясь, приобретает поперечные уклоны в сторону от коренного русла (рис. 28—18). Повышение дна в низовьях рек достигает 5—10 *м* и более. В нижнем течении рек русло

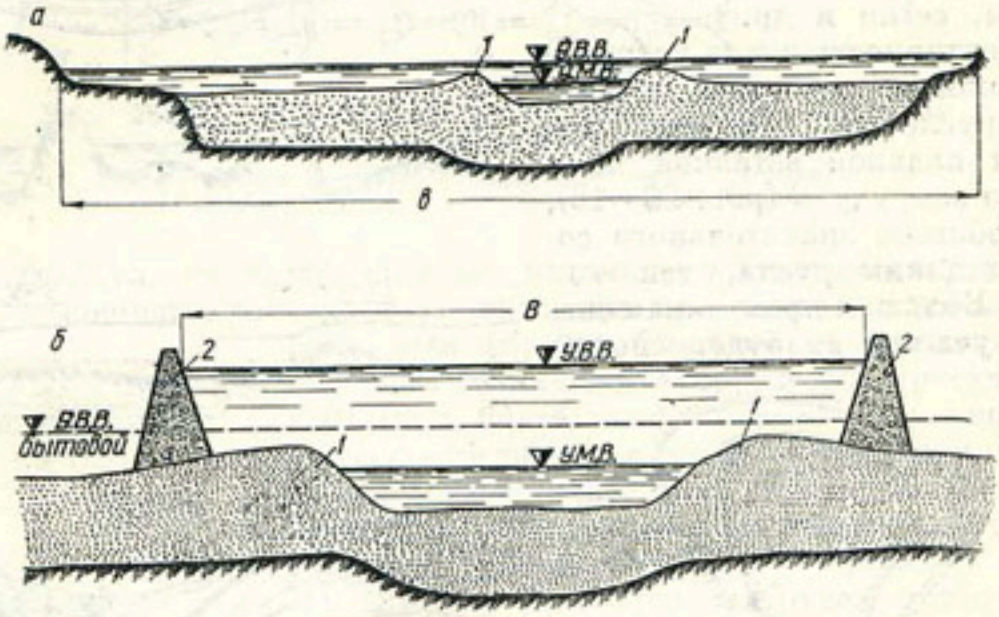


Рис. 28—18. Поперечное сечение русла:
а — необвалованного; *б* — обвалованного; *1* — прирусловые валы; *2* — дамбы обвалования.

сложено аллювиальными отложениями, извилисто (коэффициент извилистости достигает больших значений — 3—3,5), имеет широкие поймы, обычно используемые в сельском хозяйстве или в другом производстве. Поэтому поймы необходимо защитить от затопления при паводках или ограничить затопление сроками, устанавливаемыми сельскохозяйственным производством. Повышение уровней в реке может наблюдаться не только в паводки; у рек, текущих с юга на север (Аму-Дарья, Печора и др.), вследствие различных сроков наступления весны в разных частях бассейна реки подходящий с юга лед встречает ниже по течению ледостав, образует заторы льда, поднимающие уровень реки при сравнительно малом расходе воды: на 2—4 *м* у Аму-Дарьи, до 15 *м* и более у Енисея. Заторы льда могут образовываться у сужений русла, на резких поворотах русла, на перекатах и т. п.

Борьба с наводнениями направлена на изменение режима паводков в благоприятную для народного хозяйства сторону и сводится к системе комплексных мероприятий на водосборе и в русле реки. Сюда относятся: регулирование стока водохранилищами, агролесомелиорации и регулирование русел рек[1].

При регулировании русел рек проводят следующие мероприятия: 1) обвалование пониженных участков пойм или всей поймы земляными дамбами (валами); 2) спрямление извилин русла для повышения его пропускной способности; 3) расчистку русла от топляков, растительности, также с целью

[1] С. М. Перехрест. К выбору эффективных методов и рациональных конструкций для борьбы с паводками в горных и предгорных районах Карпат. Техническая информация. Укргипроводхоз, Киев, 1958.

повышения его пропускной способности; 4) уменьшение расхода в обвалованном русле путем отвода части расхода по обводным каналам или другими способами. В целях защиты от наводнений во время паводков обычно реку обваловывают одним или несколькими валами на каждом берегу (рис. 28—18, *б*).

Обвалованная река вследствие увеличенных скоростей течения в ограниченном валами русле и больших глубин обладает повышенной транспортирующей способностью в сравнении с рекой в бытовых условиях (необвалованной), но недостаточной для транзита всех наносов; поэтому часть их все же оседает и повышает дно. Повышение дна при обваловании (по данным наблюдений) иногда идет даже быстрее, чем в бытовых условиях, так как количество осаждаемых наносов распределяется на значительно меньшем пространстве, чем до обвалования. Из этого видно, что высота валов должна периодически наращиваться и что одним обвалованием нельзя полностью разрешить вопрос борьбы с наводнениями. Необходимо, как было указано, широкое внедрение агролесомелиоративных мероприятий, замедляющих и уменьшающих поверхностный сток и эрозию; строительство водохранилищ, перераспределяющих и выравнивающих сток по времени; устройство спрямлений русла; устройство соединений и перепусков воды между соседними реками, имеющими несовпадающие по времени паводки; устройство в валах донных выпусков, позволяющих направлять часть расхода паводка в заранее намеченные понижения местности. Боковой отвод воды из реки всегда увлекает за собой бóльшую долю донных наносов в сравнении с отводимой долей воды; например при отводе 20% расхода воды в отвод завлекается до 30—40% донных наносов от их расхода в реке. Кроме того, боковой отвод воды вызывает в реке развитие интенсивной поперечной циркуляции, вследствие чего происходит интенсивный размыв отложений наносов в реке выше отвода и снос их в отвод.

При проектировании обвалования и установлении ширины между валами B следует обеспечивать: 1) такую величину наибольшей скорости в обвалованном русле, чтобы она не была опасной для русла и дамб; 2) устойчивость откосов береговой полосы между рекой и дамбой против оползания; 3) устойчивость против фильтрационных деформаций дамб и их оснований; 4) экономичность выбора B и подпора уровня против бытового УВВ. Чрезмерное уменьшение B вызовет увеличение подпора, удорожит дамбы вследствие повышения их высоты и необходимости крепления откосов из-за повышения скорости течения, удорожит их эксплуатацию, но зато увеличит площадь использования поймы.

Для ориентировочных подсчетов ширины обвалованного русла и средней глубины воды в нем допускают равенство гидравлических уклонов обвалованного и необвалованного русла; тогда для расхода воды можно написать:

$$Q = btC\sqrt{ti} = BTC_1\sqrt{Ti}, \qquad (28—7)$$

где b, t, C — ширина, средняя глубина и коэффициент Шези для необвалованного русла;

B, T, C_1 — то же, для обвалованного русла.

Отсюда находим:

$$T = t\left(\frac{bC}{BC_1}\right)^{2/3}. \qquad (28—8)$$

При устройстве затопляемых валов (на поймах небольших рек) высоту их следует назначать такой, при которой песчаные наносы не будут попадать на пойму; при незатопляемых валах в них устраивают водовыпуски как для орошения поймы, так и для спуска воды с нее.

Ускорение стока и повышение пропускной способности русла достигается расчисткой и спрямлением излучин. В результате паводковые воды проходят при более низких уровнях, и опасность наводнения ослабевает или исключается. Для борьбы с наводнением применяется также комбини-

рованный способ регулирования русел, сочетающий обвалование со спрямлением излучин. Однако наиболее радикальным мероприятием по борьбе с наводнениями, особенно когда возможны катастрофические паводки, является регулирование речного стока при помощи водохранилищ. При этом водохранилища обычно используются для других народнохозяйственных целей: получения электроэнергии, орошения и водоснабжения, для улучшения судоходных условий и т. д.

Противоселевые мероприятия. Селями называют бурные горные потоки, несущие огромное количество мелких и крупных наносов (грязе-каменные потоки). В горных районах на речках или суходолах с крутыми уклонами, при наличии больших накоплений рыхлообломочных масс, сели образуются при ливнях или при бурном таянии снегов.

Разрушительную деятельность селя предупреждают устройством плотины селеуловителя с донным выпуском и поверхностным водосливом (начинающим работать после занесения наносами верхнего бьефа селеуловителя), а также устройством обводных сбросных трактов и с помощью лесомелиораций.

§ 28—5. СТРУЕНАПРАВЛЯЮЩИЕ СИСТЕМЫ М. В. ПОТАПОВА

Поперечные циркуляционные течения особенно резко проявляются в местах закругления русел, вызывая размывы вогнутых берегов, отложения наносов у выпуклых берегов и перекаты при переходе от одной извилины потока к другой. Создавая искусственно поперечную циркуляцию в потоке, можно с ее помощью вести борьбу с местными деформациями русла. Такой метод воздействия на поток впервые был разработан проф. М. В. Потаповым (1932 г.). Метод поперечной циркуляции М. В. Потапова заключается в возбуждении в потоке системой плавающих щитов или понтонов (или системой донных направляющих, разработанной с меньшей подробностью) поперечных течений, которые, складываясь с поступательным движением, образуют винтовое течение, аналогичное наблюдаемому на криволинейных участках русел[1]. Управляя искусственной поперечной циркуляцией потока, можно бороться с размывами русел, отложениями наносов в них и т. д.

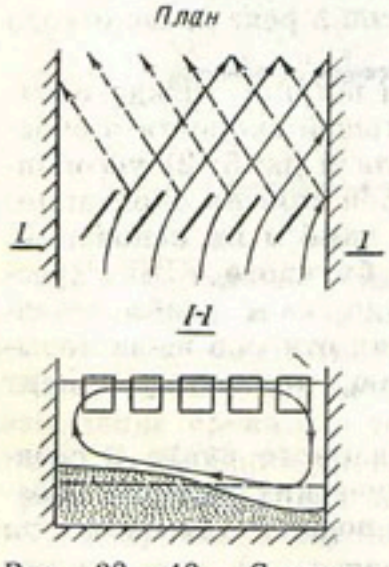


Рис. 28— 19. Система плоских направляющих щитов.

На рисунке 28—19 показана простейшая система плоских плавающих направляющих щитов, установленных на тросах в прямоугольном лотке под углом 16—20° к направлению течения, с погружением в воду на 0,35—0,25 глубины. Щиты направляют поверхностные струи вправо (сплошные линии на рис. 28—19); при этом донные струи автоматически направляются влево (пунктирные линии). Если дно лотка покрыто песком, то за щитами образуется размыв справа и намыв слева, как это наблюдается на кривых участках рек.

Создавая сходящуюся циркуляцию, можно добиться под ней размыва русла, что и осуществляется дноуглубителем, разработанным Л. А. Ласточкиной для рек Белоруссии (рис. 28—20); деревянные щиты можно опускать на различную глубину, выдерживая необходимое погружение как наиболее эффективное.

Метод поперечной циркуляции нашел весьма успешное применение в водозаборе (рис. 28—21), где к водозаборному сооружению системой понтонов направляются поверхностные струи, менее загрязненные наносами, а донные струи, наиболее насыщенные наносами, отклоняются от сооружения.

---

[1] М. В. Потапов. Сочинения, т. I—III. Сельхозгиз, 1950—1951.

Установка системы показана на рисунке 28—21. Наибольшее расстояние z конца системы от берега определяется по формуле [1]:

$$z = 1{,}15\left(\frac{q_в}{q_р} + 0{,}35\right) b, \qquad (28—9)$$

где $q_р$ и $q_в$ — удельные расходы реки и канала перед водозаборным сооружением;

b — ширина канала перед водозабором.

Струенаправляющие системы перед водозаборным сооружением и несколько ниже его понижают дно в мелкопесчаном русле реки до 1 *м*. Направляющие системы М. В. Потапова могут быть использованы отдельно и во взаимодействии с другими конструкциями по защите берегов от размыва.

Понтоны представляют собой стальные сегменты, собираемые в однорядные или двухрядные шарнирные системы и погружаемые на надлежащую глубину при частичном заполнении понтонов водой; на рисунке 28—22 показано звено двухрядной системы.

Звено более крупных понтонов 4,00 × × 2,00 × 0,96 *м*, устанавливаемых перед входом в головные прокопы Кара-Кумского канала, показано на рисунке 28—23, а установка звена — на рисунке 28—24.

По данным ВНИИГиМ, в 1957 г. струенаправляющими системами, поставленными перед водозаборами на р. Аму-Дарье (рис. 28—21), было не допущено в каналы большое количество донных и придонных наносов (табл. 28—1).

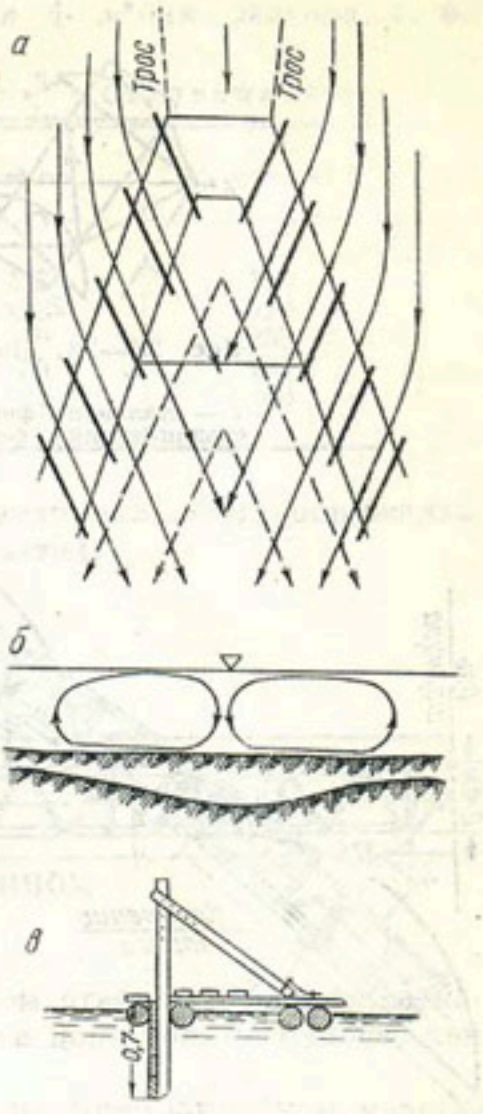


Рис. 28—20. Плавучий дноуглубитель:

а — план системы щитов; *б*—схема циркуляционных течений между рядами щитов; *в* — поперечный разрез по щиту.

Экономия на очистке каналов от наносов вследствие работы направляющей системы окупает ее стоимость в течение первого года. В головной части каналов, отводящих воду из Аму-Дарьи, на расход воды в течение вегетационного периода 1 *м*³/*сек* оседает около 5000—6000 *м*³ наносов; направляющими систе-

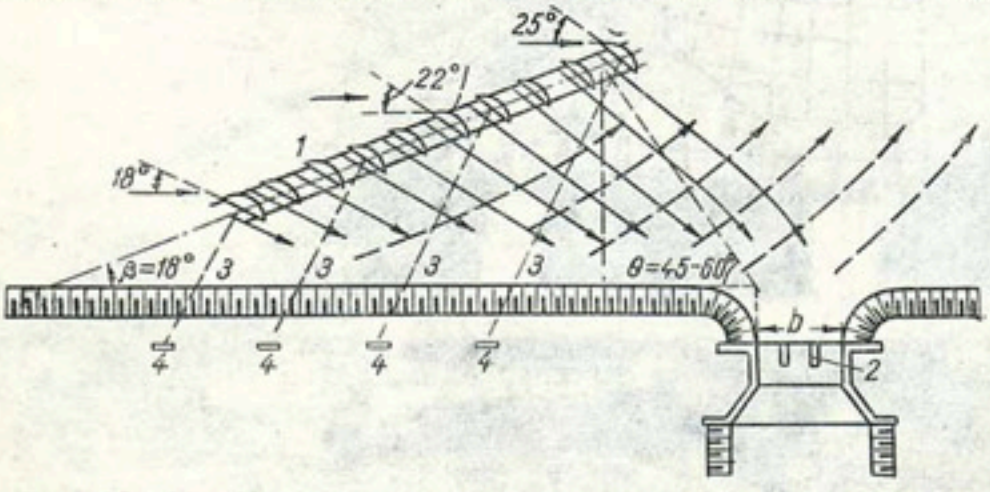


Рис. 28—21. Установка струенаправляющей системы у бесплотинного водозаборного сооружения:

1 — струенаправляющая система; *2* — водозаборное сооружение; *3* — тросы; *4* — лебедки.

[1] В. А. Шаумян, А. Г. Хачатрян. Струенаправляющие системы. Сельхозгиз, 1953.

мами не допускается 3000—3500 $м^3$ наносов на 1 $м^3/сек$ расхода, т. е. около 60%.

Таблица 28—1

Каналы	Q, $м^3/сек$	V, тыс. $м^3$
Таш-Сака	212	750
Кыз-Кеткен	152	420
Клыч Ниаз-Бай	79	253
Пахта-Арна	56	135
Кипчак Боз-Су	14	40

А. И. Лосиевским предложена система струенаправляющих сооружений для регулирования судоходных глубин на перекатах.

Глава 29

Регулирование русел рек при водозаборе

§ 29—1. РЕГУЛИРОВАНИЕ РУСЕЛ ПРИ БЕСПЛОТИННОМ ВОДОЗАБОРЕ

При бесплотинном водозаборе вода самотеком отводится из реки в канал, захватывая при этом в значительно большей доле донные наносы, чем доля отводимой воды.

Бесплотинные водозаборы размещают как на прямолинейном участке реки, так и на вогнутом берегу. Боковой отвод из реки вносит существенные изменения в ее режим.

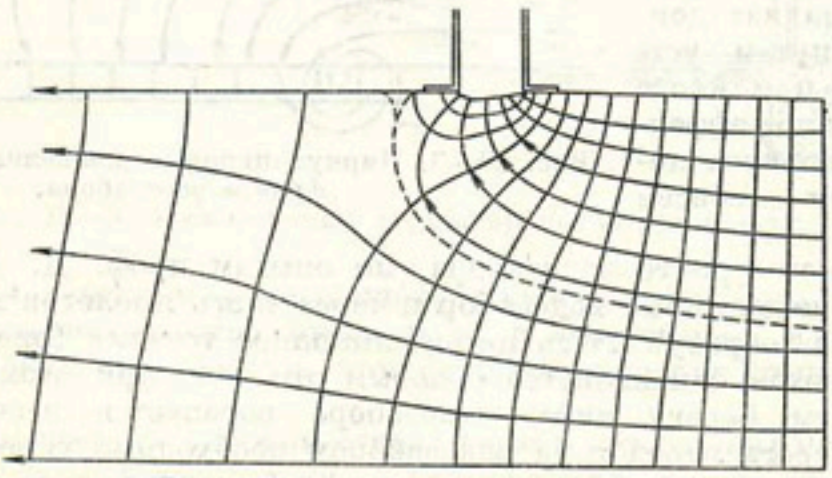


Рис. 29—1. Гидродинамическая сетка бесплотинного водозабора.

Возможно двоякое размещение бесплотинного водозабора на прямолинейном участке реки: когда река течет по одному руслу и когда русло реки разделяется на несколько рукавов и на одном из них, прилегающем к коренному берегу, устраивается водозабор. И в том и другом случае в качестве первой, исходной схемы течение в реке рассматривается как струйное.

На рисунке 29—1 показана гидродинамическая сетка плоского потока; она до некоторой степени указывает на те течения, которые вызываются водозабором в одной из горизонтальных плоскостей. В действительности в пространственном потоке перед входом в водозабор создается вихрь с вер-

тикальной осью перед входной гранью водозабора (точка *а* на рис. 29—2); в зоне оси вихря, как всегда, наблюдается пониженное давление, вызывающее подтягивание к ней донных токов (пунктирные линии на рис. 29—2), которые увлекаются потоком в водозабор вместе с донными наносами.

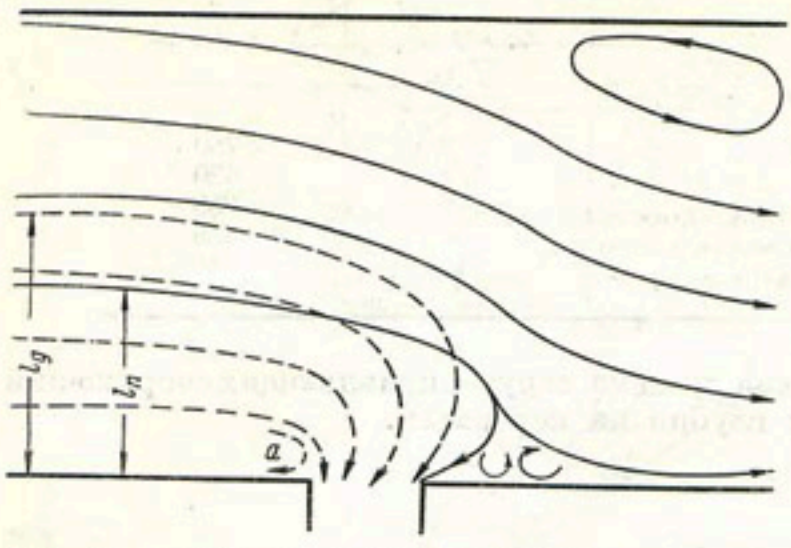


Рис. 29—2. Вихревые зоны при боковом отводе.

Интересно отметить, что при этом зона захвата донных струй $b_{дон}$ больше зоны захвата поверхностных струй $b_{пов}$. Так, по В. А. Шаумяну[1] (рис. 29—2):

$$\left.\begin{aligned} b_{дон} &= 1{,}17\,(k+0{,}40)\,b \\ b_{пов} &= 0{,}73\,(k+0{,}05)\,b \end{aligned}\right\}, \qquad (29-1)$$

где b — ширина отвода;

$$k = \frac{q_{отвода}}{q_{реки}}.$$

Таким образом, получается, что ширина зоны захвата донных струй почти вдвое больше, чем ширина зоны захвата поверхностных струй (формулы 29—1 являются первым приближением к учету влияния водозабора на речной поток, в них нет еще учета ширины реки, глубины реки и отвода, доли отвода расхода и др.). Поэтому всегда доля захвата донных наносов боковым отводом намного больше доли отвода воды; например, воды отводится 12—15% от расхода реки, а донных наносов при этом захватывается 25—35% от их расхода в реке. Попытки уменьшить захват донных наносов путем устройства порога при входе в водозабор мало эффективны, а после заноса порога наносами — совсем не эффективны.

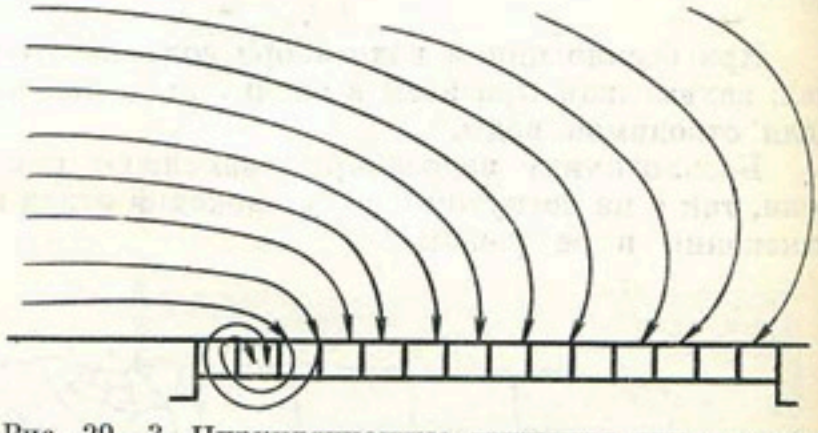


Рис. 29—3. Циркуляционные движения при широком фронте водозабора.

При широком фронте водозабора, по опытам проф. Д. Я. Соколова, ось вихря перемещается на водозабор и через часть пролетов вода фактически не подается, образуя здесь циркуляционное течение (рис. 29—3).

Русловой поток искривляется боковым отводом, при этом нередко на противоположном берегу ниже водозабора образуется песчаная отмель (рис. 29—2); берега перед и за водозабором необходимо укреплять.

С целью уменьшения захвата донных наносов и меньшего нарушения структуры речного потока при водозаборе предлагалось отводить воду из реки под острым углом, что, однако, мало влияет на уменьшение ширины зон захвата донных и поверхностных струй реки.

Развивающаяся в реке при боковом отводе интенсивная поперечная циркуляция потока способствует взмучиванию наносов, переводу части придонных наносов во взвешенное состояние, вследствие чего мутность воды, входящей в канал — отвод, может оказаться большей, чем мутность речной воды на участках реки, расположенных выше водозаборного канала.

---

[1] В. А. Шаумян. Основы эксплуатации оросительных и осушительных систем. Сельхозгиз, 1956.

Если отвод воды из реки осуществляется непосредственно каналом, то, как правило, скорости течения воды в нем меньше, чем в реке, глубины — не больше, чем в реке; вследствие этого транспортирующая способность канала оказывается значительно меньше речной, и канал начинает усиленно заиляться в своем начальном участке, что уменьшает его пропускную способность, как показывает практика эксплуатации, на 50—70%. Если к тому же берега реки и канала сложены из слабых пород, то они сильно деформируются потоком: за входным по течению участком канала образующимися водоворотами выбрасываются взвешенные и подтаскиваются донные наносы, создавая отмель; при этом противоположный берег канала интенсивно размывается (рис. 29—4). В результате первоначально прямолинейное очертание канала искривляется, образуются серпентины, голова канала за оросительный сезон смещается вниз по течению реки до 100 *м* и более, как показывает, например, опыт работы хорезмских каналов.

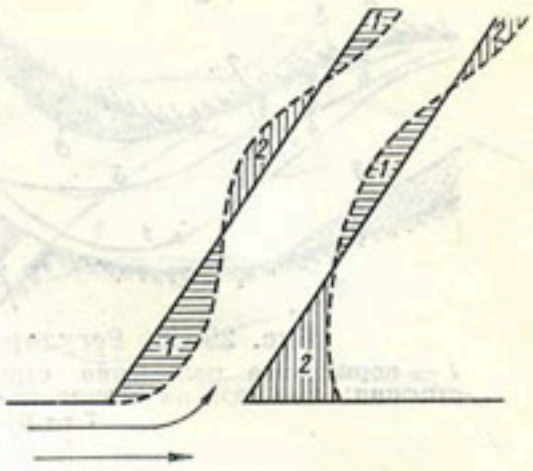


Рис. 29—4. Перемещение головы водозаборного канала вниз по течению реки:
1 — заиление; *2* — размыв.

Естественная поперечная циркуляция потока, развивающаяся на криволинейных участках рек, характерна направлением поверхностных токов воды от выпуклого берега к вогнутому, а донных токов от вогнутого к выпуклому (рис. 27—1), вследствие чего донные наносы отгоняются от вогнутого берега. Размещение водозаборного сооружения на прочном вогнутом берегу

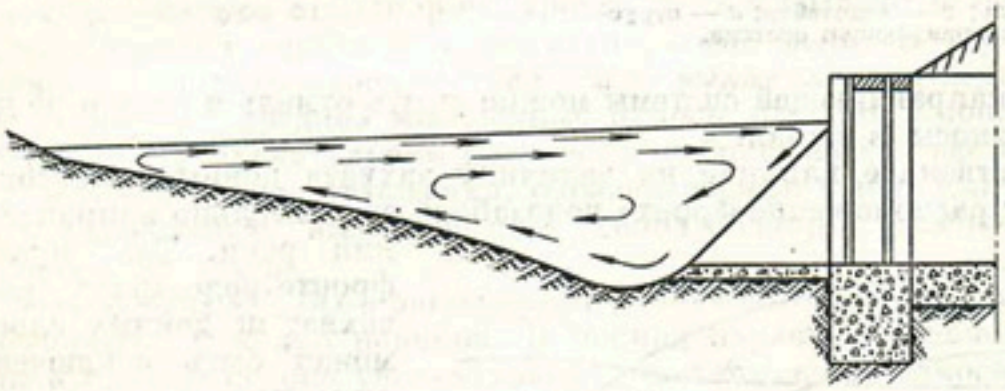


Рис. 29—5. Бесплотинный водозабор на вогнутом берегу реки.

с устойчивым течением у него способствует уменьшению захвата донных наносов, улучшает условия входа воды в сооружение, вследствие косого, а не параллельного берегу направления поверхностных струй воды (рис. 29—5).

Из рассмотренных условий отвода воды в водозаборы можно установить следующие главнейшие задачи регулирования русел при бесплотинном водозаборе: 1) сохранение положения стрежня потока у водозаборного сооружения; 2) защита водозабора от захвата донных наносов; 3) защита берегов от размыва; 4) обеспечение забора воды в каналы.

Стрежень потока (так называемая динамическая ось потока) имеет стремление к перемещению вниз по течению (см. § 27—2), вследствие чего условия водозабора могут ухудшиться (рис. 29—6, *а*) и в канал будут усиленно завлекаться донные наносы; стрежень может переместиться вследствие размыва берега выше водозабора (рис. 29—6, *б*), что также ухудшит работу водозабора. Регулированием русла следует восстановить возможно полнее существовавшее благоприятное положение стрежня, что достигается устройством ряда полузапруд и береговых опоясков в зоне размыва русла.

скорость течения реки вблизи канала. Шпора требует ежегодных крупных ремонтов.

Когда река протекает по широкой пойме несколькими рукавами, меняющими свое положение после прохода паводка, и глубины в реке при этом малы и создают затруднения при отводе воды из реки (требуются широкие, небольшого наполнения регуляторы), то дамбой перекрывают отдельные рукава реки и направляют меженную воду к тому береговому протоку, на берегу которого располагается водозаборное сооружение (рис. 29—10). Гребень дамбы незначительно превышает уровень межени; через дамбу возможен перелив воды, по крайней мере на участках, перекрывающих отдельные рукава реки, с тем чтобы не направить весь паводковый расход к открытому протоку и не вызвать угрозу подмыва берега, на котором расположен головной регулятор. В процессе эксплуатации дамбу приходится часто возобновлять.

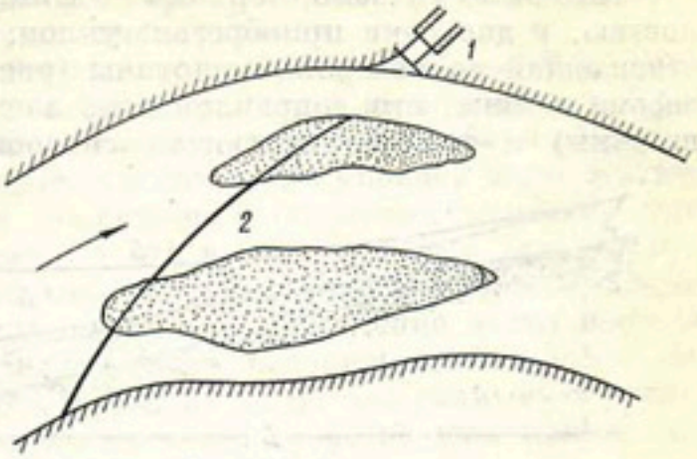


Рис. 29—10. Водозабор со струенаправляющей дамбой:
1 — водозабор; *2* — струенаправляющая дамба.

§ 29—2. РЕГУЛИРОВАНИЕ РУСЕЛ ПРИ ПЛОТИННОМ ВОДОЗАБОРЕ

Возведение плотины и подпор ею уровня реки вызывают резкое изменение бытового режима верхнего и нижнего бьефов реки. В верхнем бьефе донные наносы перестают перемещаться в зоне выклинивания подпора уровня; более крупные и средние взвешенные наносы оседают в зоне подпора, мелкие оседают в незначительном количестве и большей частью проносятся в нижний бьеф. Наносные отложения, образовавшиеся в зоне выклинивания подпора, в свою очередь, вызывают перед собой подпор и удлинение общего подпора перед плотиной.

Постепенно верхний бьеф заполняется наносами, более мелкими у плотины и крупными у конца подпора. В период нарастания паводка, когда и глубины и уклоны потока увеличиваются, часть осевших наносов смывается в нижний бьеф. Пик наибольшей мутности воды обычно опережает пик паводка, и поэтому после пика мутности наносы частично начинают выпадать и снова заилять верхний бьеф, нарушая отмеченные выше распределения наносных отложений. В результате, как показала эксплуатация плотин на р. Зеравшан, на р. Терек и др., верхний бьеф невысоких плотин (2—3 *м*) на горных реках примерно через 3—5 лет полностью заиляется до отметки гребня водосливной плотины.

Подъему дна верхнего бьефа сопутствует и подъем уровней воды в реке в зоне подпора; поэтому наивысший уровень воды, предусматриваемый при устройстве русловых сооружений (оградительных дамб и др.), должен быть найден, исходя из условий нового, повышенного положения дна реки и соответствующего ему коэффициента расхода плотины (равного или близкого к коэффициенту расхода водослива с широким порогом).

В равнинных, с малыми уклонами, реках, несущих небольшое количество взвешенных и донных наносов, заиление верхнего бьефа идет медленно.

Верхний бьеф плотин с затворами, как показывает опыт эксплуатации, также заиляется, но вследствие более узкого водопропускного фронта, чем в водосливных плотинах, и более низкого расположения порогов отверстий — в паводок, когда затворы плотины подняты, наносные отложения отчасти смываются, но на ширине, незначительно превосходящей фронт отверстий.

Из-за кратковременности работы отверстий длина такого глубокого смыва наносов невелика, далее смыв уменьшается. Продолжительные паводковые сбросы воды через отверстия, особенно через донные, предохраняют верхний бьеф от заиления.

Как было указано, верхний бьеф низконапорных плотин заносится полностью, и дно реки приобретает уклон, более пологий, чем бытовой, существовавший до постройки плотины (рис. 29—11). Длина участка заиления весьма велика, его гидравлические элементы (уклоны, глубины, скорости, ширины) и транспортирующая способность должны соответствовать той

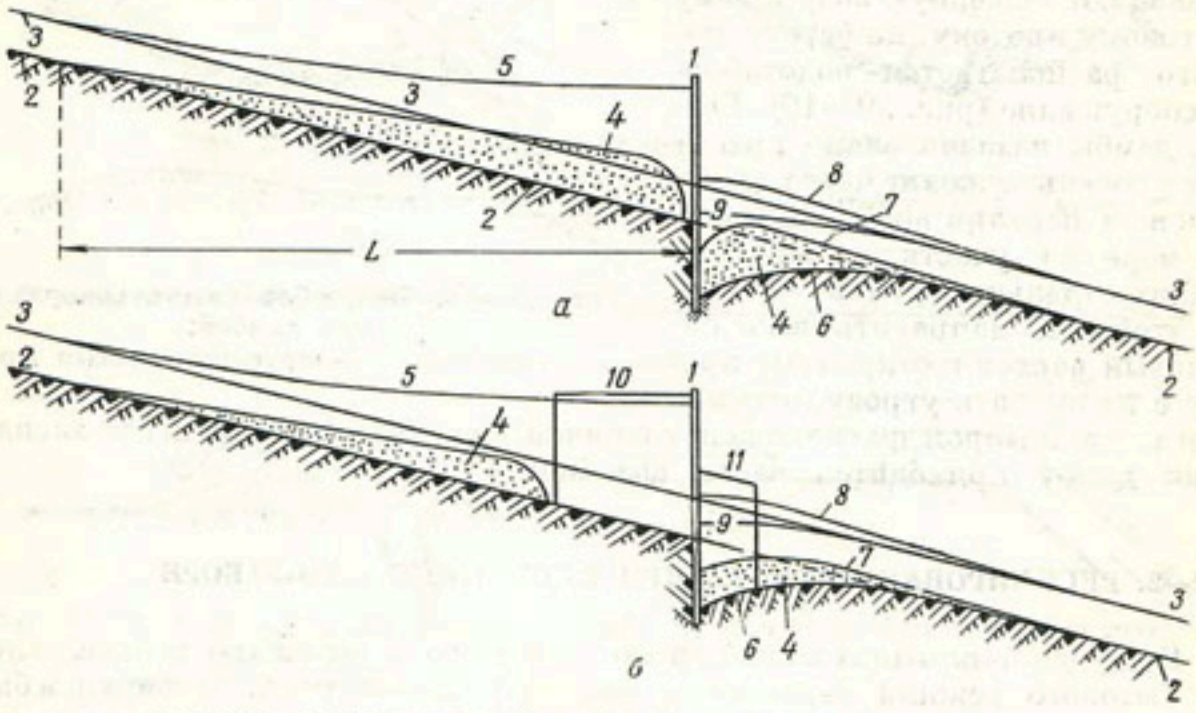


Рис. 29—11. Продольный профиль реки в зоне гидроузла:

а — без регулировочных дамб; *б* — с регулировочными дамбами; *1* — плотина; *2* и *3* — бытовое дно и поверхность реки; *4* — наносные отложения; *5* — подпорная поверхность воды; *6* — первоначальный размыв; *7* и *8* — последующее положение дна и поверхности воды в нижнем бьефе; *9* — поверхность воды, соответствующая первоначальному размыву; *10* и *11* — верховая и низовая регулировочные дамбы.

мутности, с которой поток вступает на этот занесенный участок реки. Высказано предположение (А. Шоклич[1]), что новое положение дна будет параллельно бытовому, существовавшему до постройки плотины, но поднятому на высоту подпора, тогда транспортирующая способность потока в новых условиях будет равна транспортирующей способности в бытовых условиях, т. е. до постройки плотины. Очевидно, что такое предположение дается с весьма значительным запасом. С. Т. Алтунин считает, что длину кривой подпора L приближенно можно определить по формуле:

$$L = k\frac{\Delta H}{i}, \qquad (29—3)$$

где k — коэффициент, равный 10;

ΔH — величина подпора над бытовым меженным горизонтом реки в створе плотины;

i — бытовой уклон дна реки.

Формула (29—3) действительно приближенна, так как одной величиной k нельзя охватить влияние большого комплекса сочетаний в природе характеристик режима реки i, h, v, b, Q и др., отличных для разных рек. Накопление натурного материала о режиме рек у гидроузлов, расчеты переформирования русел (носящие еще ориентировочный характер) несколько помогут уточнить прогноз будущего состояния верхнего бьефа.

---

[1] A. Schoklitsch. Handbuch des Wasserbaues, I, II. Wien, 1950—1952.

Предоставленный самому себе неотрегулированный верхний бьеф стихийно образует новое русло, отмели и острова и тем значительно осложняет эксплуатацию гидроузла как со стороны пропуска воды и льда в нижний бьеф, так и со стороны борьбы с наносами и забора воды на систему; отсюда возникает необходимость проведения формирования русла, управления руслом, подчинения его требованиям эксплуатации.

Русло нижнего бьефа также претерпевает резкие изменения. В нижнем бьефе плотин, нередко и в нижнем бьефе сооружений на каналах, наблюдаются размывы дна, особенно интенсивные в первые годы работы сооружений. В связи с размывом дна наблюдается и снижение уровней воды. Неучет в проектировании и эксплуатации сооружений снижения уровней воды и размыва дна нижнего бьефа может создать весьма тяжелые условия для работы сооружений. Причинами размыва является сосредоточенный выпуск воды в нижний бьеф через отверстия плотины и осаждение части наносов в подпертом верхнем бьефе, вследствие чего вода, недонасыщенная наносами, обладает избытком энергии; поступая в нижний бьеф, она размывает русло, стремится повысить мутность потока до величин, свойственных новым гидравлическим условиям.

Потоку, проходящему через плотину, вследствие повышенных скоростей, свойственно нести большее количество наносов, чем их имеется в воде, поэтому поток насыщается наносами, размывая русло за плотиной (рис. 29—11).

Размывы за невысокими водоподъемными плотинами (с подпором около 3 *м*) на горных реках с гравелисто-галечниковым руслом (Зеравшан, Терек и др.) наиболее интенсивны в первые 2—3 года эксплуатации; они заканчиваются примерно к 10—12 году существования плотины, достигая глубины 3 *м* при удельном расходе 4—5 $м^3/сек$ и 4—6 *м* при удельном расходе около 12 $м^3/сек$. В руслах, сложенных мелкопесчаными грунтами, размывы ниже плотин достигают 3—4 *м* при удельном расходе около 3,5 $м^3/сек$; при удельном расходе до 11 $м^3/сек$ — в несколько раз более (12—15 *м*); при среднепесчаном грунте — 6—8 *м*.

Длины участков интенсивного размыва русла за плотинами на горных реках достигают 1,0—1,5 *км* при снижении уровня воды за рисбермой на 0,5—1,5 *м* против бытового.

После заиления верхнего бьефа и поступления наносов в нижний бьеф в размытом участке начинают выпадать наносы, частично уменьшая размыв у плотины и поднимая дно реки до бытового положения за плотиной.

Если перед плотиной производится водозабор с частичной очисткой воды от наносов (отстойниками) и, следовательно, в нижний бьеф реки вода поступает с повышенной против бытовой мутностью, то положение дна за плотиной ко времени его стабилизации может быть выше бытового, а непосредственно за выпуском из отстойника возможно образование бара (отмели); это обстоятельство необходимо учитывать при назначении отметки порога отверстий плотины и выпусков из отстойника.

Для плотин с большими удельными расходами и скоростями размыв русла в средних участках течения реки может распространиться на значительные расстояния (несколько десятков и даже сотен километров), что вследствие снижения уровней воды может осложнить отвод воды из реки в нижерасположенные бесплотинные водозаборы.

Предоставленный самому себе поток в нижнем бьефе, выходя из отверстий плотины с большими скоростями, создает по сторонам интенсивные вихри с вертикальными осями, которые вызывают сильные течения вдоль земляной плотины или берега, могущие угрожать им подмывом. Поток за плотиной образует сбойное течение, особенно усиливающееся, как и боковые вихри, при образовании бара за воронкой размыва (рис. 29—11, *а*). Очевидно и здесь необходимо вмешательство в формирование русла нижнего бьефа; следует организованно направить поток, устранив угрозу подмыва земляной плотины, берегов и создания сбойного течения.

В верхнем бьефе реку подводят к плотине и к водозаборному сооружению одним руслом, прямолинейным или криволинейным в плане, создавая в нем, в зависимости от типа водозабора и режима реки, такую структуру потока, которая обеспечивала бы водозабор от захвата донных наносов, направляя их в нижний бьеф.

Гидравлические элементы такого искусственного русла должны удовлетворять зависимостям, приведенным в главе 27, в том числе и требованиям допускаемых скоростей.

В первые годы работы гидроузла скорости в искусственном русле будут размывать его, оставляя крупные и вынося мелкие фракции грунта, место

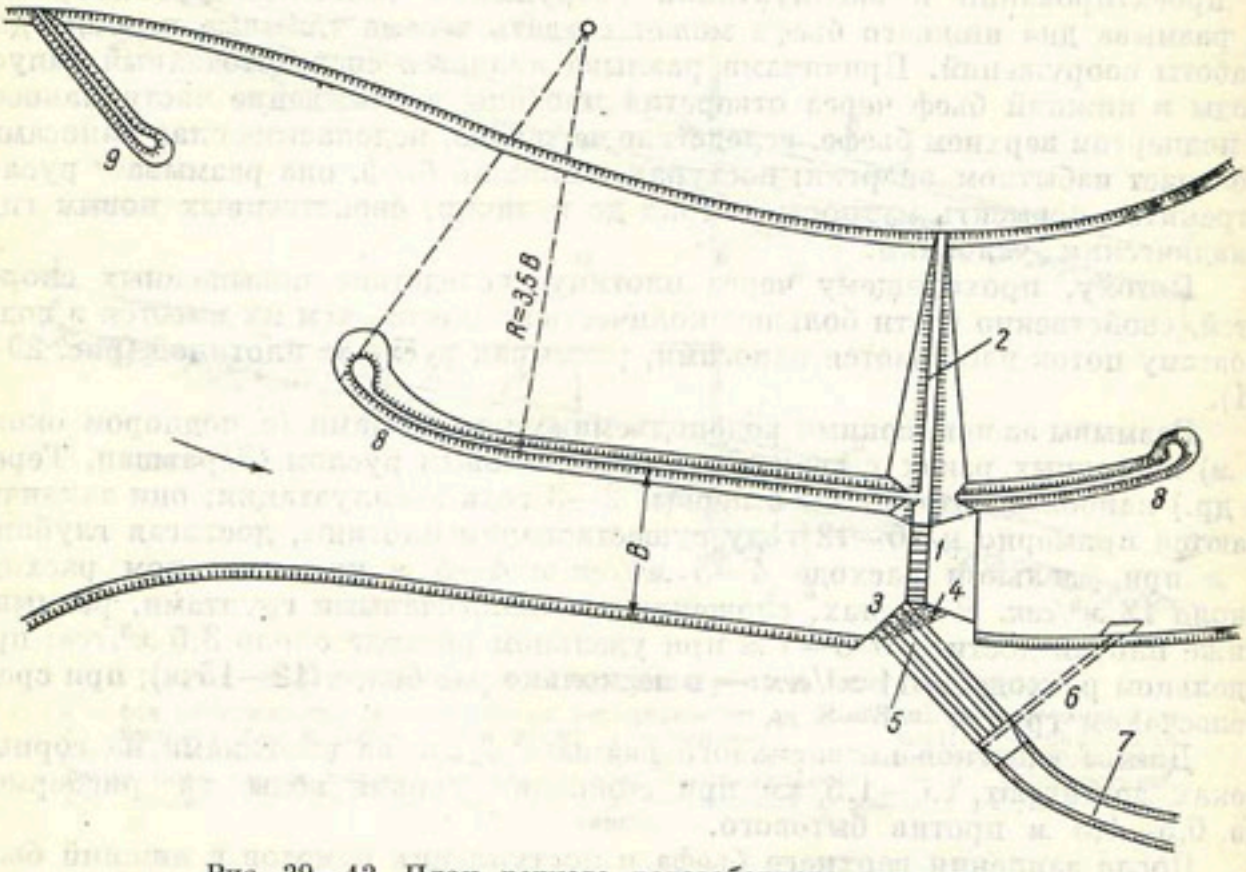


Рис. 29—12. План речного водозаборного гидроузла:

1 — водосбросная плотина; *2* — земляная плотина; *3* — водозаборное сооружение; *4* — донные промывники; *5* — отстойник; *6* — пульповод отстойника; *7* — магистральный канал; *8* — струенаправляющие дамбы; *9* — полузапруды.

которых будет замещаться поступающими более крупными фракциями наносов, способными выдерживать большие скорости течения. При наличии в составе донных наносов реки гальки она, поступая в искусственное русло, покрывает его одеждой, сложенной по типу рыбьей чешуи, способной выдерживать (допускаемые) скорости $v_1 = 2 \div 3$ *м/сек*, в зависимости от размера гальки ($d = 10 \div 15$ *см*). Такая естественная отмостка русла характерна не только для галечниковых наносов, она наблюдается всегда при наличии крупных донных наносов (гравий и т. п.). Направление потока к гидроузлу осуществляют устройством струенаправляющей дамбы (рис. 29—12) длиной около пяти ширин русла ($5B$) — на прямолинейном участке реки и более (до $8B$) — на криволинейном. Вход в искусственное русло устраивается воронкой с радиусом закругления $3{,}5B$. В широких руслах для направления потока к дамбе ставится полузапруда; в горных и предгорных участках полузапруду соединяют с дамбой. Пространство между дамбой и противоположным берегом постепенно кольматируется; для ускорения кольматации дамбу в верхней ее части (на $^1/_2$ или $^2/_3$ длины) устраивают затопляемой в паводковый период.

Дно искусственного русла (рис. 29—11, *б*) находится в состоянии подвижного равновесия: небольшое заиление во время спада паводка, смыв этих заилений промывкой в межень или в следующий паводок.

В верхнем бьефе реку подводят к плотине и к водозаборному сооружению одним руслом, прямолинейным или криволинейным в плане, создавая в нем, в зависимости от типа водозабора и режима реки, такую структуру потока, которая обеспечивала бы водозабор от захвата донных наносов, направляя их в нижний бьеф.

Гидравлические элементы такого искусственного русла должны удовлетворять зависимостям, приведенным в главе 27, в том числе и требованиям допускаемых скоростей.

В первые годы работы гидроузла скорости в искусственном русле будут размывать его, оставляя крупные и вынося мелкие фракции грунта, место

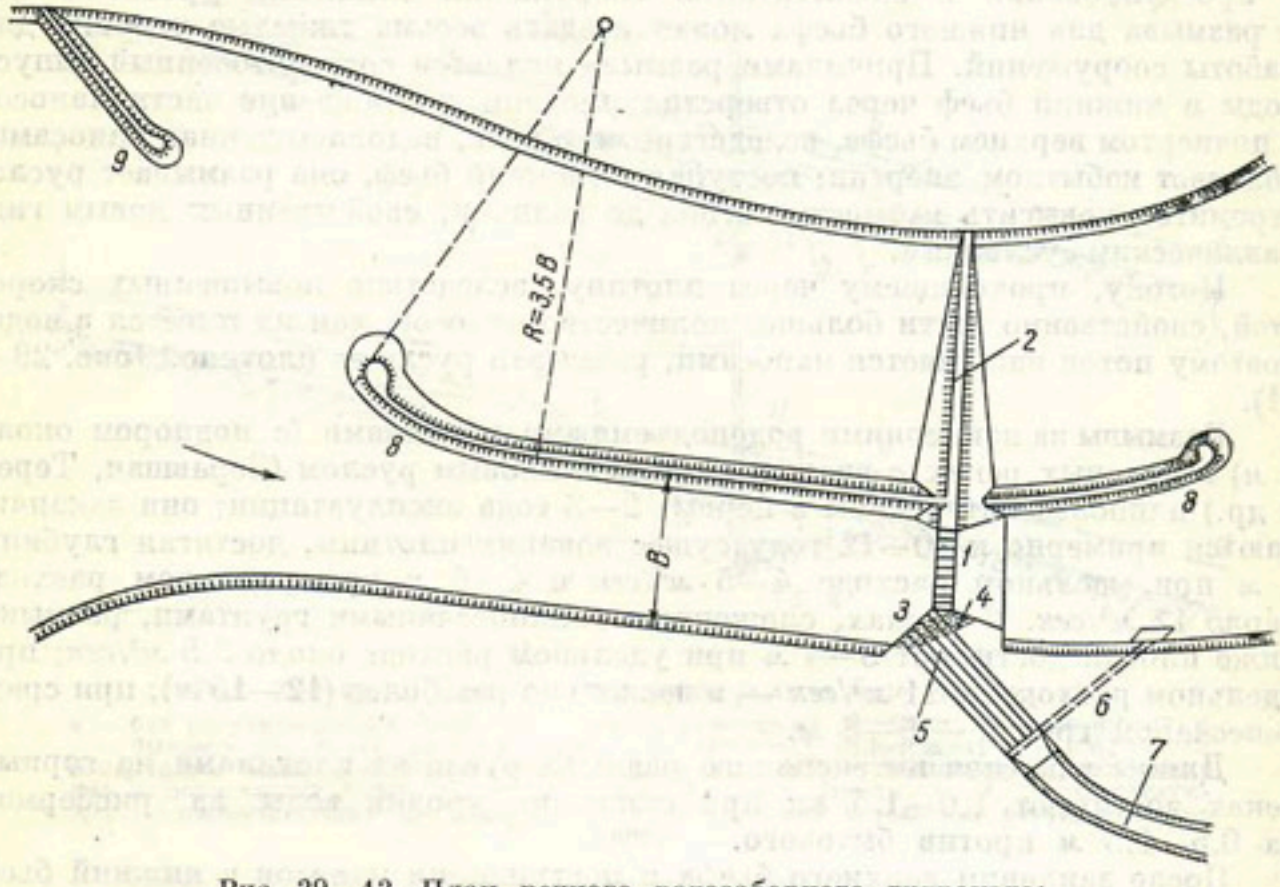


Рис. 29—12. План речного водозаборного гидроузла:

1 — водосбросная плотина; *2* — земляная плотина; *3* — водозаборное сооружение; *4* — донные промывники; *5* — отстойник; *6* — пульповод отстойника; *7* — магистральный канал; *8* — струенаправляющие дамбы; *9* — полузапруды.

которых будет замещаться поступающими более крупными фракциями наносов, способными выдерживать большие скорости течения. При наличии в составе донных наносов реки гальки она, поступая в искусственное русло, покрывает его одеждой, сложенной по типу рыбьей чешуи, способной выдерживать (допускаемые) скорости $v_1 = 2 \div 3$ *м/сек*, в зависимости от размера гальки ($d = 10 \div 15$ *см*). Такая естественная отмостка русла характерна не только для галечниковых наносов, она наблюдается всегда при наличии крупных донных наносов (гравий и т. п.). Направление потока к гидроузлу осуществляют устройством струенаправляющей дамбы (рис. 29—12) длиной около пяти ширин русла ($5B$) — на прямолинейном участке реки и более (до $8B$) — на криволинейном. Вход в искусственное русло устраивается воронкой с радиусом закругления $3{,}5B$. В широких руслах для направления потока к дамбе ставится полузапруда; в горных и предгорных участках полузапруду соединяют с дамбой. Пространство между дамбой и противоположным берегом постепенно кольматируется; для ускорения кольматации дамбу в верхней ее части (на $^1/_2$ или $^2/_3$ длины) устраивают затопляемой в паводковый период.

Дно искусственного русла (рис. 29—11, *б*) находится в состоянии подвижного равновесия: небольшое заиление во время спада паводка, смыв этих заилений промывкой в межень или в следующий паводок.

Естественная отмостка русла наблюдается и в зоне размыва за плотиной. Устройство за плотиной направляющей дамбы (рис. 29—13) отодвигает от земляной плотины вихрь и ослабляет его интенсивность — вследствие растекания потока между берегом и дамбой поток вступает в русло с пони-

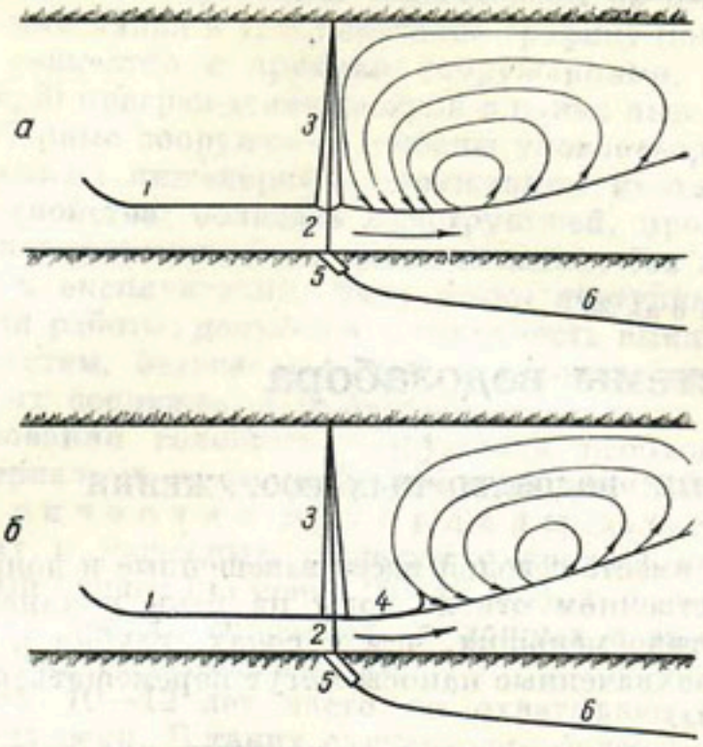


Рис. 29—13. Схема вихревых течений в нижнем бьефе плотин:

а — без направляющей дамбы; *б* — с направляющей дамбой; *1* — верхняя направляющая дамба; *2* — водопропускная плотина; *3* — земляная плотина; *4* — нижняя направляющая дамба; *5* — водозабор; *6* — канал.

женными скоростями. Без дамбы (рис. 29—13, *а*) поток несколько сжимается водой нижнего бьефа, повышает скорости и увеличивает глубину воронки размыва.

Растекание потока между берегом и дамбой (или между двумя дамбами) происходит вследствие потерь кинетической энергии на пульсацию, на трение по руслу, поэтому дамбы в плане устраивают с роспуском (с центральным углом) вначале около 9—10° и в конце около 12—14°. Чем больше скорость выхода воды из плотины, тем меньше угол; при больших углах возможен отрыв струй от дамб, образование сбойного течения и понижение эффекта от устройства дамб.

ЧАСТЬ СЕДЬМАЯ

Водозаборные сооружения

Глава 30

Системы водозабора

§ 30—1. НАЗНАЧЕНИЕ ВОДОЗАБОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Речной поток вместе с водой несет взвешенные и донные наносы; поэтому при непосредственном отводе воды из реки в каналы захватываются и наносы. Вследствие меньших, чем в реках, глубин и скоростей течения в каналах не все захваченные наносы могут перемещаться; часть их выпадает, заиляя каналы.

Заиление каналов вызывает ряд вредных последствий.

1. Уменьшается пропускная способность каналов, особенно в головных частях, на 30—70%.

2. Очистка каналов требует больших средств и много времени.

3. Вынутые из каналов наносы образуют столь большие отвалы грунта (раши) вдоль каналов, что дальнейшая очистка их становится затруднительной.

4. Заиление влечет за собой искривление и другие деформации русла каналов, вследствие чего ухудшается эксплуатация каналов и сооружений на них; особенно осложняется деление воды сооружениями.

5. Крупные и средние наносы истирают лопатки турбин и насосов, снижая их коэффициенты полезного действия и сроки службы.

6. Наносы истирают облицовку каналов и сооружений, заиляют водохранилища, что уменьшает их полезные объемы.

Механизированная очистка оросительных каналов (при заборе из реки не очищенной от наносов воды) требует большого количества снарядов, оборудования, горючего и квалифицированных кадров. Лучшим решением будет недопущение в оросительную систему излишних, не транспортируемых каналами наносов, что может быть достигнуто постановкой речных регулирующих сооружений, струенаправляющих конструкций перед водозаборным сооружением или устройством в голове магистрали водозаборных сооружений и отстойных бассейнов с надлежащей эксплуатацией их. Механизированная очистка каналов при наличии тех или иных из перечисленных сооружений является дополнительным мероприятием.

Водозаборные сооружения, как показывает их название, устраивают для забора воды из источника питания в оросительную, деривационную или иную систему [1]. Так как такие сооружения строят в голове системы, то их часто называют также головными сооружениями.

Головные сооружения обычно устраивают в комплексе с другими гидротехническими сооружениями — плотинами, отстойниками, речными регу-

[1] О водозаборах для водоснабжения см. Н. В. Ереснов, Ф. И. Бондарь, С. И. Семенов и И. Е. Суров. Речные водозаборные сооружения. Госстройиздат. М., 1951.

лирующими поток сооружениями, гидростанциями, судоходными шлюзами и др. Общий комплекс этих сооружений называют гидротехническим водозаборным узлом сооружений, или гидроузлом (рис. 2—1).

Главные задачи речных водозаборных сооружений заключаются в следующем: 1) обеспечение бесперебойной подачи воды из реки к потребителю (в ГЭС, в оросительный канал и т. п.) согласно графику потребления; 2) планомерная работа, совместно с другими сооружениями, по очистке воды от вредных наносов; 3) преграждение доступа в канал льда, шуги, плавника.

Речные водозаборные сооружения должны удовлетворять общим требованиям, предъявляемым к инженерным сооружениям: иметь хорошие и устойчивые водомерные свойства; обладать конструкцией, простой в строительстве и удобной в эксплуатации; быть экономичными, без излишних запасов при строительстве и эксплуатации; быть легко доступными для осмотра, ремонтов и контроля работы; допускать возможность выключения из работы в целом или по частям, безопасного как для водозаборных сооружений, так и для остальных сооружений гидроузла.

При проектировании головных сооружений необходимо располагать надлежащими материалами изысканий, наблюдений и обследований.

Гидрометрические материалы должны состоять из достаточно подробных и надежных сведений о режиме источника питания (реки) за длительный период (не менее 10—12 лет), т. е. сведений о расходах воды, уровнях ее, уклонах, скоростях, о донных и взвешенных наносах, о плавнике, ледоставе, ледоходе и шуге.

Наблюдения за 10—12 лет часто не охватывают всех характерных особенностей режима реки. В таких случаях для более полного представления об уровнях и расходах нужно использовать метеорологические наблюдения, охватывающие, как правило, более длительный период, чем гидрометрические.

Если головное сооружение намечается в том месте реки, близ которого нет гидрометрической станции или водомерного поста, необходимо во время изысканий, а лучше раньше, заложить временный водомерный пост в районе будущего сооружения; 2—3-годичные наблюдения на таком посту можно увязать корреляцией с многолетними данными ближайшей гидрометрической станции и получить более надежные характеристики режима реки.

При проектировании крупных гидроузлов, как, например, Волжского у г. Куйбышева, Волгоградского им. XXII съезда КПСС, Каховского, Кайрак-Кумского, использованы гидрометрические материалы наблюдений за несколько десятилетий (60—70 лет).

В гидрологических материалах должны содержаться сведения за длительный срок о размывах русла реки и их периодических изменениях по сезонам года, о формах русла-ложа и берегов, о размывах и отложениях наносов по времени, месту и качеству, об отмелях и их перемещениях, о наличии перекатов и порогов.

Материалы геологических и гидрогеологических изысканий должны освещать геологическое строение русла и берегов, их устойчивость, оползни, обвалы; залегание грунтов, петрографический, механический и химический состав их, строительные свойства грунтов (возможность разработки), допускаемые напряжения, угол естественного откоса, сцепление; грунтовые воды, их уровни и дебит (необходимо иметь полные данные об их режиме), их химический состав с определением степени вредности воды для бетона; изменения геотехнических свойств грунтов под влиянием новых условий потока грунтовых вод, вызываемых постройкой сооружения.

К техническим данным относятся: топография местности; сведения о прилегающих культурных землях, отчуждаемых под постройку; размеры затоплений и подтоплений; сведения о местных строительных материалах, их количестве, качестве и местоположении; о местных промышленных предприятиях (возможность размещения заказов на металлические

конструкции и сборку их); транспортные возможности и средства; дороги существующие, временные, устраиваемые специально для строительства, и постоянные, проектируемые для гидроузла.

Эксплуатационные данные включают сведения о проектируемом режиме потребления воды, о намеченных сбросах из магистрали в случае устройства их на холостой части магистрали как катастрофического сброса, или как мероприятия по удалению захваченных сооружением наносов, или для той и другой цели одновременно; условия неподтопляемости их рекой; сведения о судоходстве на реке и магистральном канале (грузооборот, направление и характер грузов), влияние на него водозабора. При других видах имеющегося использования реки следует учесть и согласовать потребности в воде с проектируемым водозабором (использование водной энергии, рыбное хозяйство и др.).

§ 30—2. СИСТЕМЫ ВОДОЗАБОРА

Для обеспечения водопотребления используют грунтовые воды, речные воды или воды озер и водохранилищ.

Грунтовые воды используют для водоснабжения и для орошения небольших участков земель. Вывод грунтовой воды на поверхность производится

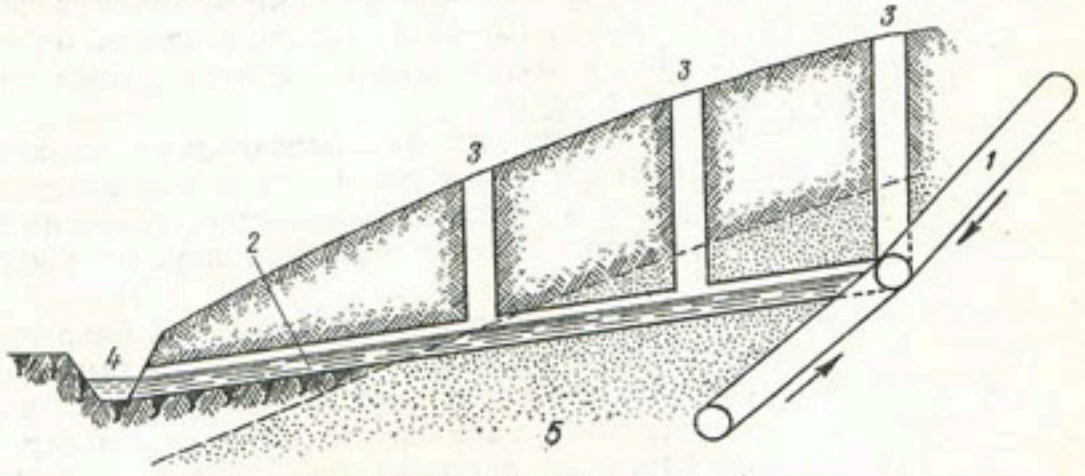


Рис. 30—1. Кяриз (кягриз):
1 — сборная штольня; *2* — отводная штольня; *3* — шахты; *4* — канал; *5* — водоносный грунт.

кяризами (рис. 30—1), откачкой ее из колодцев или перехватом грунтовой воды в русле реки путем устройства траншеи; в последнем случае возможно комбинированное питание грунтовыми и поверхностными водами.

Кяризы (кягризы) представляют собой системы сборных (захватных) галерей (штолен), устраиваемых вдоль гидроизогипс, одной или нескольких отводных штолен, располагаемых примерно поперек гидроизогипс, и ряда шахт, через которые удаляется выбираемый из штолен грунт. В дальнейшем шахты служат для надзора, ремонта и вентиляции штолен. Из сборных штолен вода самотеком и безнапорно поступает в открытый канал. Наибольшее распространение кяризы получили в Туркменской ССР, Азербайджанской ССР и Иране.

Водозабор из рек может быть выполнен путем самотечного вывода воды из реки и путем механического подъема воды из реки в канал. Различают три типа самотечного водозабора: бесплотинный, шпорный и плотинный.

Бесплотинный водозабор устраивают, когда уровни и расходы реки достаточны для самотечного питания магистрального канала (рис. 28—21).

Когда достаточно многоводная река не обеспечивает самотечного вывода воды на заданные отметки или когда на реке устраивается ГЭС, тогда в реке ставят водоподъемную плотину, повышающую уровни воды в реке до требуемых (рис. 2—1).

При расположении водозаборных сооружений на обоих берегах реки водоподьемная плотина особенно необходима; ею не только подпирается

уровень воды в реке до требуемого по условиям водозабора, но и обеспечивается удобное и надежное водораспределение между обоими водозаборными сооружениями и более благоприятные условия для промывки наносных отложений перед ними.

При недостатке расхода в реке необходимо прибегать к регулированию стока реки — годичному, если его будет достаточно для питания системы, или многолетнему.

Водозабор с механическим подъемом воды называют также, для краткости, машинным водозабором. Орошаемая площадь непосредственно примыкает к источнику питания и расположена при этом значительно выше уровня воды. Воду непосредственно качают из магистрали или реки на орошаемые поля; иногда устраивают очень короткую холостую часть машинного канала.

Общие положения по проектированию водозаборных сооружений приводится в СН и П II-И. 3-62[1].

Глава 31

Бесплотинный водозабор

§ 31—1. УСЛОВИЯ РАБОТЫ БЕСПЛОТИННЫХ ВОДОЗАБОРОВ

Бесплотинные водозаборы широко распространены в ирригации, что может быть объяснено их простотой и относительно невысокой строительной стоимостью. Действительно, бесплотинные водозаборы обладают простой конструкцией, меньшей, по сравнению с плотинными водозаборами, стоимостью, но зато они сложны и дороги в эксплуатации; забираемые ими расходы воды сильно зависят от бытового режима реки, что существенно ограничивает их оросительную способность; качество забираемой воды невысоко (с водой захватывается много наносов).

Бесплотинные водозаборы применимы, когда расходы и уровни реки позволяют самотеком отвести из реки воду в канал, при этом отводимая доля расхода реки не всегда может удовлетворить потребности орошения. Рассмотрим случай устройства бесплотинного водозабора на реке со снеговым питанием; весной река проносит огромные массы воды и бесплотинным водозабором можно дать воду на предпосевные и первые вегетационные поливы для большой территории; летом, когда потребность в оросительной воде возрастает, река несет малые расходы, близкие или равные меженным, и отвод из реки даже большой доли ее расхода может обеспечить полив намного меньшей территории, чем весной. В таких случаях для увеличения забираемого расхода прибегают к устройству коротких шпор (рис. 29—9), длинных шпор (рис. 31—1) или других регулировочных сооружений (рис. 29—10), что удорожает водозабор и усложняет его эксплуатацию и все же полной гарантии в водообеспеченности не дает.

На реках со снеговым и ледниковым питанием работа бесплотинного водозабора находится в более благоприятных условиях, но полное совпадение графика водопотребления с гидрографом реки наблюдается редко.

Бесплотинные водозаборы размещают как на прямолинейных участках реки, так и на вогнутых берегах (рис. 29—5). Выбор места отвода воды на криволинейном участке реки должен обеспечить наилучшие условия забора воды без захвата или с наименьшим захватом донных наносов.

Выбирая место для водоприемника на участке реки с большими глубинами, надо водозабор располагать от начала криволинейного участка реки на дуге с центральным углом 30—50°; чем больше отношение среднего радиу-

[1] Строительные нормы и правила, часть II, раздел И, глава 3. Сооружения мелиоративных систем. Нормы проектирования, М. 1963.

конструкции и сборку их); транспортные возможности и средства; дороги существующие, временные, устраиваемые специально для строительства, и постоянные, проектируемые для гидроузла.

Эксплуатационные данные включают сведения о проектируемом режиме потребления воды, о намеченных сбросах из магистрали в случае устройства их на холостой части магистрали как катастрофического сброса, или как мероприятия по удалению захваченных сооружением наносов, или для той и другой цели одновременно; условия неподтопляемости их рекой; сведения о судоходстве на реке и магистральном канале (грузооборот, направление и характер грузов), влияние на него водозабора. При других видах имеющегося использования реки следует учесть и согласовать потребности в воде с проектируемым водозабором (использование водной энергии, рыбное хозяйство и др.).

§ 30—2. СИСТЕМЫ ВОДОЗАБОРА

Для обеспечения водопотребления используют грунтовые воды, речные воды или воды озер и водохранилищ.

Грунтовые воды используют для водоснабжения и для орошения небольших участков земель. Вывод грунтовой воды на поверхность производится

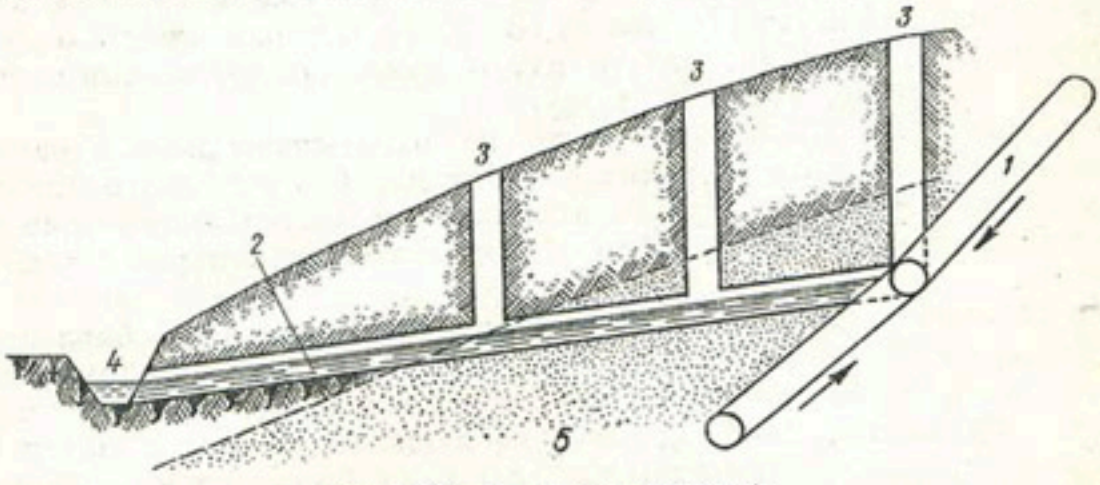


Рис. 30—1. Кяриз (кягриз):
1 — сборная штольня; *2* — отводная штольня; *3* — шахты; *4* — канал; *5* — водоносный грунт.

кяризами (рис. 30—1), откачкой ее из колодцев или перехватом грунтовой воды в русле реки путем устройства траншей; в последнем случае возможно комбинированное питание грунтовыми и поверхностными водами.

Кяризы (кягризы) представляют собой системы сборных (захватных) галерей (штолен), устраиваемых вдоль гидроизогипс, одной или нескольких отводных штолен, располагаемых примерно поперек гидроизогипс, и ряда шахт, через которые удаляется выбираемый из штолен грунт. В дальнейшем шахты служат для надзора, ремонта и вентиляции штолен. Из сборных штолен вода самотеком и безнапорно поступает в открытый канал. Наибольшее распространение кяризы получили в Туркменской ССР, Азербайджанской ССР и Иране.

Водозабор из рек может быть выполнен путем самотечного вывода воды из реки и путем механического подъема воды из реки в канал. Различают три типа самотечного водозабора: бесплотинный, шпорный и плотинный.

Бесплотинный водозабор устраивают, когда уровни и расходы реки достаточны для самотечного питания магистрального канала (рис. 28—21).

Когда достаточно многоводная река не обеспечивает самотечного вывода воды на заданные отметки или когда на реке устраивается ГЭС, тогда в реке ставят водоподъемную плотину, повышающую уровни воды в реке до требуемых (рис. 2—1).

При расположении водозаборных сооружений на обоих берегах реки водоподъемная плотина особенно необходима; ею не только подпирается

уровень воды в реке до требуемого по условиям водозабора, но и обеспечивается удобное и надежное водораспределение между обоими водозаборными сооружениями и более благоприятные условия для промывки наносных отложений перед ними.

При недостатке расхода в реке необходимо прибегать к регулированию стока реки — годичному, если его будет достаточно для питания системы, или многолетнему.

Водозабор с механическим подъемом воды называют также, для краткости, машинным водозабором. Орошаемая площадь непосредственно примыкает к источнику питания и расположена при этом значительно выше уровня воды. Воду непосредственно качают из магистрали или реки на орошаемые поля; иногда устраивают очень короткую холостую часть машинного канала.

Общие положения по проектированию водозаборных сооружений приводится в СН и П II-И. 3-62[1].

Глава 31

Бесплотинный водозабор

§ 31—1. УСЛОВИЯ РАБОТЫ БЕСПЛОТИННЫХ ВОДОЗАБОРОВ

Бесплотинные водозаборы широко распространены в ирригации, что может быть объяснено их простотой и относительно невысокой строительной стоимостью. Действительно, бесплотинные водозаборы обладают простой конструкцией, меньшей, по сравнению с плотинными водозаборами, стоимостью, но зато они сложны и дороги в эксплуатации; забираемые ими расходы воды сильно зависят от бытового режима реки, что существенно ограничивает их оросительную способность; качество забираемой воды невысоко (с водой захватывается много наносов).

Бесплотинные водозаборы применимы, когда расходы и уровни реки позволяют самотеком отвести из реки воду в канал, при этом отводимая доля расхода реки не всегда может удовлетворить потребности орошения. Рассмотрим случай устройства бесплотинного водозабора на реке со снеговым питанием; весной река проносит огромные массы воды и бесплотинным водозабором можно дать воду на предпосевные и первые вегетационные поливы для большой территории; летом, когда потребность в оросительной воде возрастает, река несет малые расходы, близкие или равные меженным, и отвод из реки даже большой доли ее расхода может обеспечить полив намного меньшей территории, чем весной. В таких случаях для увеличения забираемого расхода прибегают к устройству коротких шпор (рис. 29—9), длинных шпор (рис. 31—1) или других регулировочных сооружений (рис. 29—10), что удорожает водозабор и усложняет его эксплуатацию и все же полной гарантии в водообеспеченности не дает.

На реках со снеговым и ледниковым питанием работа бесплотинного водозабора находится в более благоприятных условиях, но полное совпадение графика водопотребления с гидрографом реки наблюдается редко.

Бесплотинные водозаборы размещают как на прямолинейных участках реки, так и на вогнутых берегах (рис. 29—5). Выбор места отвода воды на криволинейном участке реки должен обеспечить наилучшие условия забора воды без захвата или с наименьшим захватом донных наносов.

Выбирая место для водоприемника на участке реки с большими глубинами, надо водозабор располагать от начала криволинейного участка реки на дуге с центральным углом 30—50°; чем больше отношение среднего радиу-

[1] Строительные нормы и правила, часть II, раздел II, глава 3. Сооружения мелиоративных систем. Нормы проектирования, М. 1963.

са кривизны реки к ее ширине и чем больше доля отвода расхода, тем больше выбирается величина центрального угла. Другое указание к месту размещения водозабора: он должен быть поставлен там, где естественная циркуляция потока получает полное развитие, что часто наблюдается на расстоянии 0,5—0,6 длины криволинейного участка от его начала.

В створе водозаборного сооружения должны быть: прочные и устойчивые против оползней и подмывов грунты незатопляемого берега; устойчивое

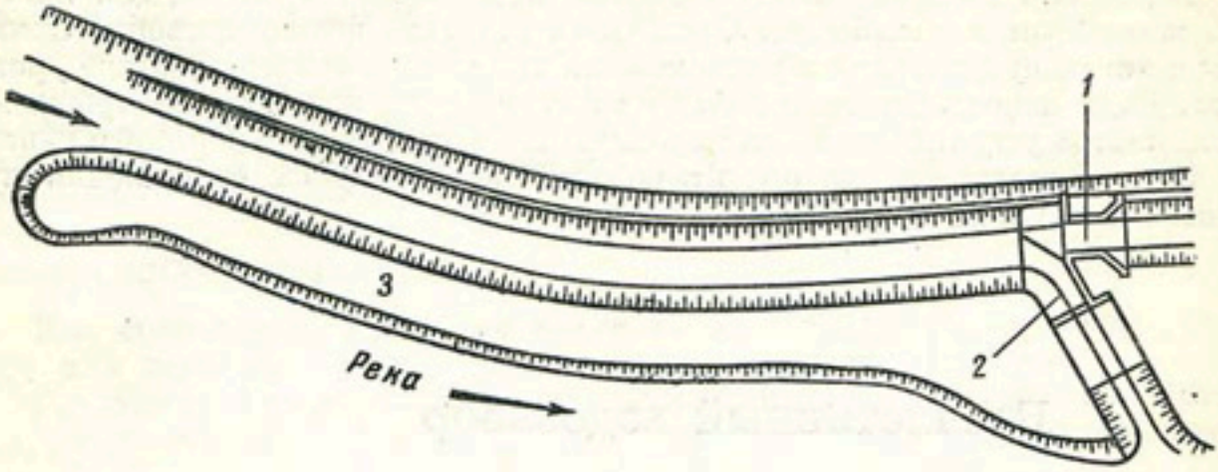


Рис. 31—1. План шпорного водозабора:
1 — головной регулятор; *2* — промывное сооружение; *3* — шпора.

русло реки; отсутствие водоворотов и перекатов в русле перед сооружением; короткая холостая часть магистрали, проходящая в неглубоких выемках; неподтопляемый (самотечный) сброс из магистрали в реку.

§ 31—2. ТИПЫ БЕСПЛОТИННЫХ ВОДОЗАБОРОВ

Наиболее простым типом бесплотинного водозабора является о т к р ы т ы й к а н а л, прокопанный от берега реки до оросительной системы; однако простота устройства такого водозабора влечет за собой существенные неблагоприятные последствия для эксплуатации (рис. 29—4).

Основные недостатки такого водозабора: невозможность регулирования забираемого расхода воды, быстрая заносимость наносами головы канала, деформация русла и смещение вниз по реке головы канала.

В паводок в канал поступают чрезмерно большие расходы воды, к тому же повышенной мутности; при спаде паводка наносы, выпадая в голове канала, создают пробку, и может быть такой случай, что в межень, когда уровень в реке снижается, вода не сможет, из-за наличия пробки наносов, поступать в канал; вот почему исторически получил широкое применение многоголовый бесплотинный водозабор, состоящий не из одного, а из системы каналов-прокопов (рис. 31—2).

В паводок работает один канал, например *1*, остальные закрыты перемычками той или иной системы; после спада паводка включают остальные каналы. Такая система водозабора позволяет, хотя и не точно, регулировать забираемый расход воды, лучше обеспечивает подачу воды на систему в межень, позволяет очистку каналов от наносов рассредоточить на осенне-зимний — ранневесенний период, а не вести ее, как это бывает при одном канале, авральноно после спада паводка, т. е. в разгар поливного периода, когда небольшая задержка поливов (из-за несвоевременной или запоздалой очистки) может повести к значительному снижению урожая или даже к гибели его.

В условиях низовьев рек (Сыр-Дарьи и Аму-Дарьи), где наблюдаются зажоры льда, поднимающие перед собой уровни реки до паводковых (и даже выше), представляется возможность гидравлического смыва наносных отло-

жений через промывной канал, если между прокопом и сбросным каналом на реке образуется зажор льда; при этом вход в холостую часть магистрального канала должен быть закрыт. В рассмотренных водозаборах имеются элементы примитивного регулирования расхода воды и гидравлического удаления наносов.

В инженерных системах водозаборных сооружений регулирование забираемого расхода воды осуществляется по графику водозабора; степень регулирования режима наносов различна.

Простейшим инженерным водозаборным сооружением будет головной регулятор (рис. 28—21), помещенный на урезе воды вогнутого берега. Очевидно, что такое размещение возможно при прочных и устойчивых против оползней и подмывов берегах, легко доступных (с небольшим объемом строительных работ) и незатопляемых, при устойчивом русле реки вблизи регулятора, при отсутствии водоворотов и перекатов; при больших глубинах

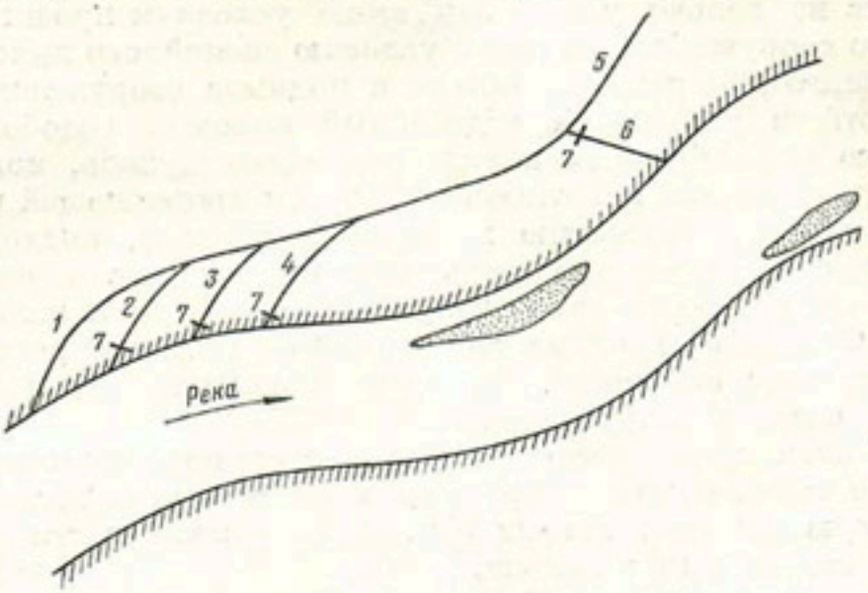


Рис. 31—2. Многоголовый водозабор:
1, 2, 3, 4 — головы водозабора; *5* — магистральный канал; *6* — сбросной канал; *7* — перемычки.

воды в русле реки близ регулятора и, наконец, при относительно короткой холостой части магистрального канала, проходящей в неглубокой выемке.

Головные сооружения представляют собой комплекс конструкций, состоящих из регулятора и русловых сооружений: шпоры, речных регулирующих устройств, направляющих систем проф. М. В. Потапова и др.

При однопролетном регуляторе всякие неполадки с затвором или подъемным механизмом могут повести к выключению всей оросительной системы из работы. При двух пролетах головного регулятора возможна работа одного из них (например, в паводок), что создает неравномерный впуск воды в канал и поведет к образованию в нем сбойного течения. Поэтому не рекомендуется устраивать регулятор с одним или двумя пролетами. Лучше назначать три пролета и более; при этом указанные недостатки устраняются и, кроме того, обеспечивается бóльшая маневренность при проведении ремонтных работ.

Борьба с вредными наносами и осложненные условия ремонта заставляют ставить в головном регуляторе два типа затворов: основные, регулирующие поступление воды в канал, и вспомогательные (шандоры или спицы). Кроме того, иногда впереди затворов ставят решетки как одну из мер борьбы против захвата крупных наносов и плавника.

В зависимости от сочетаний уровней воды перед и за регулятором его пролеты делают открытыми или снабжают сверху диафрагмой (забральной стенкой), вследствие чего истечение воды происходит не через водослив, а из-под затвора.

Во время паводка, когда горизонт воды в реке значительно повышается, избыток напора можно было бы компенсировать частичным опусканием

затворов и вести забор воды из-под затвора, т. е. питать канал преимущественно из донных и придонных слоев реки. Однако это может повести к усиленному захвату вредных донных наносов. Для предотвращения захвата наносов воду забирают не из-под затвора, а через шандоры, т. е. из верхних слоев реки, менее богатых крупными наносами.

При особо высоких уровнях паводка регулятор снабжают забральной стенкой, что позволяет существенно уменьшить высоту затворов, облегчить подъемники и служебные мостики. Низ забральной стенки опускают до отметки, при которой возможен свободный забор воды в межень (рис. 31—3).

Для обслуживания затворов, шандор и решеток устраивают служебные мостики. Если регулятор будет действовать и зимой, надлежит предусмотреть конструкции, предупреждающие захват шуги и льда (забральные стенки, запани).

Компоновка форм, размеров и сочетание элементов регулятора должны удовлетворять не только указанным выше условиям проектирования его как головного сооружения, но еще и условию спокойного выхода воды в канал, не опасного для размыва канала и подмыва сооружения снизу. Для этого в флютбете устраивают водобойный колодец, водобойную стенку, искусственную шероховатость в виде различных зубцов, колонн (пирсов) и другие виды гасителей кинетической энергии протекающей воды.

Водозаборному сооружению в целом (регулятор, подходная выемка, крепление берегов) следует придавать такие конструктивные формы, которые не вызывали бы движения воды, взмучивающего наносы вблизи головного сооружения. Очертания входных стенок, порога и бычков регулятора должны быть достаточно плавными, дающими спокойный, без больших потерь напора вход воды в сооружение.

Верхние слои воды имеют меньшую мутность, поэтому необходимо предусмотреть возможность забора воды именно из этих слоев, не допуская в канал плывущий сор, камыш и т. п., задерживая его на решетках, у забральной стенки или в запани.

Примером бесплотинного водозаборного сооружения, отнесенного от бровки берега, является головное сооружение канала им. Ахунбабаева (р. Сыр-Дарья). Оно состоит из двух частей: берегового порога и трубчатого регулятора (рис. 31—4). Входная воронка начинается береговым порогом с Г-образным полком. Назначение порога — предотвращение завлекания наносов в канал. На пороге установлены фермы, служащие опорами для шандор и служебного моста. Трубчатый регулятор отстоит от бровки берега на 74 *м*. В плане ось шандорного порога повернута по отношению к оси головного участка канала на угол 18° 55′.

Пока еще невозможно при проектировании точно учесть влияние самого головного сооружения на изменение режима реки; поэтому при проектировании крупных ответственных головных сооружений проверяют их работу на моделях и придают им надежную устойчивость как в статическом отношении, тщательно учитывая действие всех факторов, так и от подмыва, устраивая зубья, шпунты, цементацию основания и др.

Формы элементов сооружения должны быть простыми, облегчающими производство строительных работ; при этом необходимо учитывать возможный водоотлив и устройство перемычек. Линии шпунтов должны быть прямыми, с наименьшим числом углов поворота.

Необходимо предусматривать крепление берегов и части дна перед и за сооружением.

Общую ширину регулятора назначают примерно равной ширине канала по дну или несколько больше ее, при этом упрощается сопряжение сооружения с каналом; входные скорости в отверстии невелики и почти всегда можно установить забральную стенку.

Если разность уровней воды в реке перед сооружением и в канале за сооружением велика или когда канал проходит в слабых грунтах (малые скорости и малые глубины воды при большой ширине канала по дну), то ши-

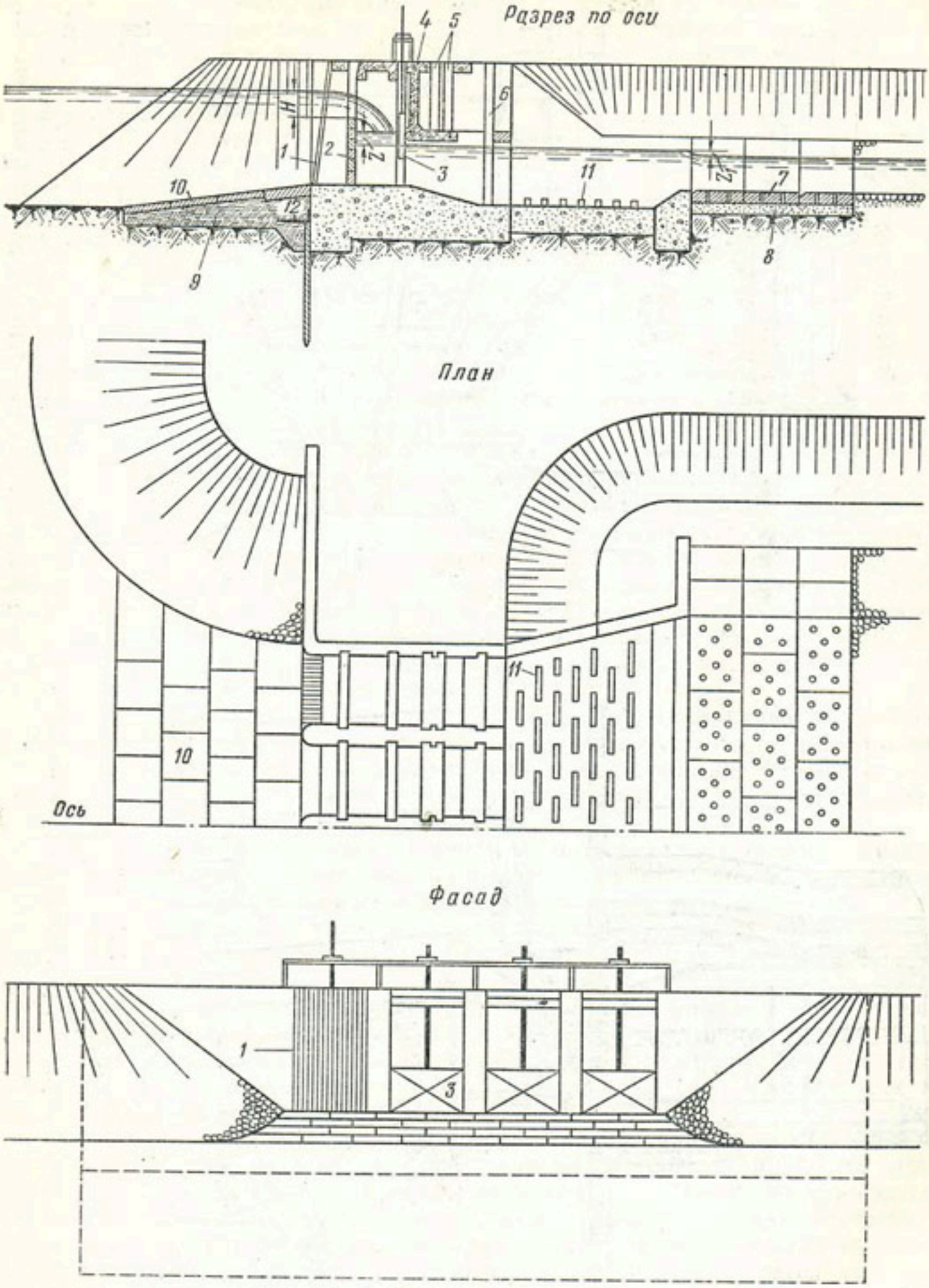


Рис. 31—3. Головной регулятор:

1 — решетка; *2* — шандоры; *3* — затвор; *4* — забральная стенка; *5* — пазы для склада шандор; *6* — паз для низовых шандор; *7* — дырчатые плиты; *8* — обратный фильтр; *9* — понур из глины или глинобетона; *10* — бетонные плиты; *11* — бруски искусственной шероховатости; *12* — битумный мат.

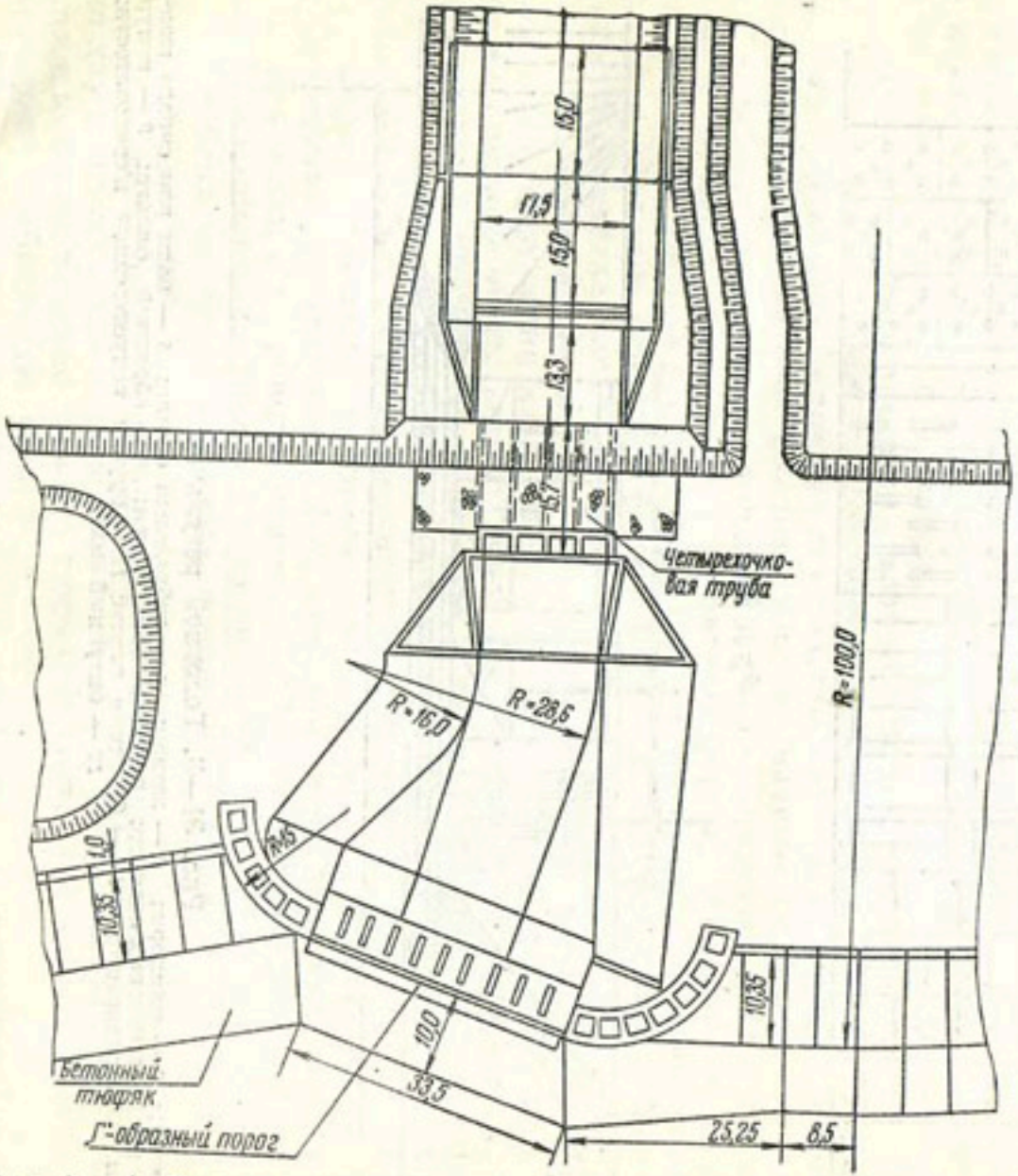


Рис. 31—4. План головного сооружения, удаленного от бровки берега.

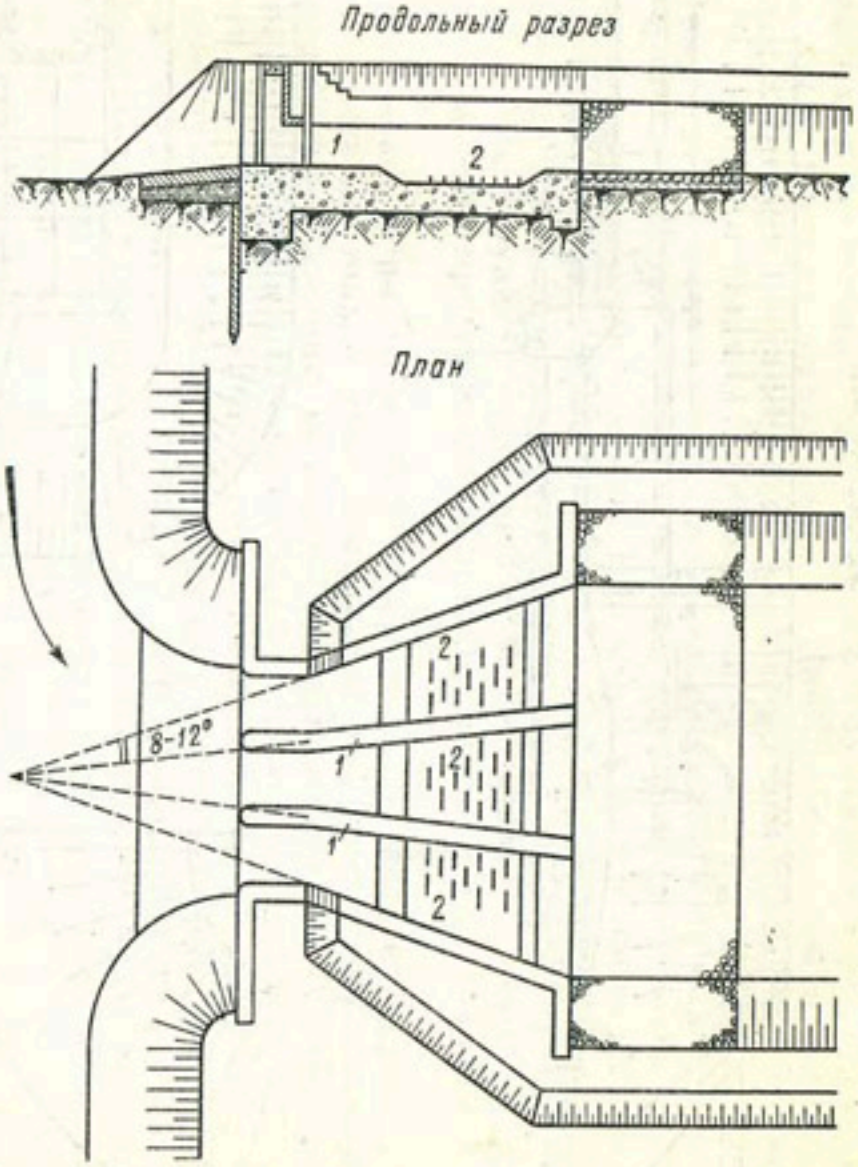


Рис. 31—5. Сопряжение головного регулятора с магистральным каналом отбойными стенками:

1 — отбойные стенки; *2* — бруски искусственной шероховатости.

рина регулятора оказывается намного меньше ширины канала. Роспуск боковых стен в таких случаях получается настолько крутым, что поток, забираемый регулятором, не заполняет всего пространства между его стенами или вступает в канал не по всей его ширине (следовательно, со скоростями, превосходящими допускаемые); к тому же создается опасность образования сбойного течения.

Для предупреждения размыва канала поток разделяют ребрами или отбойными стенками на отдельные струи, роспуск которых должен быть достаточен для заполнения движущейся водой всего пространства (рис. 31—5).

Высоту ребер назначают равной 0,8—1,0 нормальной глубины воды в канале.

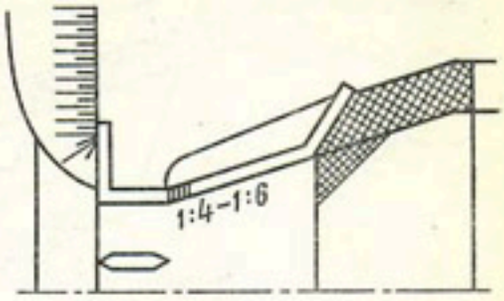


Рис. 31—6. Сопряжение головного регулятора с магистральным каналом плавным роспуском стен и канала.

Второй прием сопряжения узкого регулятора с широким каналом заключается в придании стенам регулятора допустимого (без отрыва от них струи) роспуска в плане 1 : 5—1 : 6 на длине, определяемой гидротехническим расчетом; за стенами следует укрепленный участок канала с тем же роспуском до сопряжения с земляным руслом (рис. 31—6).

При несимметричной работе неполного числа пролетов многопролетного регулятора в канале образуется серпентинный поток, медленно переходящий в спокойное, равномерное движение. Такой поток размывает дно и подмывает откосы канала. Для устранения или уменьшения серпентинности в водобойных частях таких регуляторов устраивают неглубокие (до 1 *м*) колодцы, в которых протекающая вода перемешивается, после чего идет в канал более равномерным слоем.

В колодцах полезно устраивать искусственную шероховатость, тормозящую поступательное движение воды и не препятствующую ее движению поперек колодца. Отношение удельного расхода потока, выходящего из водобойного колодца на неукрепленное русло канала, к удельному расходу канала не рекомендуется назначать более 1 : 2,5.

Чем плавнее сопрягаются элементы водозаборного сооружения с руслом реки и чем меньше скорость течения в реке, тем меньше водовороты у сооружения, тем слабее перемешивание и взмучивание взвешенных и донных наносов, тем меньше мутность поступающей в регулятор воды. С целью создания более спокойных условий входа воды в регулятор его иногда ставят под острым углом отвода 60—75°; при этом его конструкция (особенно при еще более острых углах) значительно усложняется. Плавность входа в головной регулятор должна обеспечиваться и формой подходной выемки, более развитой с верховой стороны и несколько обжатой с низовой; особенно удлиняется выемка с верховой стороны в случае постановки головного регулятора под острым углом отвода α (рис. 31—7).

Дальнейшее развитие инженерного водозабора направлено на усиление борьбы с наносами путем постановки головного сооружения не на берегу реки, а в удалении (1—2 *км* и более) от берега (рис. 31—8). Участки канала между берегом и головным сооружением используются как отстойники, наносы из них удаляются отчасти путем смыва, отчасти механической очисткой. Подобное положение головного регулятора определяется не только стремлением поставить перед ним отстойники, но также необходимостью разместить головной регулятор за пределами деформации русла реки, за пределами залегания слабых грунтов берега реки — на коренных породах.

На реках с большими уклонами (0,0003 и более) представляется возможность в системе бесплотинного водозабора использовать отстойники с частичным смывом в реку отложившихся в них наносов. От реки проводятся 3—4 канала, которые собираются в одном регуляторе (рис. 31—9), или в конце каждого канала ставится отдельный регулятор. Во время паводка

магистраль питается через один канал, а другие каналы при этом не работают, вследствие чего вода в работающем канале излишне не переосветляется. В межень, когда уровни в реке стоят низко и отвод воды становится затруднительным, работают все остальные каналы, а первый очищается

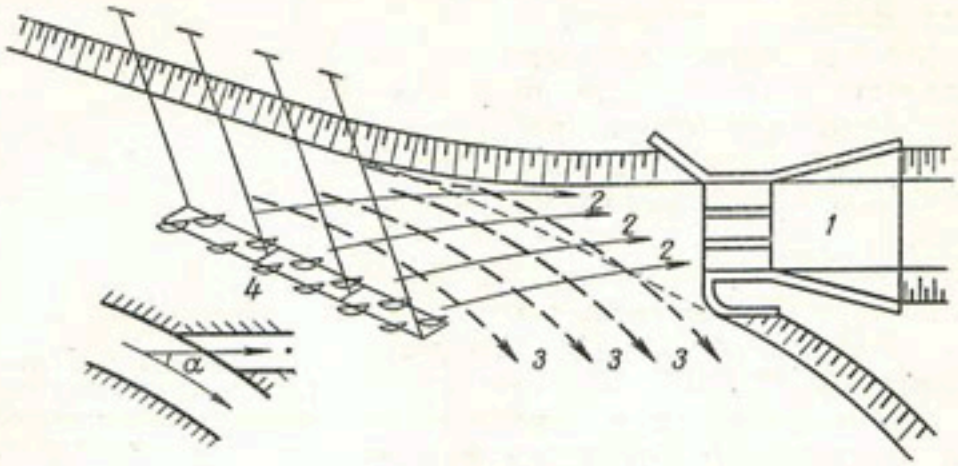


Рис. 31—7. Водозабор с острым углом отвода воды:
1 — головной регулятор; *2* — поверхностные струи; *3* — донные струи; *4* — струенаправляющая система.

от наносов механически и частично гидравлически. Для этого в него забирают максимальный расход и пропускают его через промывной канал; часть наносов из 1-го канала вследствие развития кривой спада смывается. Следует ставить струенаправляющие системы перед входом в работающие каналы и в каналах вести очередную очистку от заиления постоянно работающим парком землесосов. Надо избегать долгого простоя, без работы каналов, так как и при этом они отчасти заиляются мелкими и мельчайшими наносами: выпадая из стоячей мутной воды, они тем самым понижают ее объемный вес, отчего образуется слабый донный ток в канал. Отложения более крупных наносов и в большем количестве наблюдаются в голове каналов: очистка отложений мельчайших наносов землесосами затруднительна.

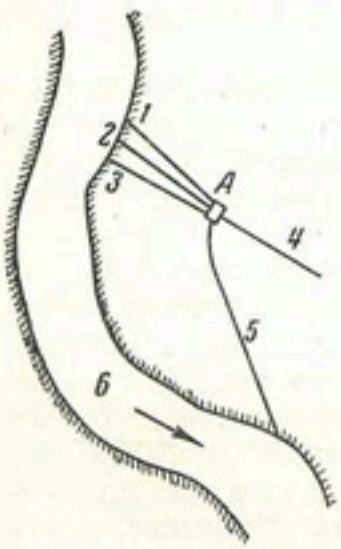


Рис. 31—8. Общий план гидроузла:
1, *2* и *3* — прокопы-отстойники; *4* — магистральный канал; *5* — промывной (сбросной) канал; *6* — река; *А* — головной регулятор.

Рассмотрим три схемы бесплотинных гидроузлов с несколькими прокопами-отстойниками.

Первая схема с централизованным управлением водным потоком (рис. 31—8) предложена во ВНИИГиМ В. А. Шаумяном; она состоит из нескольких, в данном случае из трех, прокопов-отстойников, независимо друг от друга подающих воду в головной регулятор (рис. 31—9, 31—10, 31—11). Через верхний этаж головного регулятора вода подается в магистральный канал, а через нижний этаж — в сбросной канал. В паводок работает один прокоп, в межень — 2—3 прокопа.

Отложения наносов в прокопах смывают через донные отверстия регулятора в сбросной канал и далее в реку; во время промывок верхние пролеты головного регулятора закрывают и систему питают через остальные прокопы. Прокопы и сбросной канал всегда доступны для землесосов, производящих очистку от заиления. Головы прокопов располагают в прямой зависимости от забираемого расхода на расстоянии 0,5—1,5 *км* одну от другой; площадь между прокопами используют для отвалов (магазинов) наносов, удаляемых землесосами из прокопов; при этом полезно часть наносов, откладывающихся в голове прокопов, где происходит более интенсивное заиление за счет крупных фракций, не складывать на магазинажных пло-

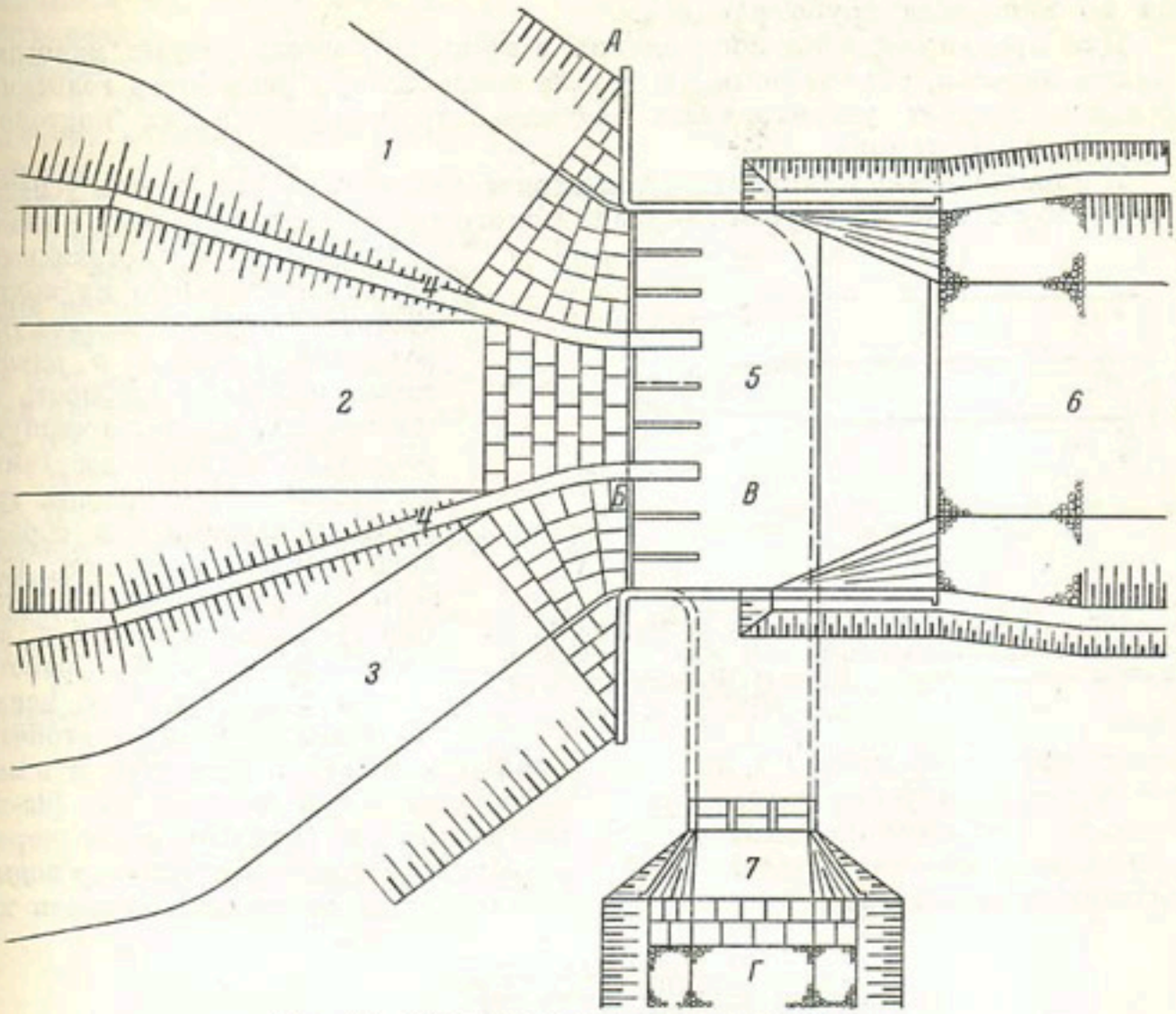


Рис. 31—9. План головного регулятора:

1, *2* и *3* — прокопы-отстойники; *4* — раздельные стенки; *5* — головной регулятор; *6* — магистральный канал; *7* — промывной (сбросной) канал.

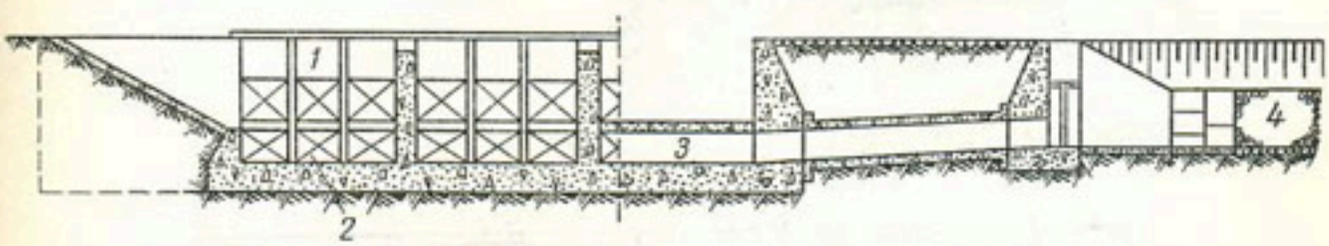


Рис. 31—10. Фасад головного регулятора и поперечный разрез по *АБВГ* (к плану на рис. 31—9):

1 — верхние пролеты регулятора, подающие воду в магистральный канал; *2* — донные промывные отверстия; *3* — донный пульповод-промывник; *4* — промывной (сбросной) канал.

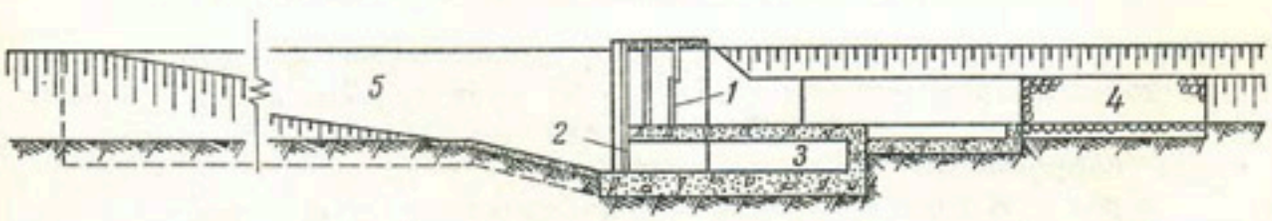


Рис. 31—11. Продольный разрез головного регулятора (к плану на рис. 31—9):

1 — затворы верхних пролетов; *2* — затворы донных отверстий; *3* — донный пульповод-промывник; *4* — магистральный канал; *5* — раздельная стенка.

щадках, а сбрасывать ниже в реку по лоткам-пульповодам от землесосов или по напорным трубопроводам.

Для предупреждения поступления в прокопы донных речных наносов, а также наносов, сбрасываемых в пульпе землесосов, в реке перед головами прокопов следует устанавливать системы струенаправляющих понтонов проф. М. В. Потапова.

К положительным сторонам рассматриваемой схемы надо отнести успешную борьбу с наносами путем гидравлического смыва части их в реку и недопущения в магистральный канал чрезмерного их количества; централизованное управление потоком в одной точке; малую потребность в землесосах, их равномерную работу. К недостаткам схемы относятся: 1) опасность зарастания прокопов и сбросного канала камышом, для чего особенно благоприятные условия создаются во время перерывов в работе прокопов и сбросного канала; в это же время в стоячей и теплой воде возможны выплоды малярийного комара. Предупредить застой путем пропусков воды не всегда представляется возможным (из-за опасности заиления каналов при пропуске малых расходов воды через промывное отверстие и последующей недостаточной очистки от наносов воды, подаваемой на систему); 2) возможные затруднения со смывом наносов из

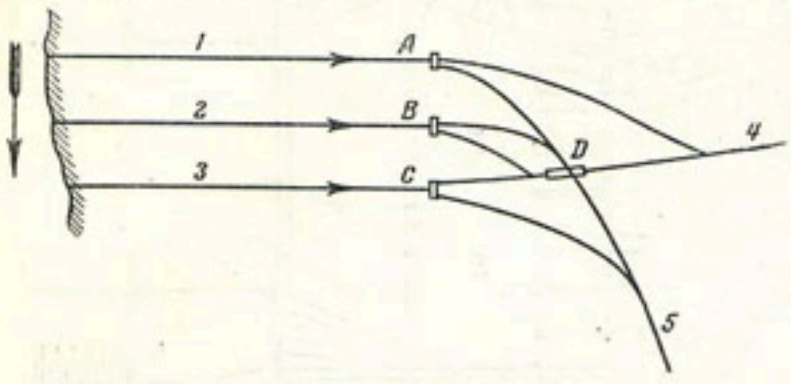


Рис. 31—12. План гидроузла с дюкером:
1, *2* и *3* — прокопы-отстойники; *4* — магистральный канал; *5* — промывной канал; *A*, *B*, *C* — головные регуляторы; *D* — дюкер.

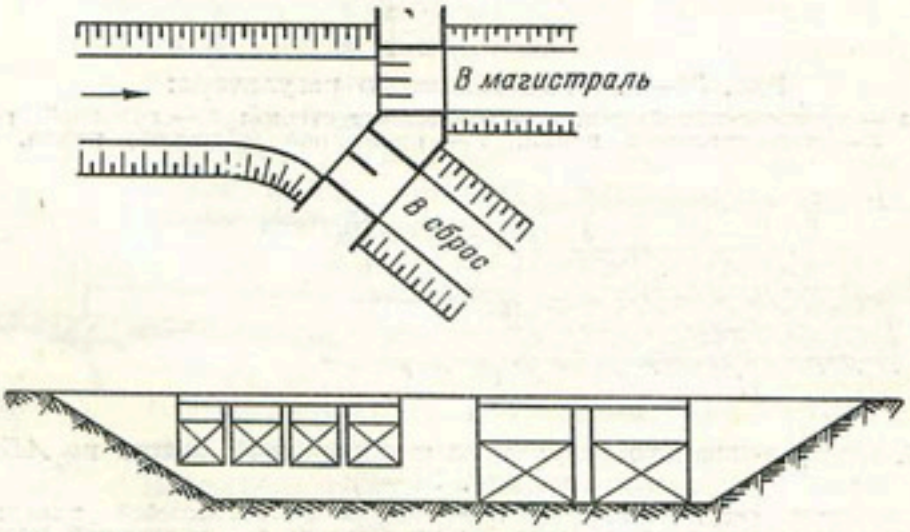


Рис. 31—13. План и фасад головных регуляторов *A* и *C*.

прокопов во время высоких вод в реке, когда из-за больших потерь напора в донных промывниках (0,4—0,5 *м*) уровни воды в реке могут создавать подпор в прокопе и в сбросном канале; 3) опасность заиления промывного сооружения при пропуске через него малых расходов воды.

Вторая схема с децентрализованным управлением потоком, разработанная в Туркменводхозе инж. К. Любезновой и инж. И. Болтенковым, представлена на рисунке 31—12, а план и фасад головного шлюза — на рисунке 31—13. Здесь при трех прокопах один головной регулятор первой схемы заменен тремя парами открытых регуляторов *A*, *B*, *C* (рис. 31—12). Из регулятора *A* вода может непосредственно поступать в магистральный канал, из сбросного сооружения *A* — непосредственно в сбросной канал. Регулятор *B* располагается с правой стороны прокопа, регулятор *C* — с ле-

вой; следущие за ними каналы объединяются дюкером D, проходят под сбросным каналом и соединяются с магистралью. Сбросной регулятор B устраивают с левой стороны прокопа, сбросной регулятор C — с правой, следующие за ними каналы впадают в сбросной канал. Места слияния каналов должны быть планово оформлены и укреплены.

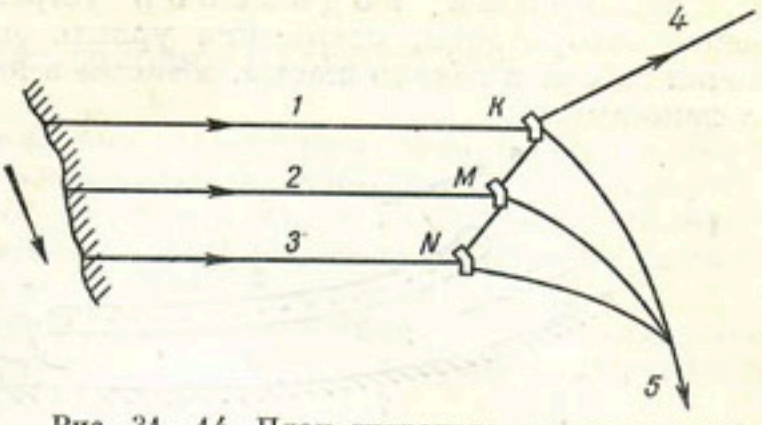


Рис. 31—14. План гидроузла с акведуками:
1, 2 и 3 — прокопы-отстойники; *4* — магистральный канал; *5* — промывной канал; *K*, *M*, *N* — головные регуляторы.

Достоинства этой схемы те же, что и первой, плюс меньший подпор сбросного канала во время высоких уровней реки за счет меньших потерь напора при проходе воды через открытое сбросное сооружение.

Недостатки этой схемы те же, что и первой, но здесь более сложно управление водой в трех точках; командная отметка за дюкером снижается из-за потерь напора в нем; дюкер необходимо устраивать многоочковым и оборудовать его затворами во избежание заиления.

Третья схема с децентрализованным управлением потоком представлена на рисунках 31—14 и 31—15. Здесь узел регуляторов N аналоги-

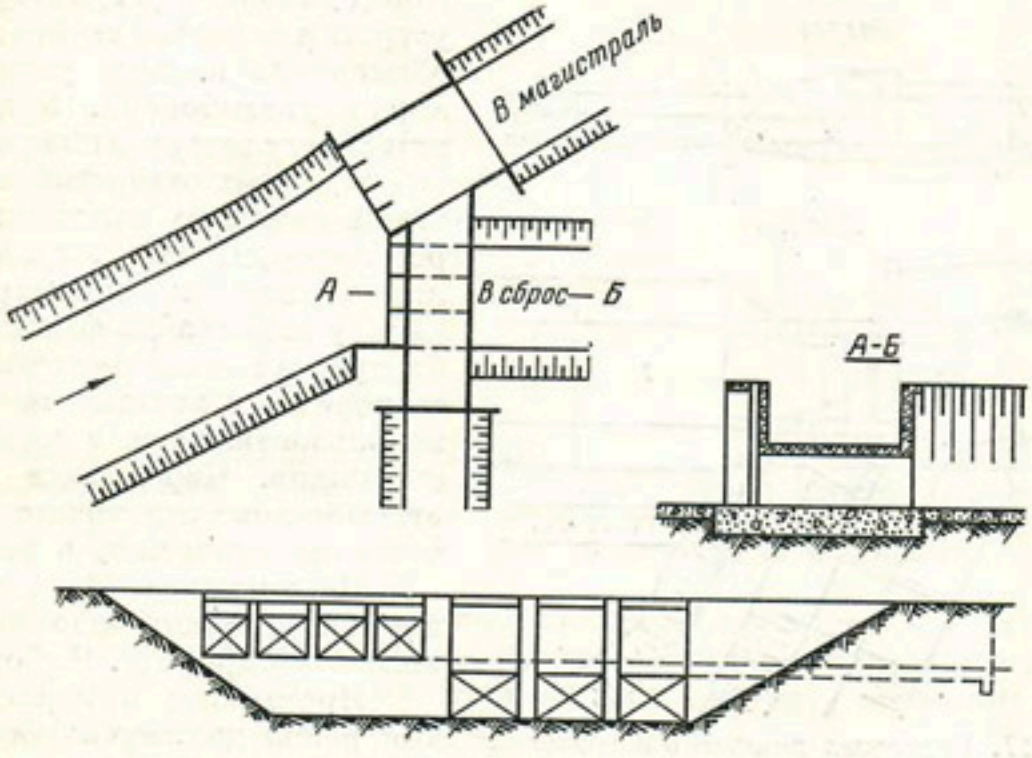


Рис. 31—15. План, фасад и разрез головных регуляторов.

чен узлам B и C во второй схеме. Узлы M и K состоят из открытого регулятора (с левой стороны прокопа), донного трубчатого сброса (с правой стороны прокопа) и акведука над ним, передающего воду от регуляторов N и M в магистраль. Качество схемы примерно то же, что и второй, с тем отличием, что гидравлические потери будут меньше при работе сбросного сооружения N и больше — при работе сбросных (промывных) сооружений M и K. Отметим возможность объединения регулятора и сбросного сооружения, что поведет к укорочению акведука, но зато обусловит удлинение трубы сбросного сооружения и увеличение гидравлических потерь в нем.

Общее свойство трех рассмотренных схем заключается в относительной медлительности смыва наносных отложений, что не должно оцениваться

отрицательно; так, при медленном смыве наносов будет и малая концентрация пульпы в сбросном канале, а следовательно, и более благоприятное транспортирование ее рекой.

Шпорный водозабор устраивается в целях лучшего обеспечения забора воды, повышения уровня забираемой воды путем переноса точки забора в начало шпоры, а также в целях улучшения условий борьбы с наносами.

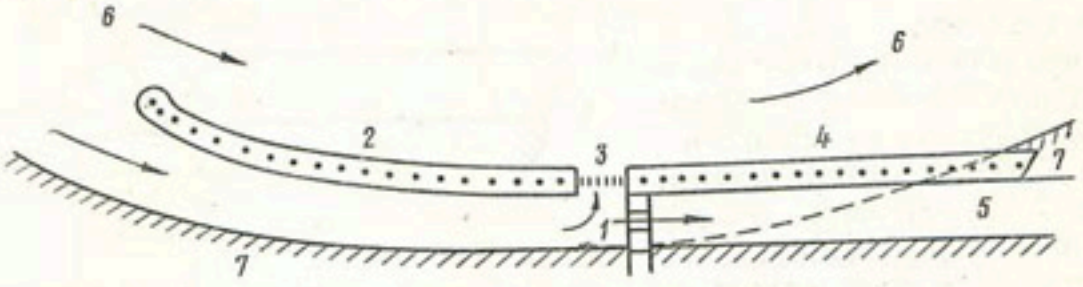


Рис. 31—16. Шпорный водозабор:
1 — головной регулятор; *2* — свайно-каменная шпора; *3* — промывник; *4* — свайно-фашинная дамба; *5* — магистральный канал; *6* — река; *7*—берег.

На рисунке 31—16 показан шпорный водозабор, построенный в 1900—1905 гг. инж. Б. Н. Кастальским[1].

Головной каменный регулятор с высотой стен над флютбетом 3,5 *м* имел три пролета по 1,8 *м* с затворами, снабженными винтовыми подъемниками. Перед головным регулятором была устроена сквозная свайная шпора, обсыпанная камнем разного размера с утрамбовкой. У примыкания к регулятору в шпоре имелось шесть донных отверстий (окон) для смыва наносных отложений перед регулятором. От регулятора до примыкания к магистральному каналу шла свайно-фашинная дамба; трасса канала проходила через староречья и местные понижения, использовавшиеся в качестве отстойников. Через окна в конце отстойников отложения наносов частично смывались в реку.

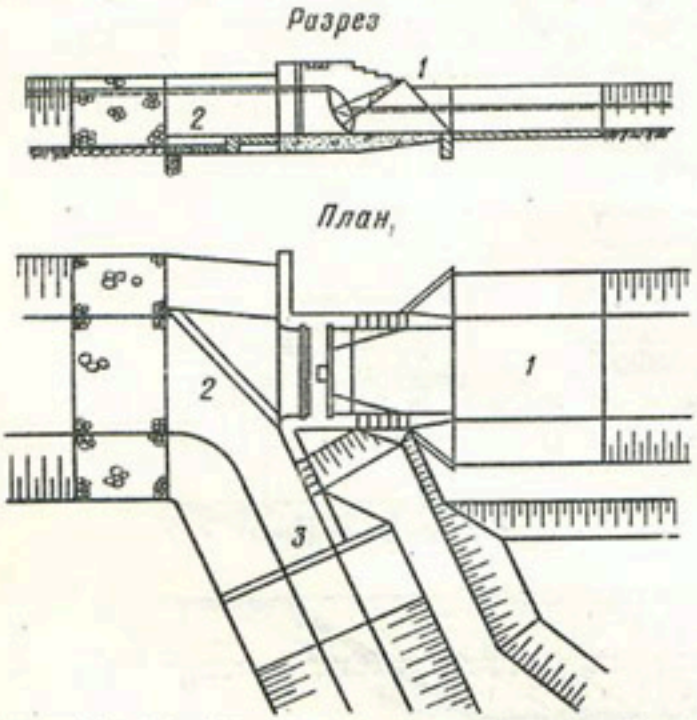


Рис. 31—17. Гидроузел шпорного водозабора (к плану на рис. 31—1):
1 — головной регулятор с сегментным затвором; *2* — порог; *3* — промывное отверстие со спицевым затвором.

На рисунках 31—1 и 31—17 показан шпорный водозабор, предложенный проф. Д. Я. Соколовым.

Промывник в период влечения рекой донных наносов работает непрерывно, при этом расход подводящего русла — кармана (равный сумме расходов сброса и водозабора) должен назначаться таким, чтобы скорости в нем были достаточны для перемещения наносов по карману. В межень, когда рекой влекутся преимущественно взвешенные наносы, они могли бы осаждаться в кармане, что нежелательно; поэтому, если позволяет расход реки, следует создавать также и в это время повышенные расходы в кармане, т. е. и повышенные скорости, не допускающие осаждения в нем наносов. С этой целью входной оголовок шпоры устраивают с раструбом (воронкой), что вследствие превышения q реки над

[1] Б. Н. Кастальский. Историко-географический обзор Сурхандарьинской и Ширабадской долин. «Вестник ирригации» № 4, Ташкент, 1930.

входа в карман способствует также отклонению донных струй от входа в отвод при паводочных расходах; при этом возможны размывы русла реки из-за стеснения ее шпорой и отводом.

§ 31—3. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ГОЛОВНЫХ РЕГУЛЯТОРОВ

Гидравлическим расчетом головных регуляторов, аналогичным в общем расчету регуляторов на сети, устанавливают основные размеры сооружений, гарантирующие забор заданного расхода, а также безопасные для магистрального канала и прилегающего к сооружению участка реки условия пропуска воды при принятых конструкциях сооружения.

Основной частью расчета является установление ширины отверстия сооружения, существенно зависящей от абсолютных величин и от разности

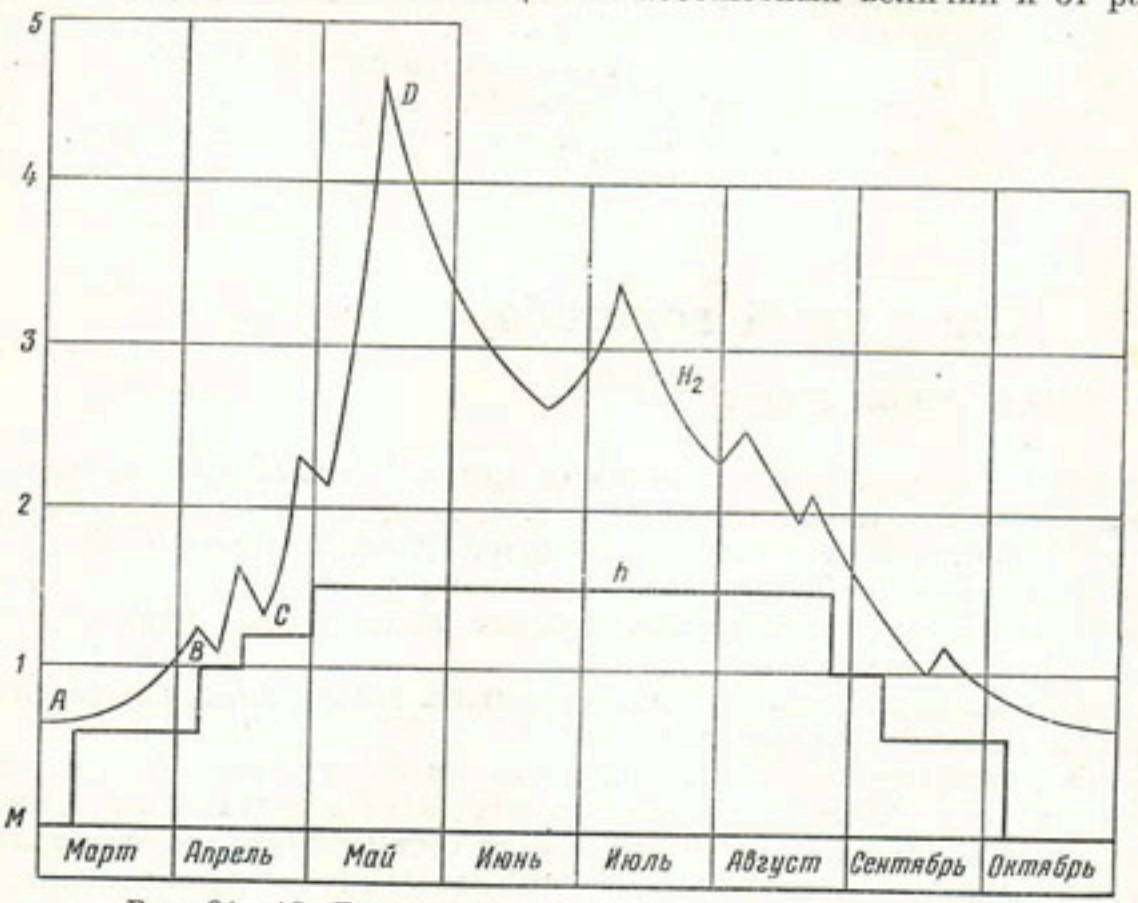


Рис. 31—18. Гидрографы реки и магистрального канала.

уровней воды в реке и в регуляторе. Вследствие некоторой условности в выборе расчетного года реки целесообразнее будет принимать уровни реки, соответствующие не ее бытовым расходам Q_1, а за вычетом из них расхода, идущего в регулятор, т. е. не H_1, а H_2.

Так как для расчетного года известно изменение глубин (или уровней) реки по времени, известна связь глубин и расходов $Q_1 = f(H_1)$, то, вычитая из Q_1 расходы водозабора Q, можно по указанной выше связи найти глубины H_2 за сооружением в нижнем бьефе реки.

Трассируя магистральный канал от орошаемых массивов к реке, получают в месте водозабора все гидравлические элементы магистрального канала.

Далее, построив график глубин реки H_2 (или уровней в ней) за время работы системы и наложив на него за тот же период времени график глубин в магистрали, приведенный к общему нулю с H_2, получают данные, позволяющие рассчитать либо проверить достаточность ширины головного регулятора.

На рисунке 31—18 нанесены уровни воды в магистрали h и уровни в реке H_2. В точках A, B, и C разности уровней невелики; исходя из этих

разностей, следует найти ширины регулятора b и бóльшую из них принять в проекте.

В точке D имеется избыток напора; для этой даты при найденной ширине регулятора b следует проверить водозабор при переливе воды через шандорную стенку. Условия забора воды в середине мая (точка D) позволяют установить размеры забральной стенки и высоту стен сооружения над наибольшим уровнем в реке.

Расчет ведут по формулам, приведенным в § 4—6, а для точек A, B, C — по формулам затопленного истечения через открытое отверстие, учитывая, что выход из водобоя в канал (рис. 31—3) вызовет небольшую потерю z_1, на величину которой уровень воды в регуляторе будет выше уровня в канале за ним.

Напор от подходной скорости течения в реке учитывают, как и для регуляторов на каналах. Низ забральной стенки помещают на 10—20 *см* выше наибольшего уровня воды в регуляторе.

Для точки D вода забирается через шандоры и далее из-под затвора; поднимают затвор примерно на 0,6 расстояния от флютбета до низа забральной стенки, что предупреждает образование прыжка за затвором.

Глава 32

Плотинный водозабор

§ 32—1. ВЫБОР СТВОРА ГИДРОУЗЛА

Плотинные водозаборы устраивают, когда бытовые уровни реки недостаточны для самотечной подачи воды, т. е. когда необходимо уровень реки поднять устройством плотины (например, Кзыл-Ординская плотина на р. Сыр-Дарье, Баграм-Тапинская плотина на р. Аракс).

Плотины иногда ставят и в тех случаях, когда уровни реки обеспечивают бесплотинный водозабор:

1) когда экономически выгодно сократить длину холостой части магистрального канала в орошении;

2) при двустороннем заборе воды с обоих берегов реки (для орошения, ГЭС и других целей), особенно при больших долях отводимых из реки расходов, когда взаимное влияние двусторонних бесплотинных водозаборов друг на друга и на реку настолько велико, что может значительно понизить водомерные свойства и осложнить эксплуатацию сооружений. Подпором воды у плотины создается более спокойный и мощный (по размерам) верхний бьеф реки, при котором устраняются или значительно ослабляются указанные недостатки;

3) при одностороннем водозаборе, когда, например, река используется как водный путь и большие доли отводимого расхода могут ухудшить условия судоходства в районе водозаборного сооружения; постановкой плотины и судоходного шлюза можно добиться лучших условий для судоходства;

4) при обеспеченных уровнях бесплотинного водозабора, когда выше водозаборного регулятора на реке имеются быстрины, пороги, являющиеся очагами шугообразования: перекрытие порогов подпором от плотины улучшит условия забора воды зимой (Волховская ГЭС). За порогами мутность воды реки в ее бытовом состоянии всегда несколько повышена из-за перемешивания донных и придонных наносов: перекрытие порогов подпором будет способствовать меньшему захвату наносов регулятором вследствие устранения перемешивания наносов и уменьшения взвеси;

5) при плотинном водозаборе значительно повышается качество забираемой воды. Малые скорости течения в верхнем, подпорном бьефе обусловливают осаждение перед регулятором части наносов, а созданная плотиной разность уровней позволяет смывать их током воды в нижний бьеф, вследствие

чего количество наносов, забираемых вместе с водой регулятором, уменьшается.

Указанные цели достигаются обычно низконапорными плотинами. Увеличение площади орошения, а следовательно, и командного уровня магистрали достигается устройством средненапорных плотин, которыми до известной степени уже можно регулировать сток реки при достаточных по емкости водохранилищах.

На маловодных в вегетационный период реках устраивают высоконапорные (водохранилищные) плотины, предназначенные для регулирования стока реки, при этом можно увеличить орошаемую площадь, использовать

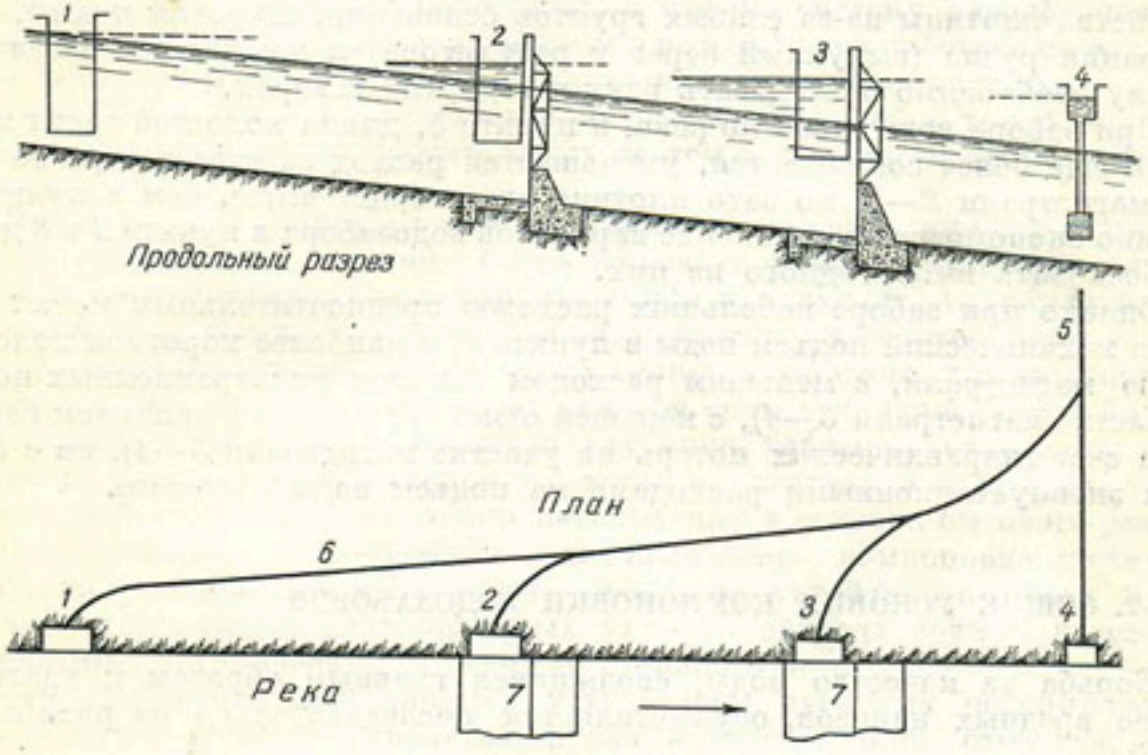


Рис. 32—1. К выбору створа водозаборного гидроузла:
1 — бесплотинного; *2* и *3* — плотинного; *4* — машинного; *5* — магистральный канал; *6* — холостая часть канала; *7* — плотины.

полученный напор на ГЭС (например, Кайрак-Кумская плотина и ГЭС на р. Сыр-Дарье позволяют значительно увеличить площадь орошения в Голодной степи).

Выбор створа плотины рассмотрим на рисунке 32—1.

Магистраль можно протрассировать к пункту *1* на реке; если уровни в реке здесь достаточны для самотечного входа воды в регулятор, берега и русло реки устойчивы и общие гидрологические условия благоприятны, то возможен бесплотинный водозабор.

Если береговые террасы близко подходят к реке, то при высоких коренных берегах, во избежание глубоких выемок, магистраль приходится вести вдоль реки; встречаемые при этом на трассе магистрали саи и овраги придется пересекать большими, а следовательно, дорогими и, вероятно, многочисленными дюкерами, акведуками, лотками. Кроме того, часть магистрали будет проходить по косогорным участкам, что также будет связано с дополнительными работами; в результате может оказаться, что экономичнее будет вместо бесплотинного варианта перейти к плотинному с водозабором в пункте *2*.

Так как уклоны рек в средних и верхних участках их течения обычно значительно превосходят уклоны каналов, то в пункте *2* уровень воды в регуляторе будет ниже, чем в пункте *1*, за счет гидравлических потерь на участке магистрали *1—2*, но выше уровня реки у пункта *2*; поэтому недостающий для водозабора напор необходимо получить за счет плотины. Несмотря на дополнительные расходы на постройку плотины в пункте *2*, этот вариант

может оказаться экономичнее первого и по строительной стоимости, и по эксплуатационным расходам.

В самом деле, по второму варианту длина магистрали сокращается в наиболее ее дорогой по стоимости и эксплуатационным расходам части, создаются более благоприятные условия для забора воды и для борьбы с захватом наносов в магистраль; кроме того, забираемый из реки в пункте *2* расход несколько меньше, чем в пункте *1*, на величину фильтрационных потерь на участке магистрали *1—2*.

Хотя низконапорные плотины и менее требовательны к основанию, чем средненапорные, тем не менее створ *2* может оказаться мало подходящим для устройства плотины из-за слабых грунтов основания, широкой поймы, конфигурации русла (выпуклый берег у регулятора) и других обстоятельств, поэтому необходимо обследовать реку и в других створах.

При заборе воды ниже по реке, в пункте *3*, длина холостой части магистрали еще более сокращается, уменьшается расход за счет потерь на участке магистрали *2—3*, но зато плотина здесь будет выше, чем в пункте *2*. Технико-экономическое сравнение вариантов водозабора в пункте *2* и *3* должно обосновать выбор одного из них.

Однако при заборе небольших расходов предпочтительным может оказаться механический подъем воды в пункте *4*, с наиболее короткой холостой частью магистрали, с меньшим расходом (за счет фильтрационных потерь на участке магистрали *3—4*), с меньшей отметкой уровня в напорном бассейне (за счет гидравлических потерь на участке магистрали *3—4*), но с бо́льшими эксплуатационными расходами на подъем воды насосами.

§ 32—2. ОБЩИЕ УСЛОВИЯ КОМПОНОВКИ ВОДОЗАБОРОВ

Борьба за качество воды, сводящаяся главным образом к удалению из нее вредных наносов, осуществляется последовательно на ряде сооружений.

Для гидроэлектростанций плотинные водозаборы не должны допускать в деривацию донные наносы; отстойные бассейны (сокращенно — отстойники), устраиваемые в гидроузле, должны задерживать крупные взвешенные наносы, осветляя воду так, чтобы транспортирующая способность деривации была достаточна, чтобы не допустить заиление ее оставшимися в воде наносами; далее вода поступает в ГЭС и от нее обратно в реку.

Для ирригации требуется более сильное осветление воды от наносов. Задачи водозабора и отстойника в гидроузле здесь те же, что и в случае подачи воды в ГЭС. Поток, очищенный в водозаборе и первичном отстойнике от донных и крупных взвешенных наносов, далее поступает в магистральный канал и свободно транспортирует содержащиеся в нем средние и мелкие взвешенные наносы до точек выдела воды в распределительные каналы. Распределительные каналы, как более мелкие, по сравнению с магистральным, обладают меньшей транспортирующей способностью; к тому же в них повышается концентрация взвешенных наносов вследствие потерь воды на фильтрацию. Так, например, если мутность потока при выходе из первичного отстойника была 2,6 *кг/м*^{3}, а потери воды на фильтрацию в магистрали и в распределителе составляли 10%, то мутность воды в распределителе будет не 2,6 *кг/м*^{3}, а больше, т. е. $\frac{2{,}6}{1-0{,}1} = 2{,}9$ *кг/м*^{3}. По мере дальнейшего деления воды по более мелким каналам уменьшается их транспортирующая способность, возрастают потери на фильтрацию, повышается концентрация взвешенных наносов (часть их может переходить в донные) и каналы могут заиляться.

Очистка от заиления таких небольших каналов, размещенных на большой территории, затруднительна и не экономична. Стремление повысить степень осветления воды в первичном отстойнике так, чтобы не заилялись

мелкие каналы, большей частью также неэкономично, так как тогда переосветленная вода может размывать магистральный канал и крупные распределители (первого порядка) и поэтому не предупредит заиление мелких каналов.

Следовательно, необходимо устройство внутрисистемного отстойника, работа которого предупредит заиление мелких каналов и обеспечит подачу мелких и мельчайших наносов (как удобрения) на орошаемые поля в количестве около 0,7—1,5 *кг/м*³, в зависимости от состава наносов, рельефа орошаемой территории и техники полива.

К указанным двум системам борьбы с наносами следует добавить и третью, общую для обоих рассмотренных, а именно систему агролесомелиоративных мероприятий в районе размещения водозаборов; действие их скажется через длительный срок после осуществления этих мероприятий.

Ослабление борьбы с захватом наносов влечет за собой тяжелые последствия, заиление каналов оросительных систем может достигать 30—40 *м*³/*га* и более.

Водозаборный гидроузел вносит существенные изменения в режим реки. Прежде всего подпор верхнего бьефа вызывает замедление скоростей течения; при неотрегулированном верхнем бьефе происходит стихийное выпадение наносов и, вследствие этого, неблагоприятные и неустойчивые условия подхода воды к водозаборному сооружению и плотине. Сосредоточенный выпуск значительно осветленной от наносов воды в нижний бьеф с большими удельными расходами вызывает глубокие размывы, отложения части продуктов размыва на некотором удалении от плотины в виде бара, отмели и далее сбойное течение, медленно переходящее в условия бытового режима.

Следовательно, помимо общих задач водозабора, компоновка плотинного гидроузла должна предусматривать: создание устойчивого русла в зоне плотины; обеспечение благоприятных условий подвода воды к водозабору и к плотине; организованный отвод ее в нижний бьеф.

Эти требования выполняются устройством русловых регулировочных дамб и использованием свойства русла к естественной отмостке, когда в начале эксплуатации вымываются мелкие частицы грунта, остаются гравий с галькой, укладываемые водой послойно, подобно рыбьей чешуе. Такое естественное крепление стойко воспринимает большие скорости течения (например, естественная отмостка канала Шарихан-Сай длиной около 300 *км*). Создание устойчивого русла в зоне гидроузла надо совмещать с недопущением в водозабор донных и придонных наносов.

С этой целью в компоновке плотинных гидроузлов используются следующие свойства структуры потока: характерные особенности потока при боковом отводе из реки; естественная поперечная циркуляция потока; искусственная поперечная циркуляция потока; реактивные донные течения от искусственных преград потоку, послойный отвод воды. Поскольку первые три свойства потока были освещены ранее, рассмотрим сейчас четвертое свойство потока.

Борьба с захватом донных наносов ведется на основе идеи выдающегося русского ученого Н. Е. Жуковского, разработанной им в труде «О движении воды на повороте реки» (1914 г.). По Н. Е. Жуковскому, при обтекании быка у лицевой грани его образуется возвышение поверхности воды, вызывающее появление струй, направленных вниз по лицевой грани; достигнув дна, эти струи, под воздействием основного потока (притекающего к быку), энергично веерообразно растекаются и поворачивают в сторону нижнего бьефа (рис. 32—2).

Течения, вызванные наличием быка, взаимодействуя с основным потоком, образуют вдоль быка два винтовых потока с примерно горизонтальными осями вращения. В результате донные наносы отгоняются от головной части быка в сторону верхнего бьефа; перед быком и вдоль его начальной части образуются глубокие размывы дна, за быком — отложения продуктов размыва.

Постановка широкого быка или преграды — стенки, поставленной поперек течения, создает перед ней резко очерченную зону, в которой донные токи направлены против общего течения и которые не только не позволяют донным наносам откладываться перед стенкой, но отгоняют их в стороны, образуя яму перед стенкой. Повышение уровня воды у стенки примерно равно скоростному напору потока.

Создание благоприятной для водозабора структуры речного потока при заданных природных условиях гидроузла и заданных требованиях подачи воды может быть выполнено различными конструкциями сооружений, которые будут рассмотрены в дальнейшем.

Использование свойств бокового отвода в компоновке плотинного водозабора показано на рисунке 32—3, когда гидроузел ставится на прямом

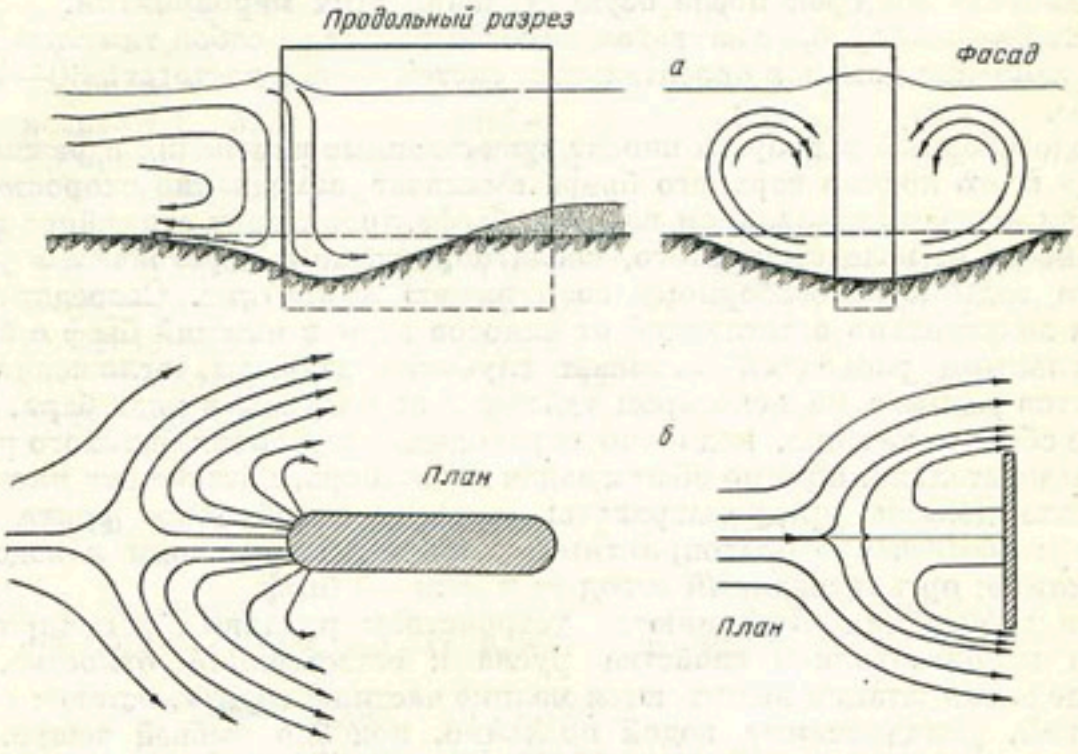


Рис. 32—2. Обтекание:
а — быка; *б* — преграды.

участке русла. Широкое русло реки преграждается земляной плотиной, и расходы реки пропускаются через бетонную (или железобетонную) плотину, к которой поток организованно подводится через устойчивое искусственное прямолинейное русло между правым берегом и дамбой.

Ширина такого искусственного русла должна удовлетворять зависимостям (27—29) и (27—30). Искусственное русло должно быть проверено на неразмывающую скорость с учетом естественной отмостки.

В зоне концентрации донных токов у оси вихря (аналогично зоне *а* на рис. 29—2) в пороге водозаборного сооружения устраивается донный промывник, который полностью перехватит донные наносы и сбросит их в нижний бьеф реки. Так как водозабор имеет несколько пролетов и в процессе эксплуатации часть из них может быть выключена, то донные промывники устраивают и под ними, кроме ближайшего к плотине, где смыв наносов может быть выполнен пролетом плотины при пропуске воды из-под затвора. Таким образом, неблагоприятное свойство бокового отвода (большой захват донных наносов) здесь использовано в положительную сторону — для недопущения наносов в магистраль.

Использование естественной поперечной циркуляции на криволинейных участках реки усиливается приданием криволинейных форм искусственному руслу, направлением реки по боковому отводу и устройством фронтального водозабора. Такой водозабор (называемый ферганским) показан на рисунке 32—4; правый берег слегка срезается у водозабора, против него устраи-

вают криволинейную дамбу, порог у водозабора устраивают также криволинейным с вынесенным вперед полком.

Реактивное донное течение используется во фронтальных водозаборах (рис. 32—5), в которых при закрытых нижних пролетах карманы через

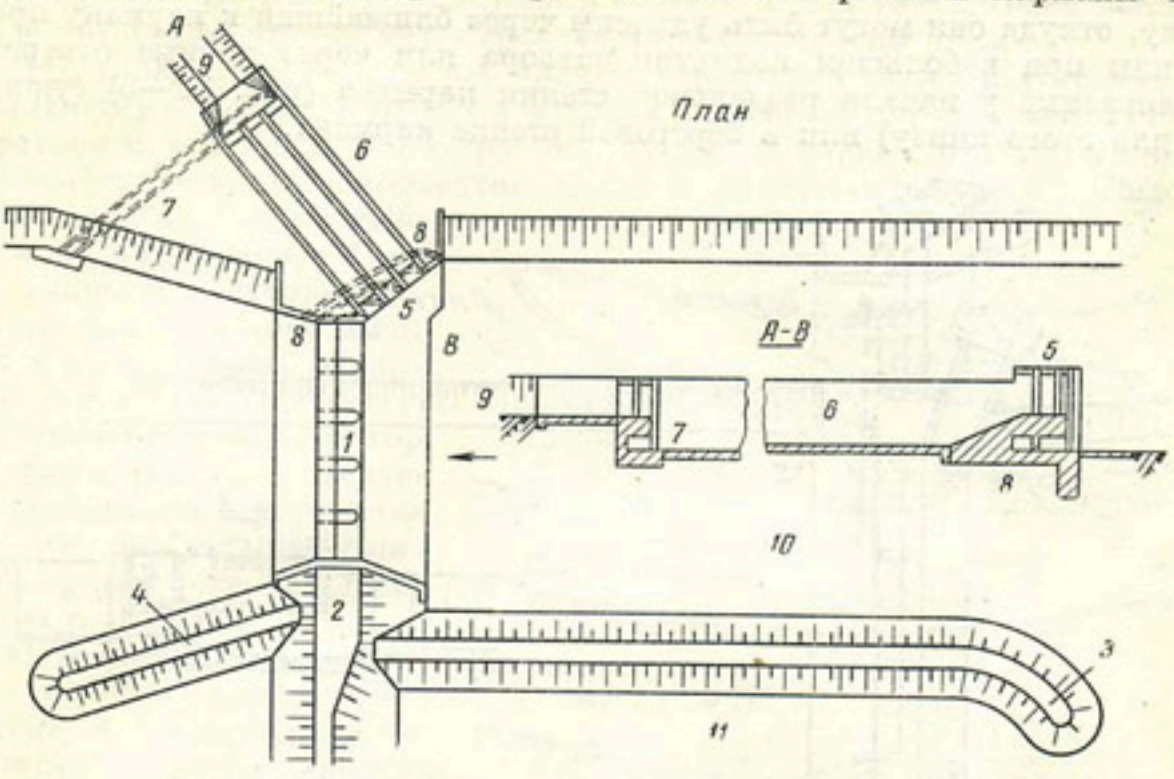


Рис. 32—3. Боковой водозабор:

1 — водосбросная плотина; *2* — земляная плотина; *3* и *4* — регулировочные дамбы; *5* — водозаборное сооружение; *6* — отстойник; *7* — пульповод; *8* — донные промывники; *9* — канал; *10* — искусственное подводящее русло; *11* — зона кольматации.

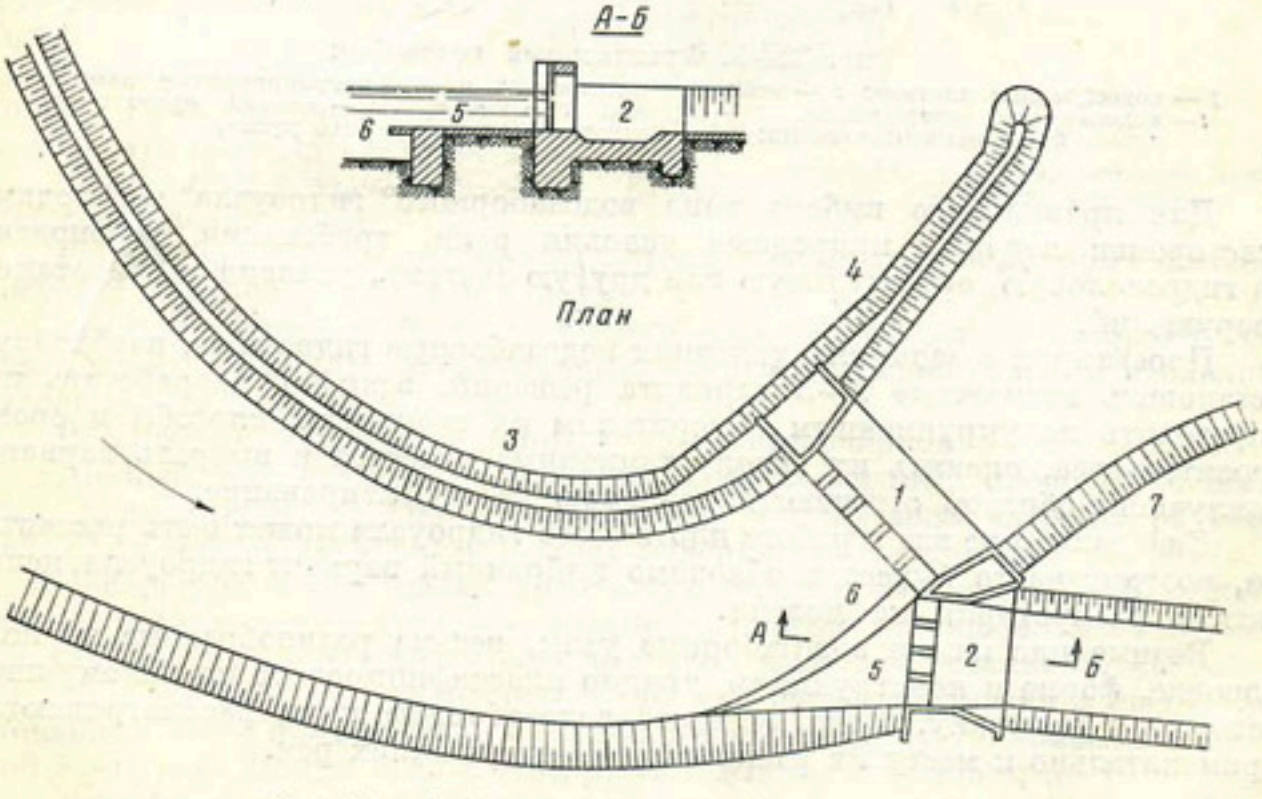


Рис. 32—4. Ферганский водозабор:

1 — плотина; *2* — водозаборное сооружение; *3* — криволинейная дамба; *4* — струенаправляющая дамба; *5* — криволинейный порог водозабора; *6* — выносной полок; *7* — берег.

верхние пролеты забирают воду на систему. Отверстия нижнего этажа пропускают воду в нижний бьеф преимущественно во время пика расчетного паводка, помогая тем самым работе плотинных пролетов.

Если устроить, по предложению Н. Ф. Данелия, перед водозабором небольшой карман, то при закрытых донных промывниках наблюдается подъем уровня в кармане (из-за потери скоростного напора). Вследствие этого происходит интенсивный отгон донных наносов от порога водозабора в реку, откуда они могут быть удалены через ближайший к карману пролет плотины при небольшом поднятии затвора или через донные отверстия, устраиваемые у начала раздельной стенки кармана (рис. 32—5) (уширяемой для этого книзу) или в береговой стенке кармана.

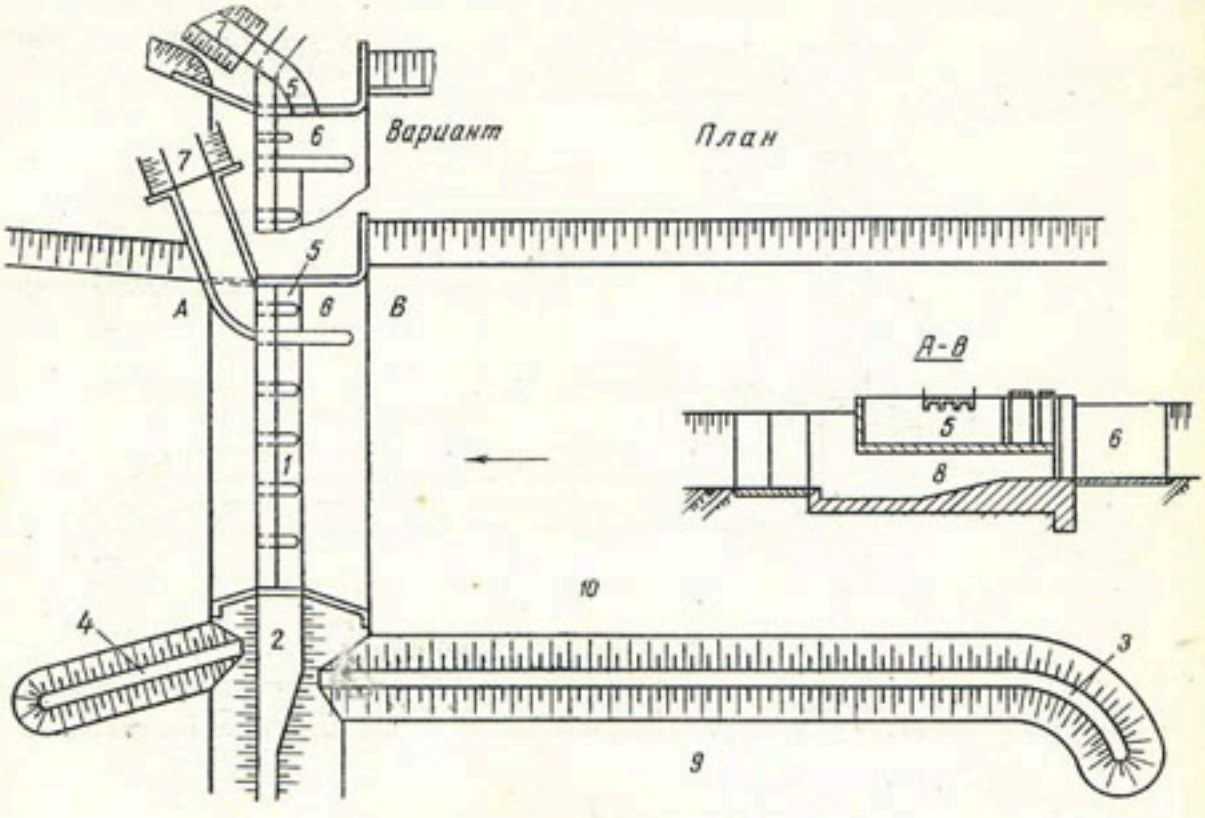


Рис. 32—5. Фронтальный водозабор:
1 — водосбросная плотина; *2* — земляная плотина; *3* и *4* — регулировочные дамбы; *5* — водозаборное сооружение; *6* — карман; *7* — канал; *8* — донный промывник; *9* — зона кольматации; *10* — искусственное подводящее русло.

Для правильного выбора типа водозаборного гидроузла необходимо всесторонне изучить природные условия реки, требования водоподачи на гидросиловую, оросительную или другую систему, условия эксплуатации сооружений.

Проектируя в заданных условиях водозаборные гидроузлы, необходимо установить возможные 2—3 варианта решений, эскизно разработать их, определить по укрупненным измерителям их стоимости, способы и сроки строительства, оценить их эксплуатационные качества и выбрать вариант, наилучшим образом отвечающий заданию на проектирование.

Еще далеко не все в работе плотинного гидроузла может быть рассчитано, поэтому часто бывает необходимо выбранный вариант гидроузла испытать в лаборатории на модели.

Речные плотинные водозаборные узлы, весьма разнообразные по компоновке, форме и конструкциям, трудно классифицировать по какому-либо основному признаку. Поэтому далее водозаборные узлы рассматриваются применительно к месту их расположения на участках рек.

§ 32—3. ГОРНЫЕ ВОДОЗАБОРНЫЕ ГИДРОУЗЛЫ

Горные реки характерны следующими явлениями: быстро возникающими кратковременными ливневыми паводками, несущими большое количество крупных донных наносов, смытые со склонов деревья и пр.; большими суточ-

ными колебаниями расходов воды, обусловленными усиленным таянием снегов и ледников днем и замедленным таянием их ночью; сравнительно малым содержанием в воде мелких наносов; относительной чистотой воды в межень. Для малых речек характерно почти полное (нередко и полное) прекращение поверхностного потока в межень, когда расход реки движется в виде потока грунтовых вод в гравелисто-галечниковом русле.

Для горных рек с развитой поймой характерна также неустойчивость, блуждание русла; после прохода паводка меженный поток может изменить направление и протекать по другому руслу. В горных реках с уклонами тальвега в несколько процентов нередко наблюдаются сели[1]. Ледостав в горных реках южных районов — редкое явление; большие скорости течения, каскадные формы потока вызывают в горных реках образование шуги.

Отмеченные свойства горных рек определяют следующие требования к устраиваемым на них водозаборным сооружениям при низконапорных плотинах:

1) транзитное движение наносов через гидроузел без допуска в водозаборное сооружение крупных наносов (гравия, гальки);

2) наличие в плотине всегда открытого пролета, способного пропустить большую часть паводкового расхода;

3) наличие в плотине широкого пролета, способного пропустить плывущее дерево;

4) недопуск в водозаборное сооружение шуги.

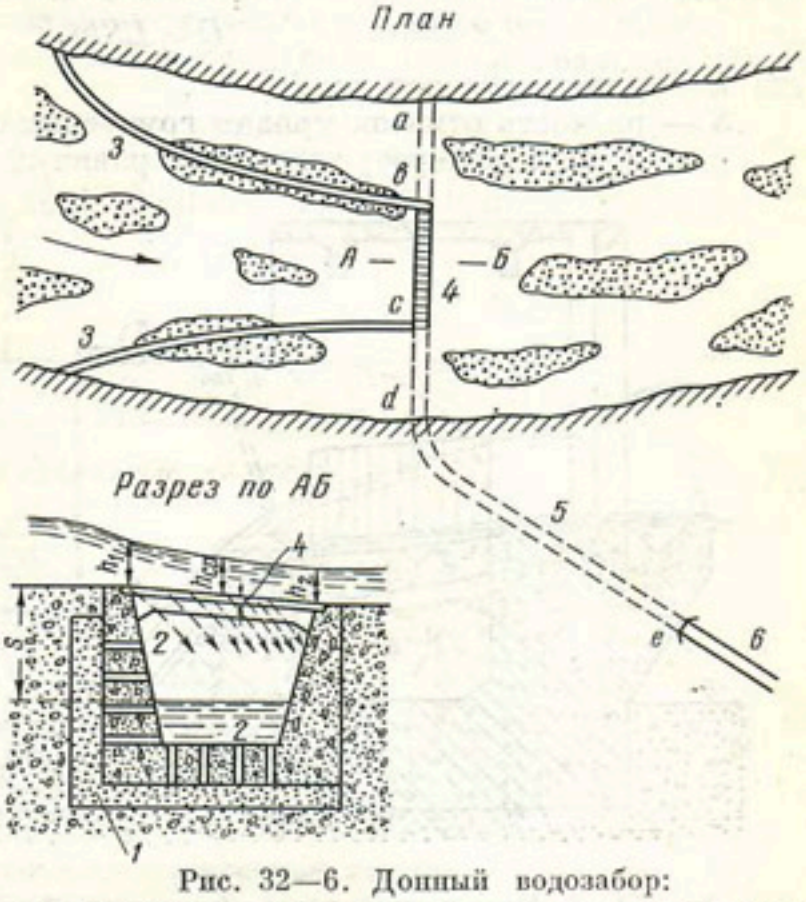


Рис. 32—6. Донный водозабор:
1 — фильтр; *2* — отверстия; *3* — направляющие дамбы; *4* — донная решетка; *5* — труба; *6* — канал.

Горные водозаборы сопряжены с отводом воды из очень бурных потоков, несущих в паводок камни и гальку.

Многочисленные типы таких водозаборов в своей основе забирают воду через решетки: донные, заглубленные, боковые, торцовые, и тем избавляют отводимую воду от камней, гальки и гравия.

Рассмотрим важнейшие типы горных водозаборов.

Донный, или кавказский, водозабор, предложенный проф. С. В. Избашем, применяется для вывода небольшого расхода воды из рек с развитой поймой, почти не имеющих в межень поверхностного течения.

Поперек реки устраивают дренажную галерею *abcd* (рис. 32—6), у которой дно и верховая сторона — сквозные (дырчатые), защищенные фильтрами. На участке *bc* галерея перекрыта дырчатой железной (стальной, чугунной) плитой, с отверстиями диаметром 5—10 *мм*, расположенными в шахматном порядке. Вместо плиты можно уложить донную решетку *4* с прорезями шириной 5—10 *мм*. Плиты (или решетки) укладывают с уклоном 5—10%.

На участках *ab* и *cd* галерея имеет сплошное перекрытие (железобетонное, бетонное), заглубленное под поверхность грунта на величину перио-

[1] М. С. Гагошидзе. Характерные особенности селей, формирующихся в бассейнах горных рек Закавказья. «Известия Грузинского научно-исследовательского института гидротехники и мелиорации», т. I. Тбилиси, 1949.

дических смывов и намывов дна (часто около 0,5—1,0 *м*); на участке *de* прокладывается труба *5*, до выхода на поверхность дна магистрального канала *6*.

Через решетку возможно попадание песка и мелкого гравия, поэтому уклоны галереи и трубы *5* должны быть достаточны для развития в них скоростей, проносящих песок и мелкий гравий, со сбросом излишне забираемых расходов (в паводок) из магистрали в реку.

Для направления меженного потока к плите (или решетке) устраивают невысокие направляющие дамбы *3*, затопляемые в паводки.

При отсутствии поверхностного потока в реке расход водозабора грунтовых вод находят по приближенной формуле:

$$Q = LSki, \qquad (32—1)$$

где L — длина галереи *abcd*;

S — разность отметок уровня грунтовых вод в верхнем бьефе и уровня воды в галерее; часто она равна S по рисунку 32—6;

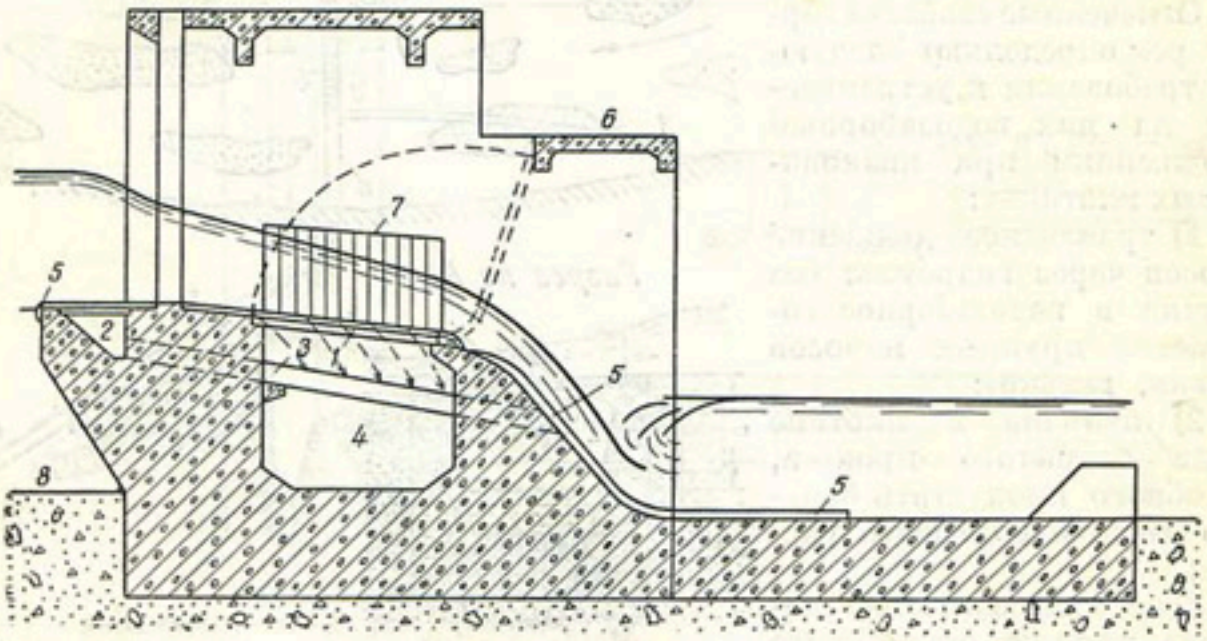


Рис. 32—7. Поперечный разрез водосливной плотины с донной решеткой:
1 — донная решетка; *2* — наносоперехватывающая галерея; *3* — трубы-пульповоды; *4* — водосбросная траншея; *5* — защитный стальной прокат; *6* — служебный мост; *7* — окно в быке; *8* — бытовое дно реки.

k — коэффициент фильтрации грунтов русла реки;

i — уклон грунтового потока, равный приблизительно уклону русла реки.

Точнее расход находят методом гидродинамики [1].

В некоторых случаях отпадает надобность в устройстве участка галереи *ав*; тогда его можно заменить подземной плотиной в виде суглинистого зуба под поверхностью грунта русла реки.

Горный водозабор с донной решеткой. Предыдущий тип водозабора с отводом больших расходов из более мощной реки получил дальнейшее развитие на Северном Кавказе, Черноморском побережье, в Закавказье, Казахстане и Таджикистане [2].

Поперек русла устраивается водосливная плотина (рис. 32—7) высотой, достаточной для вывода воды на требуемую отметку и обеспечивающей хоро-

[1] С. Н. Нумеров. Фильтрационные расчеты горизонтального дренажа каналов и водохранилищ. «Гидротехническое строительство» № 7, 1946; С. Ф. Аверьянов. Управление режимом грунтовых вод вблизи гидротехнических сооружений. «Гидротехническое строительство» № 7, 1949.

[2] По этому способу производится отвод воды из быстротоков в оросители; см. Гипроводхоз Министерства сельского хозяйства СССР. Информационный бюллетень № 2, 1958.

шие условия эксплуатации гидроузла — забор заданного расхода, смыв в реку захваченных с водой наносов, более спокойный подход потока к плотине; эти требования выполняются при высоте плотины 1,5—3,0 *м*. Донную решетку устраивают с прозорами (щелями) 8—15 *мм*; поэтому вместе с водой захватывается много песка и мелкого гравия, смыть которые обратно в реку не всегда удается из-за отсутствия большого избытка в расходе реки и трудностей (из-за рельефа местности), связанных с размещением в гидроузле песколовок.

Улучшение качества забираемой воды достигается, по П. А. Понеру, путем устройства перед траншеей наносоперехватывающей галереи (НПГ), также прикрытой донной горизонтальной решеткой, но со щелями, в $1^1/_2$—2 раза более широкими, чем в решетке над водосборной траншеей. При

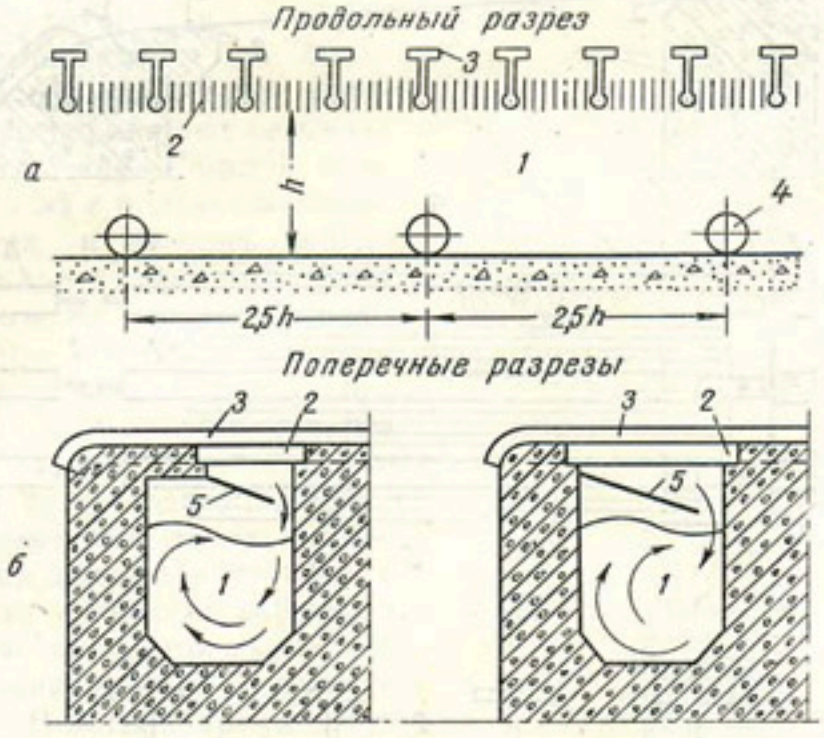


Рис. 32—8. Наносоперехватывающие галереи:
а — НПГ с отводом наносов по трубам; *б* — с отводом наносов вдоль галереи; *1* — НПГ; *2* — донная решетка; *3*—стальной защитный прокат; *4* — трубы; *5* —стальной лист.

движении потока происходит расслоение его: донный слой поступает в НП галерею с расходом около 5—10% от расхода реки [1], захватывая до 98% влекомых наносов размерами, меньшими щелей решетки; из НП галереи наносы по трубам диаметром, равным 4—5 ширинам щелей, непрерывно сбрасываются в нижний бьеф, с насыщенностью промывного расхода наносами до 200 *кг/м*^{3}; размеры НП галереи невелики — около 0,6 × 0,6 *м* (рис. 32—8). Р. Ж. Жулаев предлагает устраивать НП галерею (рис. 32—8, *б*), также прикрытую решеткой, с просветами в $1^1/_2$—2 раза более широкими, чем у водозаборной решетки, с непрерывной промывкой вдоль галереи безнапорным потоком (при напорном течении в НПГ она быстро заваливается наносами). Для этого в НПГ устраивают козырек, отстоящий от стенок НПГ на ширину 4 и 5 просветов решетки. Галерее придают уклон 0,1 и выводят ее через бычок в нижний бьеф; в конце ее ставят затвор, регулирующий расход галереи или отключающий ее от работы. Регулирующая способность такого затвора невелика; при значительном прикрытии отверстия затвором поток из безнапорного может быть переведен в напорный с последующим завалом НПГ наносами.

[1] П. А. Понер. Борьба с наносами на горных решетчатых водозаборных узлах ГЭС. Изд. АН КазССР, Алма-Ата, 1954; Р. Ж. Жулаев. Пути усовершенствования водозаборного сооружения с донной галереей. «Известия АН КазССР», вып. 1, 1957.

При величине промывного расхода около 15% водозабора НПГ захватывает до 70—80% донных наносов; с повышением промывного расхода захват донных наносов увеличивается. Над траншеей устраивают две решетки: нижнюю — мелкую — из прямоугольных металлических полос (пластин) толщиной 5—10 *мм* и верхнюю из сильных прокатных профилей (однотавры, узкоколейные рельсы со срезанными полками и т. п.), расставленных через 25—30 *см*, с целью защиты нижней решетки от повреждения ее валунами (рис. 32—9). Для улучшения эксплуатации и компактности решеток нижнюю

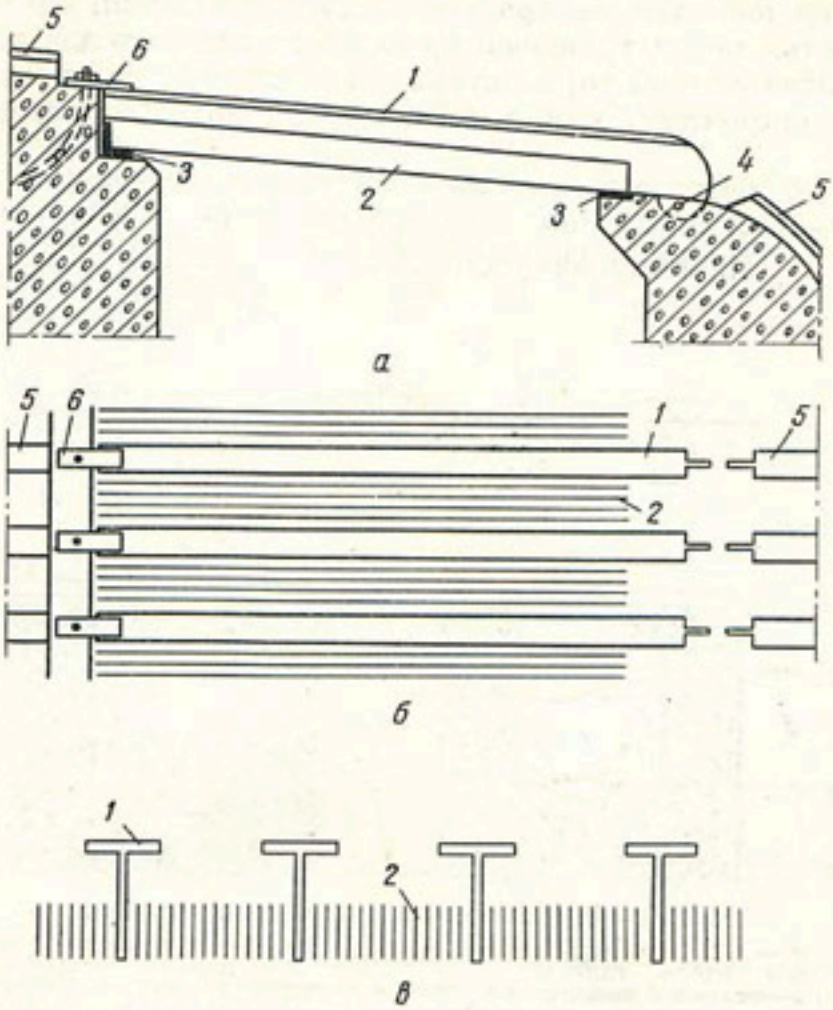


Рис. 32—9. Донные решетки над водосборной траншеей:
а — поперечный разрез; *б* — план; *в* — секция решетки (увеличена); *1* — защитная решетка; *2* — мелкая решетка; *3* — рама решетки; *4* — ось вращения решетки; *5* — стальной защитный прокат; *6* — клемма.

решетку размещают внутри верхней с расстоянием между верхами решеток не менее 10 *см*. Обе решетки, приваренные к опорным пластинам, образуют единое звено шириной 0,75—1,0 *м*; звено может быть повернуто (для осмотра, ремонта) и оперто на балку служебного мостика (рис. 32—7). Решетке придают уклон 0,1—0,2, что облегчает перемещение по ней камней и гальки, облегчает ее очистку. Плотина защищается от ударов камней прокатными профилями, затопленными в бетон по линиям элементов верхней решетки. Очистка мелких решеток от застрявшего гравия производится скребками, приводимыми в движение текущей водой, или поочередной автоматической промывкой звеньев снизу (из траншеи, без выключения водозабора) струей воды со скоростью $\geqslant 15$ *м/сек*; проще промывается и менее засоряется решетка из клиновых элементов, образующих расширяющуюся книзу щель. Промывка решетки сверху сильной струей воды [1] с выключением водозабора также дает положительные результаты.

[1] Н. К. Зворыкин. Донная решетка на водозаборах горных рек. Труды ГрузНИИГиМ, вып. 18—19, Тбилиси, 1957.

Плановое размещение частей гидроузла зависит главным образом от местных топографических и гидрологических условий, от требований, предъявляемых к водозабору (расходы, уровни, степень очистки воды от наносов). Ширина русла и глубина потока перед гидроузлом должна обеспечивать условия нормального пропуска руслоформирующих расходов (см. главу 29); в узких створах, в которых требования к B и H выполняются, гидроузел состоит из водосливной плотины, водозаборной плотины (рис. 32—10, *а*), зимнего отверстия, регулятора и канала, компактно размещаемых без больших выемок на берегах. Порог водосливной плотины размещают несколько выше порога водозаборной плотины (около 0,5 *м*) с целью обеспечения водозабора в межень, когда вследствие малости расхода реки доля отводимого из нее расхода велика (может быть 100%). Зимой вода в реке относительно чистая и нет необходимости забирать воду через донную решетку (к тому нередко обмерзающую); тогда водозабор ведут через зимнее отверстие, закрывая затворами вход на донную решетку и в НПГ. Через это отверстие забирают воду и летом во время промывок отстойника, устраиваемого в гидроузле или на канале. В летнее время регулировку забираемого расхода ведут путем закрытия отдельных пролетов перед донной решеткой (во время высоких уровней в реке) или посредством сброса излишне захваченной воды через сифон, устраиваемый за сборной траншеей (рис. 32—11); вместо сифона устраивают также контролирующие уровень водосливы. Водосливы сбрасывают верхние, относительно чистые слои воды, сифоны — нижние, загруженные донными наносами.

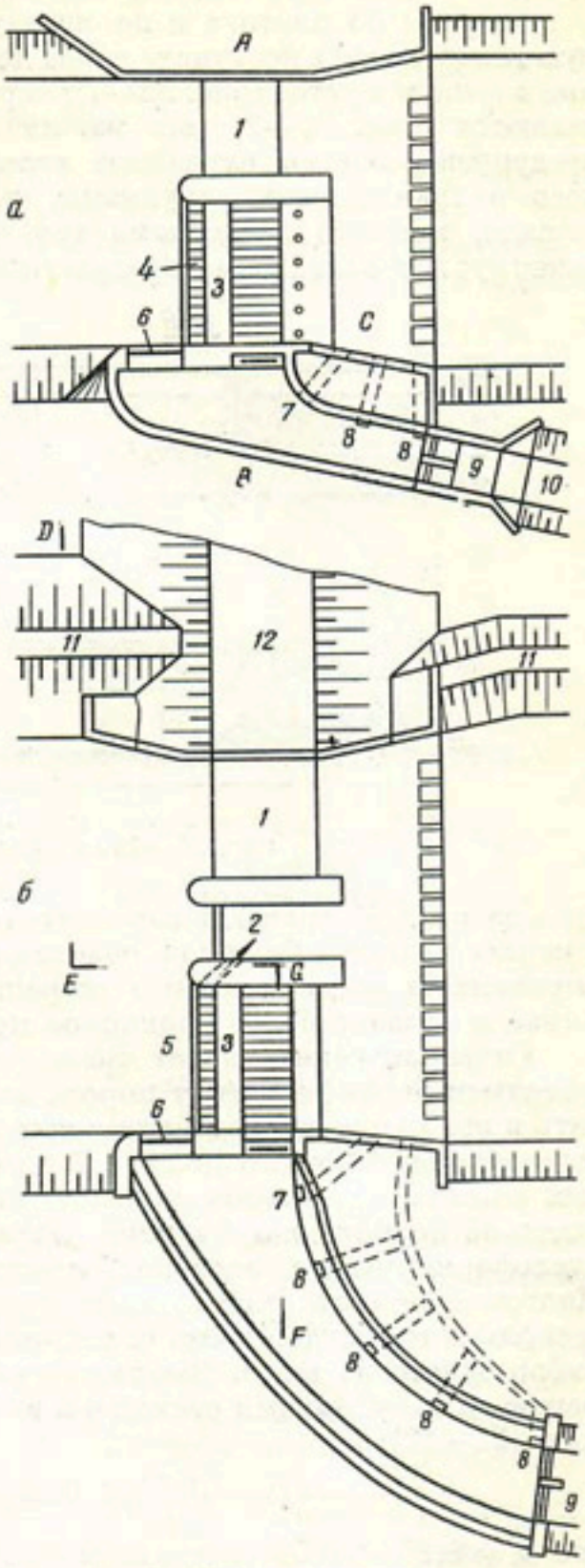


Рис. 32—10. План гидроузла в условиях: *а* — стесненного створа; *б* — широкого створа; *1* — водосливная плотина; *2* — водосбросная плотина; *3* — плотина с донной решеткой; *4* — НПГ с трубчатыми пульповодами; *5* — НПГ с продольным сбросом пульпы; *6* — зимнее отверстие; *7* — сифон; *8* — донные промывники; *9* — регулятор; *10* — канал; *11* — регулировочные дамбы; *12* — земляная плотина.

В случае широкого створа необходимо создать искусственное русло перед гидроузлом (рис. 32—10, *б*), ввести в гидроузел водосбросную плотину, иначе русло может оказаться распластанным, не выдерживающим требуемого соотношения B и H. В гидроузле ставят или отстойник, или песколовку системы И. К. Никитина [1]. Общее требование к гидроузлам: необходимо избегать стеснений потока при подходе к плотинам, затруд-

[1] И. К. Никитин. Криволинейные отстойные сооружения с непрерывным промывом. Труды САНИИРИ, вып. 86. Ташкент, 1957.

няющих пропуск паводков, всегда быстро возникающих и переносящих большое количество камней, гальки, гравия, иногда и деревьев.

Разрезы по плотине и по сифону показаны на рисунке 32—11. В сборную галерею вода поступает через донную решетку и через окна, устраиваемые в быке и в устое (рис. 32—7); через эти окна донные наносы почти не завлекаются (рис. 32—2); все же их защищают вертикальными решетками, предупреждающими случайное засорение окон. Вода втекает в траншею косо направленными струйками, которые образуют в траншее винтовое течение, могущее всплесками тормозить поступление воды через донную решетку; для ослабления вращения потока устраивают по верховой стороне

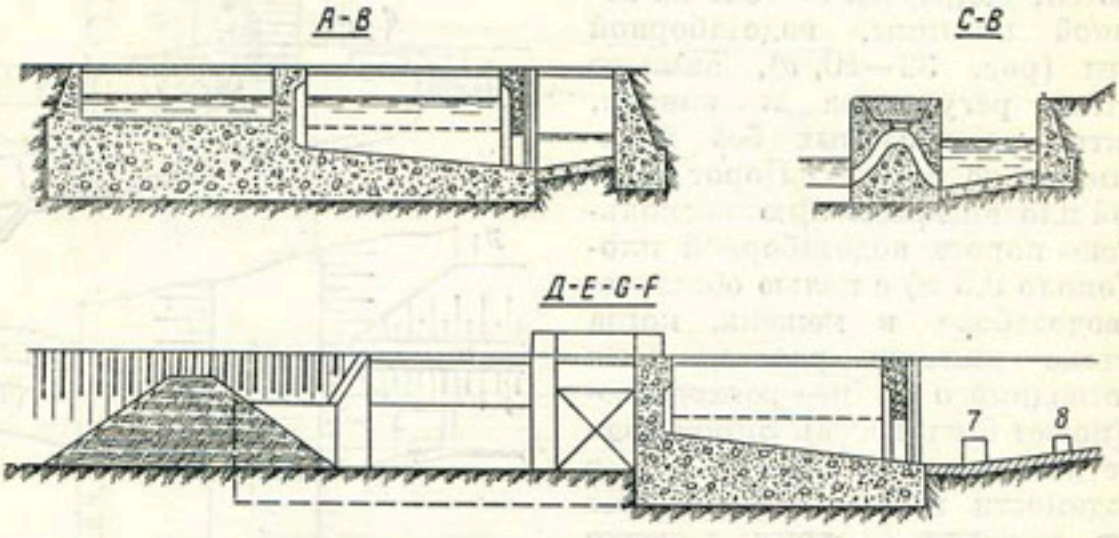


Рис. 32—11. Разрезы к рисунку 31—10.

(иногда на дне) траншеи горизонтальную полку. Поступательные скорости в начале траншеи без окон невелики; устройство окна в быке значительно выравнивает поступательные скорости в траншее, ослабляет винтовое движение и создает более спокойное протекание потока.

Гидравлический расчет траншеи. Через 1—2 года отложения наносов в верхнем бьефе достигнут порога водозаборной плотины и вода будет вступать в нее как через водослив с широким порогом. Выбор ширины отверстия водозаборной плотины должен быть увязан с высотой плотины, допускающей смыв из песколовок наносных отложений в нижний бьеф, с допускаемой отметкой подпора воды в реке, шириной и глубиной потока при пропуске руслоформирующих расходов, пропуском их через сооружения гидроузла. Многочисленность участвующих факторов заставляет эскизно проработать несколько вариантов и путем технико-экономического сравнения обосновать выбор одного из них[1]. Выбрав ширину отверстия плотины L (рис. 32—13), можно найти удельный расход q и по нему глубину воды h_1 в начале решетки (рис. 32—12):

$$h_1 = kH_0 = (0{,}57 \div 0{,}52)\,H_0 \quad \text{или} \quad h_1 = k_1 \cdot 0{,}48 q^{2/3}, \qquad (32—2)$$

где $k_1 = 0{,}85 \div 0{,}79$ (в среднем около 0,8),

$$M = m\sqrt{2g} = 1{,}55 \div 1{,}42.$$

Если наносные отложения перед плотиной не обеспечат создания перед ней спокойного потока, и к плотине будет подходить бурный поток с глубиной H, то глубину воды в начале решетки h_1 находят из уравнений установившегося неравномерного режима. Решетке придают уклон не более 0,2, такой же уклон придают порогу, начиная от затворов на таком расстоянии от начала решетки l_0 (рис. 32—12), на котором струйки воды уже будут

[1] Расчет горного водозабора с донной решеткой см. Е. А. З а м а р и н. Проектирование гидротехнических сооружений. Сельхозгиз, М., 1961.

поступать в решетку. Расстояние l_0 найдем, рассматривая свободное падение воды на высоту il_0 из формулы:

$$l_0 = \frac{2i}{g} v_0^2, \qquad (32-3)$$

где v_0 — средняя скорость на пороге, равная

$$v_0 = \frac{q}{h_1}. \qquad (32-4)$$

Вертикальная составляющая скорости через решетку будет развиваться под действием: 1) геодезического напора, изменяющегося от h_1 в начале

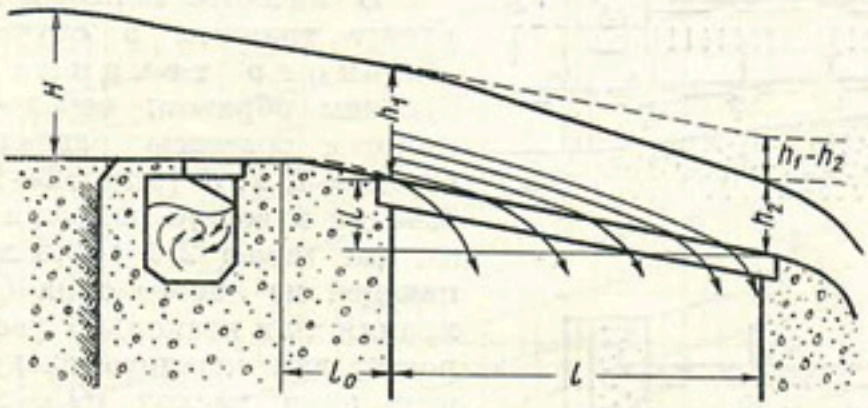


Рис. 32—12. Расчетная схема донной решетки.

решетки до $h_1 + \alpha il$ в конце ее; 2) некоторого превышения уклона поверхности воды над уклоном решетки. Если пренебречь вторым фактором, то для удельного расхода через решетку, при ненапорном течении в траншее, можно написать:

$$q = \mu \omega_н \sqrt{2g(h_1 + \alpha il)}, \qquad (32-5)$$

где $\omega_н$ — площадь нетто решетки, равная lp;

$p = \frac{\delta}{\delta + \Delta}$ — доля от общей площади решетки, приходящаяся на щели шириной δ; Δ — ширина стержня решетки;

α — коэффициент, меньший 0,3;

μ — коэффициент расхода решетки.

Течение над решеткой воды, содержащей донные наносы, еще недостаточно изучено [1], поэтому пока пренебрежем αil, что приведет к некоторому уменьшению q, т. е. к запасу в длине решетки.

Примерные величины μ для решетки из плоских стержней при $i = 0{,}1$ и $p = 0{,}4—0{,}5$ можно принимать равными 0,65—0,60, при $i = 0{,}2$ соответственно 0,60—0,55. Для клиновидных решеток (с расширением прозора книзу) значения μ больше указанных по Н. К. Зворыкину примерно на 5—10%.

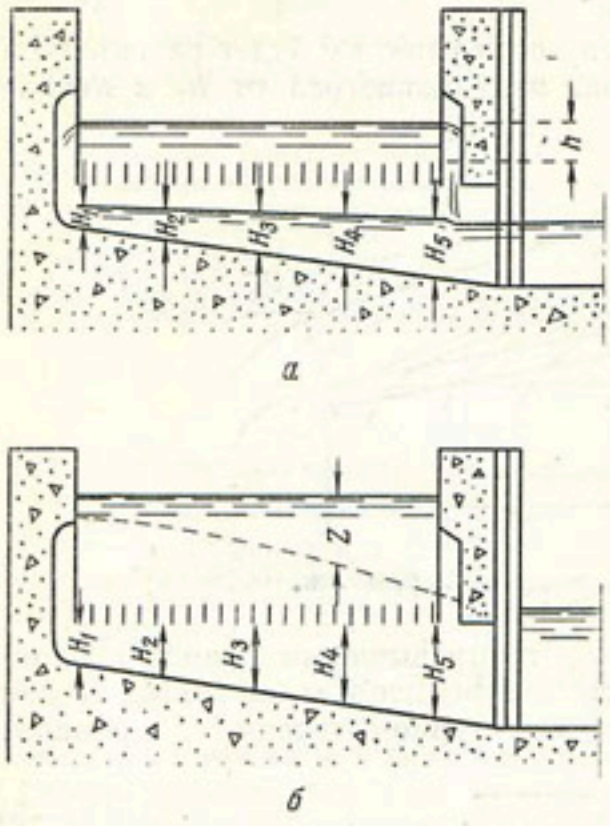
Наличие защитной (крупной) решетки уменьшает общий коэффициент расхода примерно на 5—10%. Длину решетки принимают не более 2 *м*; при бо́льших длинах решетки получаются грузными, требующими дополнительной опоры на пролете, что осложняет и конструкцию плотины, и ее эксплуатацию.

Наличие окон в предыдущем расчете не учтено; расчет велся для чистой воды и для незасоренных решеток; в действительности, вследствие засорения решеток, их $\omega_н$ фактически будет меньше расчетной, часть решетки будет находиться в очередной очистке, поэтому необходимо иметь запас в пропускной способности решетки в размере 10—12% от расчетной; этот запас

[1] С. Г. Мелик-Нубаров. К теории водозабора с донной решеткой. «Гидротехническое строительство» № 3, 1959. А. И. Чавтораев. Расчет водозабора с донной решеткой. Доклады ВАСХНИЛ № 3, 1959.

покрывается подачей воды из окон, а если его будет недостаточно, то соответственным уширением пролета.

Расчет течения воды вдоль траншеи следует вести как для потока с переменным расходом[1]. Течение в траншее может быть свободным или безнапорным, когда уровни воды в ней стоят ниже решетки (рис. 32—13, *а*), напорным, когда вся траншея затоплена (рис. 32—13, *б*), и полунапорным, когда в верхней части плотины наблюдается напорное течение, а в нижней — свободное (рис. 32—13, *в*).



а

б

в

Рис. 32—13. Продольный разрез по водозаборной плотине с течением:
а — безнапорным; *б* — напорным; *в* — полунапорным.

В качестве первого приближения расчет траншеи в случае безнапорного течения ведут следующим образом: через равные расстояния траншею разделяют на ряд сечений *1*, *2*, *3* (рис. 32—13); в первом сечении известен расход и скорость воды (не менее 2,0 ÷ 2,5 *м/сек*), поступающей из левого окна Q_1; далее, сохраняя или несколько увеличивая скорость, для каждого следующего сечения, зная расход (Q + приток через соответствующую часть донной решетки), находят живое сечение, по нему назначают H и B и находят уклон поверхности воды в каждом сечении из формулы:

$$v = C\sqrt{Ri} = \frac{Q}{BH}. \qquad (32-6)$$

Для коэффициента шероховатости принимают повышенное значение n = = 0,025 ÷ 0,030 за счет винтового движения и торможения потока падающими струями; при напорном движении n = = 0,035 ÷ 0,040 из-за усиленной шероховатости потолка траншеи. Коэффициент C вычисляется по формуле акад. Н. Н. Павловского (рис. 32—14) или по предложению проф. И. И. Агроскина[2].

Найдя по формуле (32—6) H_1, H_2 и другие, строят продольный профиль траншеи; для этого на расстоянии 5—10 *см* по вертикали от низа решетки откладывают H_1 и из верхней точки ординаты H_1 проводят прямую с уклоном i_1 до второго створа, где откладывают H_2, и т. д.

Построенная таким путем линия свободной поверхности воды должна давать плавное очертание дна траншеи.

Значительно сложнее гидравлический расчет траншеи с напорным движением; пьезометрическая линия напоров будет определять как движение в траншее (а значит, и ее размеры), так и величины общего и удельных расходов, поступающих через решеткув траншею; следовательно, гидравли-

---

[1] Г. А. Петров. Движение потока в гидротехнических сооружениях с изменением расхода вдоль пути. Госстройиздат, М.— Л., 1951.

[2] И. И. Агроскин, Г. Т. Дмитриев и Ф. И. Пикалов. Гидравлика. Госэнергоиздат, М.— Л., 1954.

ческий расчет движения воды через решетку и движение ее вдоль траншеи являются едиными.

Решение этой задачи возможно в двух направлениях: при известной величине общего расхода и ширине решетки задаются формой и размещением пьезометрической линии (рис. 32—13), находят по ней длину решетки и распределение расходов через решетку и по ним — поперечные размеры траншеи; можно идти обратным путем — по заданным размерам траншеи

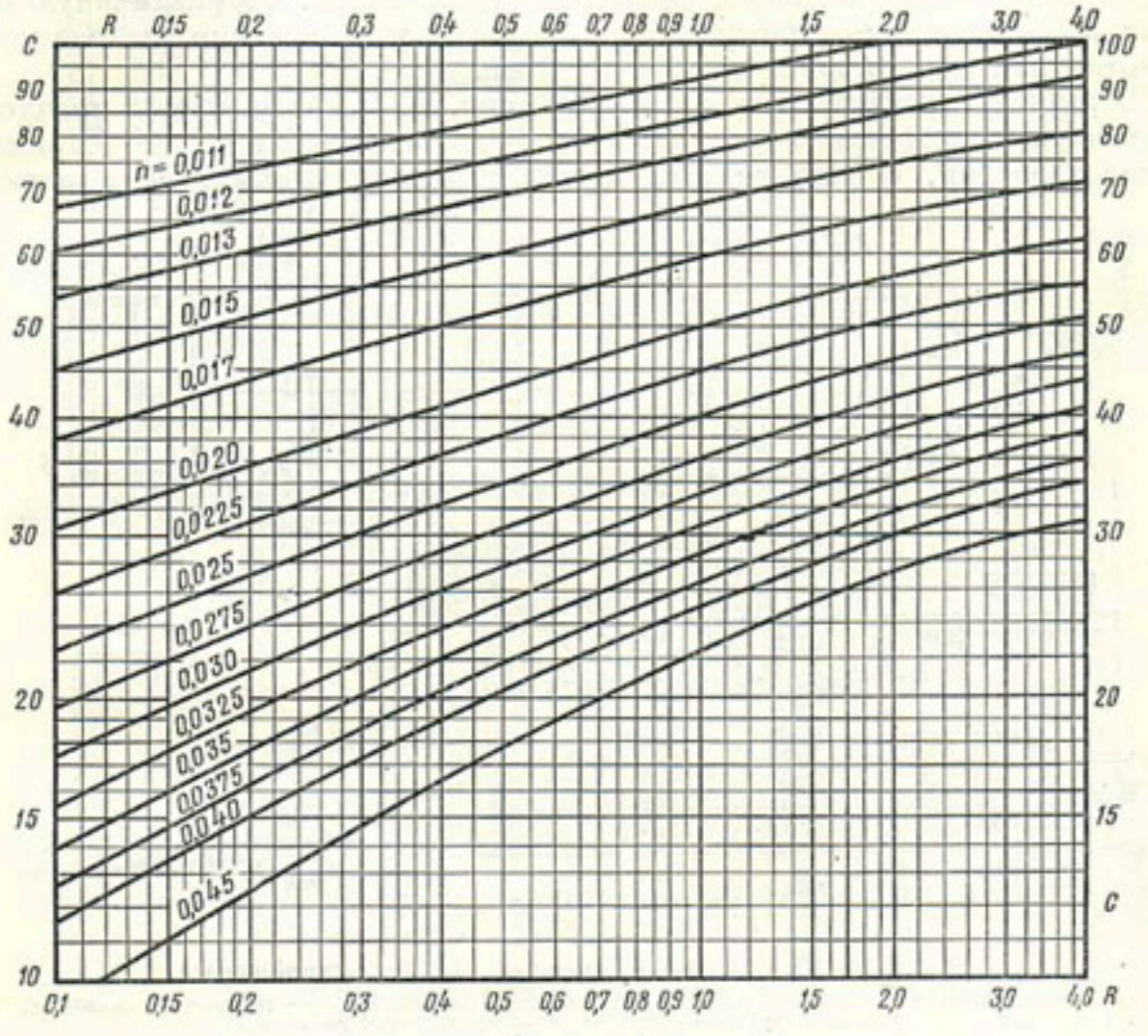


Рис. 32—14. График коэффициентов C по формуле акад. Н. Н. Павловского.

определять линию пьезометрических напоров, однако этот путь связан с длительными операциями отыскания решений способом подбора.

Положение пьезометрической линии не является неизменным, оно меняется в зависимости не только от изменения расхода реки и колебаний забираемого расхода, но и от состояния решетки — чистой от наносов или частично забитой наносами (защемленными между стержнями решетки галькой, гравием). Очевидно, положение пьезометрической линии будет различным в зависимости от размещения работающих пролетов вдоль траншеи.

Все это указывает на некоторую условность расчета траншеи с напорным движением, усиливающуюся еще косым входом струй в траншею. Скорость прохода воды через решетку будет:

$$v = \mu \sqrt{2gz}, \qquad (32—7)$$

где μ — коэффициент расхода;

z — действующий напор, равный разности отметок уровня над решеткой и уровня пьезометрической линии в данной точке (рис. 32—13).

В начале траншеи, где z малы, вода будет интенсивнее проскакивать по решетке в нижний бьеф, чем в конце траншеи, где z велики; следовательно, косина входа струй в решетку будет различна по ее длине [1].

Пролет плотины с донной решеткой разделяется узкими быками с пазами для шандор, если река не несет карчей и деревьев; если рекой переносятся деревья, то на пролете вместо быков ставят две съемные стойки, с небольшими затворами или шандорами, за которыми можно производить очистку решеток. На зиму весь пролет плотины закрывают и воду забирают через зимнее отверстие, перед которым ставят запань, направляющую шугу к ближайшему пролету плотины, на котором к тому времени устанавливается лоток для сброса шуги в нижний бьеф.

В развитие решетчатого водозабора инж. И. Я. Андрейчук [2] предложил следующую конструкцию (рис. 32—15). К водосливной плотине *1* примыкает водосбросная, с уширенными и удлиненными быками, верх передней

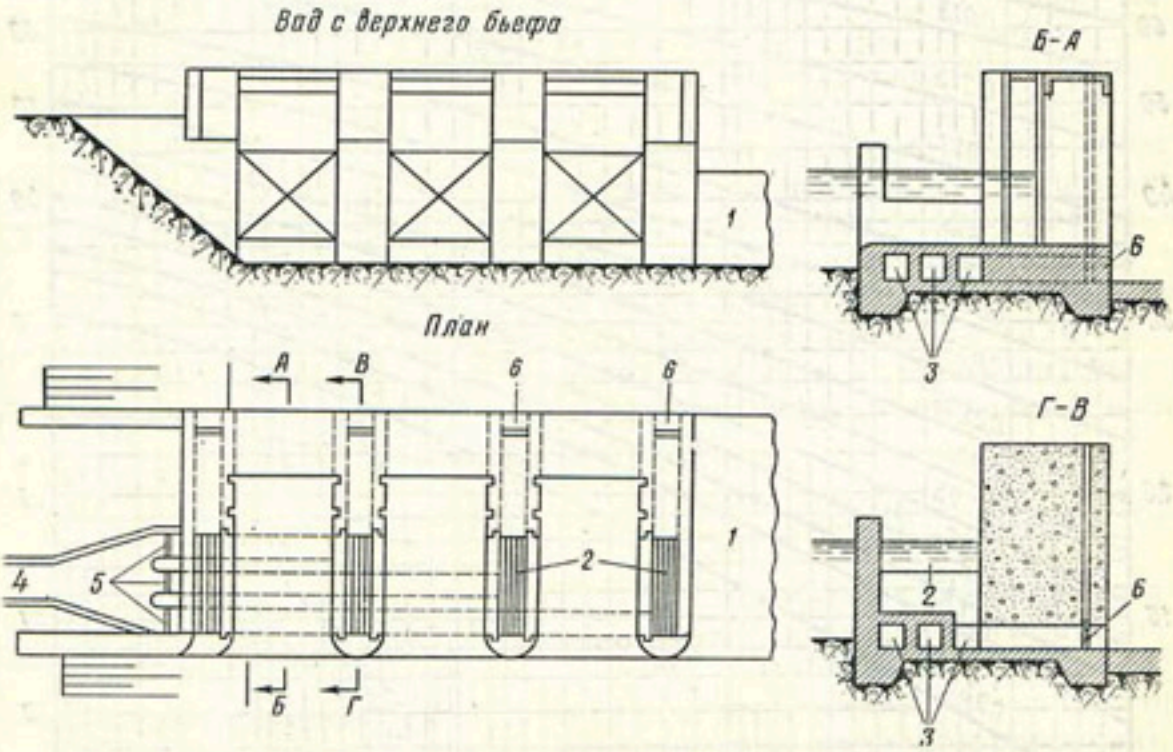


Рис. 32—15. Водозабор системы И. Я. Андрейчука:
1 — водосливная плотина; *2* — горизонтальная решетка; *3* — напорный водовод; *4* — канал; *5* — затворы; *6* — промывная галерея.

части быка расположен на 0,7—1,5 *м* ниже нормального подпорного уровня верхнего бьефа и на ней уложена горизонтальная решетка *2*, через которую вода поступает в напорный водовод *3* со скоростью около 1,7—2,0 *м/сек*. Каждый решетчатый водоприемник имеет обособленный напорный водовод (типа дюкера), выводящий воду в магистральный канал *4* и снабженный в конце затвором *5*, и также обособленную промывную галерею *6*, закрываемую затвором.

Каждая горизонтальная решетка может быть отключена от питания путем закладки шандор, для чего в начале передней, сниженной части быка

---

[1] Е. А. Замарин. Горный водозабор. «Доклады ВАСХНИЛ», вып. 7, 1950; В. В. Фандеев. Водозаборные плотины с донными решетками. Сельхозгиз, 1955; Х. А. Навоян. Горный водоприемник с донной решеткой. Ереван; 1953; У. Р. Мирза-Заде. Водоприемники с горизонтальными решетками и мероприятия по улучшению их работы. М., 1954; С. Г. Мелик-Нубаров. Из опыта проектирования и эксплуатации сооружений высокогорного водозабора. «Гидротехническое строительство» № 3, 1952; С. Пандн. Новый тип водозабора для горных рек. «Гидротехника и мелиорация» № 3, 1954; Ф. С. Салахов. Новая конструкция водозабора для горных рек. «Гидротехника и мелиорация» № 5, 1956.

[2] И. Я. Андрейчук. Новый тип водоприемника для горных рек. «Гидротехника и мелиорация» № 3, 1951.

устанавливается вспомогательный бык; решетка может быть отключена и от магистрали затворами *5* для промывки подрешеточного пространства. Автор указывает, что через каждую решетку можно забирать 2—5 *м*³/*сек* воды.

Наличие напорных водоводов дюкерного типа осложняет эксплуатацию водозабора из-за возможной забивки их наносами.

Н. Ф. Данелия предложил послойно-решетчатый водозабор[1], основанный на использовании реактивных донных токов, препятствующих поступлению донных наносов в водозабор (рис. 32—16).

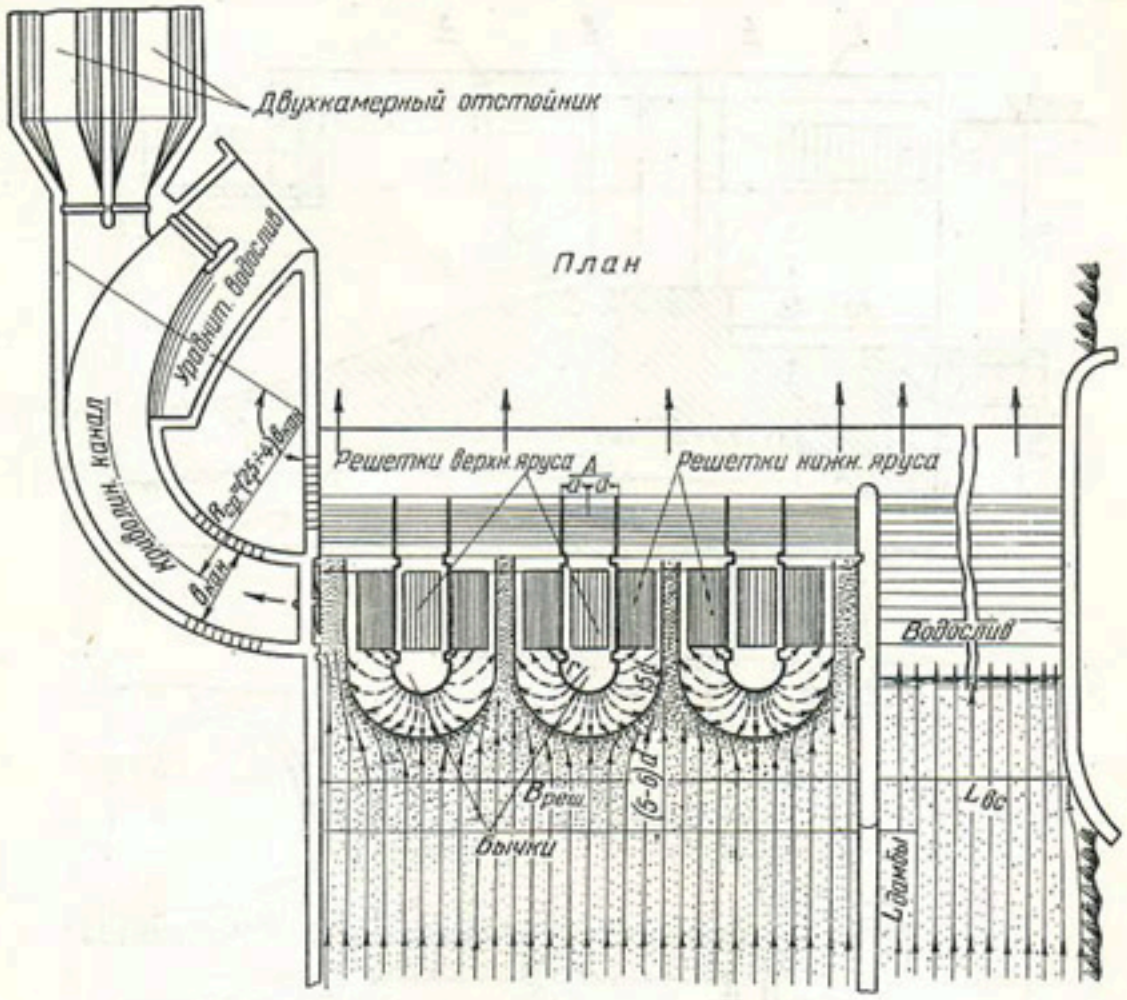


Рис. 32—16. Схема послойно-решетчатого водозабора.

Преградой в послойно-решетчатом водозаборе служат небольшие (затопляемые во время паводка) быки, которые размещаются над водозаборной галереей, устроенной в теле водосливной плотины.

При обтекании быков с лобовой стороны создается обратное донное течение, которое переходит во вращательное движение и направляет донные наносы в обход быков. В результате поток расслаивается — перед фронтом и вдоль быков получается полоса дна, очищенная от донных наносов. Нижний слой потока проходит между быками винтообразным течением со сходящимися донными токами и транспортирует наносы по средней части пролета между быками (рис. 32—16).

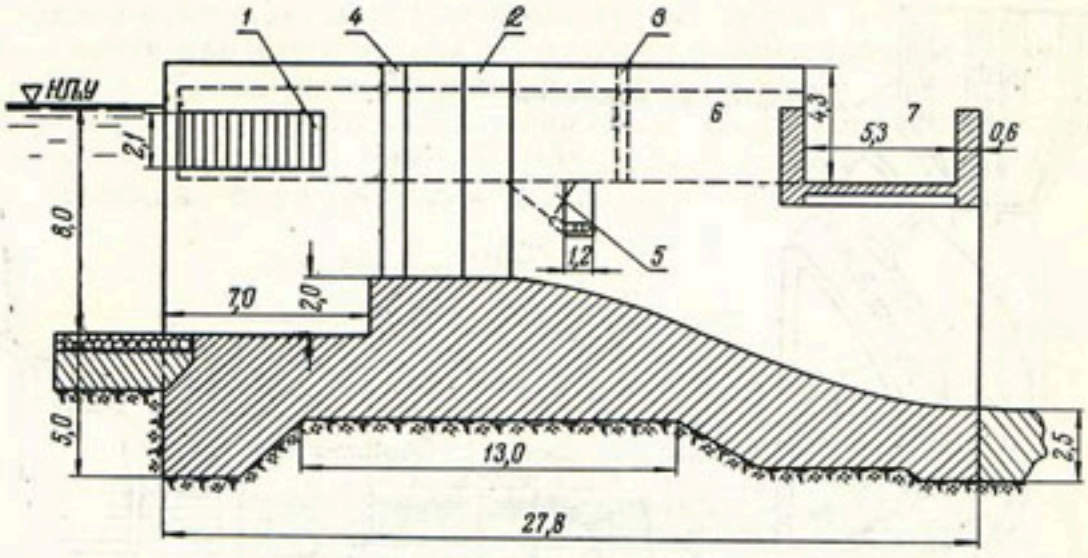
В боковых частях пролетов, свободных от движения донных наносов, у быков размещают частые решетки нижнего яруса (с зазорами от 6 до 10 *мм*). Средняя часть пролета, по которой движутся донные наносы, перекрывается наглухо, и потому она является холостым сбросом.

С лобовой стороны быков водоприемные решетки не устанавливают, так как эта сторона является возбудителем поперечной циркуляции. Поток

[1] Н. Ф. Данелия, Ш. С. Бобохидзе. Послойно-решетчатый водозабор. «Гидротехническое строительство» № 2, 1956.

с повышенным давлением и с нисходящими токами у лобовой стенки быков препятствует попаданию донных наносов в верхний слой, проходящий над быками; поэтому на быках устраивают грубые решетки верхнего яруса (с зазорами от 10 до 40 *мм*), через которые в галерею поступает вода без донных наносов. По бокам быков устраивают пазы, в которые закладывают шандоры во время межени.

Частая решетка (нижнего яруса) предназначена для забора воды, в основном при низких горизонтах (расчетный случай). При повышенных



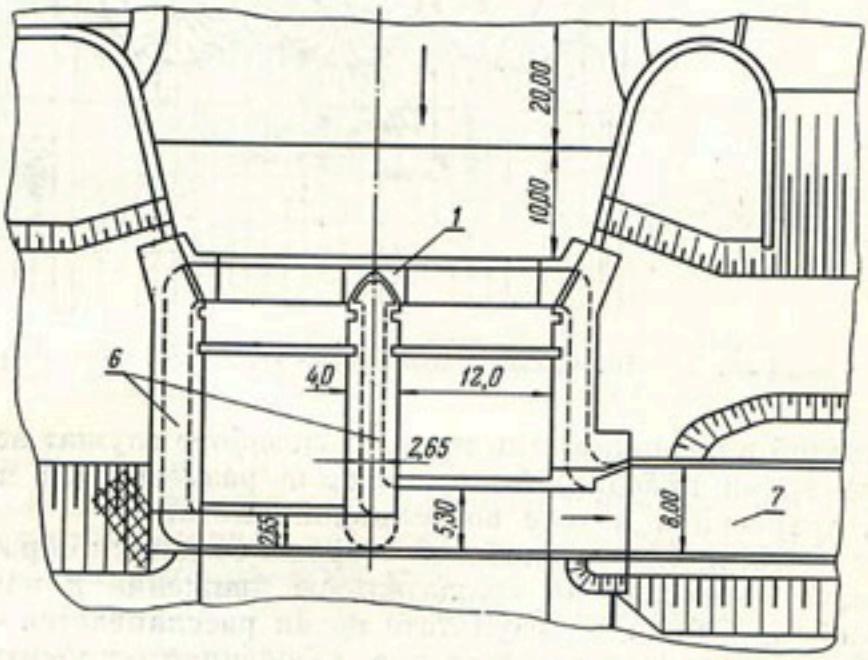


Рис. 32—17. Продольный разрез и план бычкового водозабора (в разных масштабах):

1 — водоприемное отверстие; *2* — паз затвора; *3* — паз затвора водоприемной галереи; *4* — шандорный паз; *5* — гравиеловка; *6* — водоприемная галерея; *7* — лоток.

горизонтах быки затапливаются, и вода начинает поступать в галереи также и через решетки верхнего яруса.

Промывное устройство размещается на конце начального криволинейного (в плане) участка канала. За промывным устройством в случае необходимости на канале можно расположить боковой водослив и отстойник.

Для горных условий проф. В. Г. Айвазян предложил следующую конструкцию водозаборных сооружений (рис. 32—17). В быках и устоях плотины устраивают водоводы ($v = 1{,}5 \div 2{,}0$ *м/сек*), вход в которые защищает-

ся от захвата гравия и гальки вертикальной решеткой; водоводы за плотиной объединяются в общий лоток, подающий воду в отстойник. Порог плотины закладывают заподлицо с дном верхнего бьефа или с небольшим возвышением над ним; глубина воды на пороге плотины должна быть достаточно большой (5 *м* и более), чтобы можно было разместить входные отверстия, дно которых возвышалось бы над порогом не менее 2—3 *м*.

Для пропуска паводка и смыва наносных отложений в отверстиях плотины ставят сегментные или плоские сдвоенные затворы. Дно лотков между

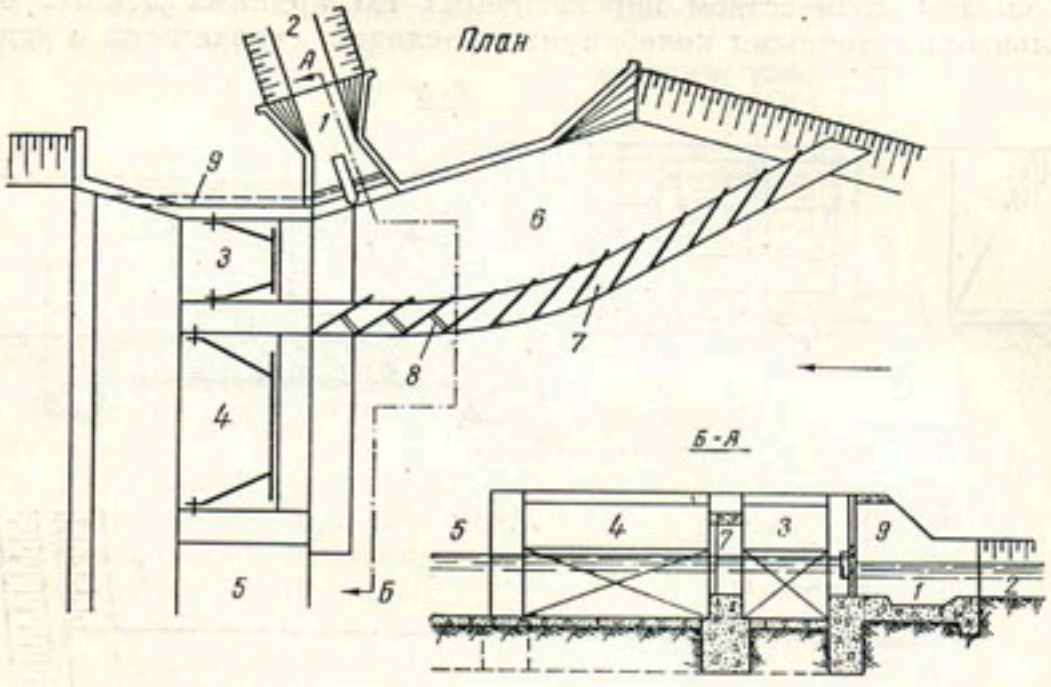


Рис. 32—18. Шторный водозабор В. И. Петрова:
1 — водозаборное сооружение; *2* — канал; *3* — промывной пролет; *4* — водосбросная плотина; *5* — водосливная плотина; *6* — отстойник; *7* — шторы; *8* — затворы у заглубленных штор; *9* — разборный шугосброс.

быками и устоями должно возвышаться над наибольшим уровнем не менее чем на 2,5 *м*; в дне лотка устраивают отверстия, закрываемые затворами, для периодической очистки лотков от крупных наносов. Такой водозабор называют бычковым.

Шторный водозабор («жалюзийный» водозабор) предложен В. И. Петровым для горных рек, несущих в паводки большое количество не только крупных наносов, но и деревьев, карчей.

Реку перегораживают плотиной с пролетами по 10—15 *м* (рис. 32—18), порог которой устраивают заподлицо с дном верхнего бьефа; к водосбросной плотине примыкает водосливная, а далее располагается земляная плотина. Перед головным регулятором ставят отстойник, отделяемый от верхнего бьефа шторной стенкой; в конце отстойника размещают промывной пролет с порогом на уровне дна верхнего бьефа. Вход в водозаборное сооружение имеет небольшой порог (0,8—1,5 *м*) и очерчен в плане воронкообразно с целью забора воды из отстойника с малыми скоростями.

Шторную стенку на высоту 1,0—1,5 *м* от дна делают сплошной (из бетона или бута); на нее ставят заделанные в кладку пазовые стойки (из двутавров или швеллеров), в которые укладывают сплошь или с зазорами шандоры или жерди; стойки сверху схватывают мостиком.

Донный порог шторной стенки препятствует попаданию донных наносов в отстойник, а верхние шторки направляют плавник к водосбросной плотине. Шторную стенку и ее мостик устраивают также из железобетона. Угол между шторками и течением реки 130—150°.

Предусмотрен забор воды в зимнее время через 2—4 донных окна в бетонной части шторной стенки, закрываемых затворами. Шугу сбрасывают

через козырек затвора промывного отверстия, направляя к нему шугу запанью, или через шугосброс у входа в водозаборное сооружение.

Размеры отдельных элементов гидроузла и его общая компоновка устанавливаются исследованиями его работы на модели.

§ 32—4. ПРЕДГОРНЫЕ ВОДОЗАБОРНЫЕ ГИДРОУЗЛЫ

Предгорные участки рек характерны большими скоростями течения воды, большим количеством перемещаемых ею крупных донных наносов, значительными суточными колебаниями расходов, связанными с усиленным

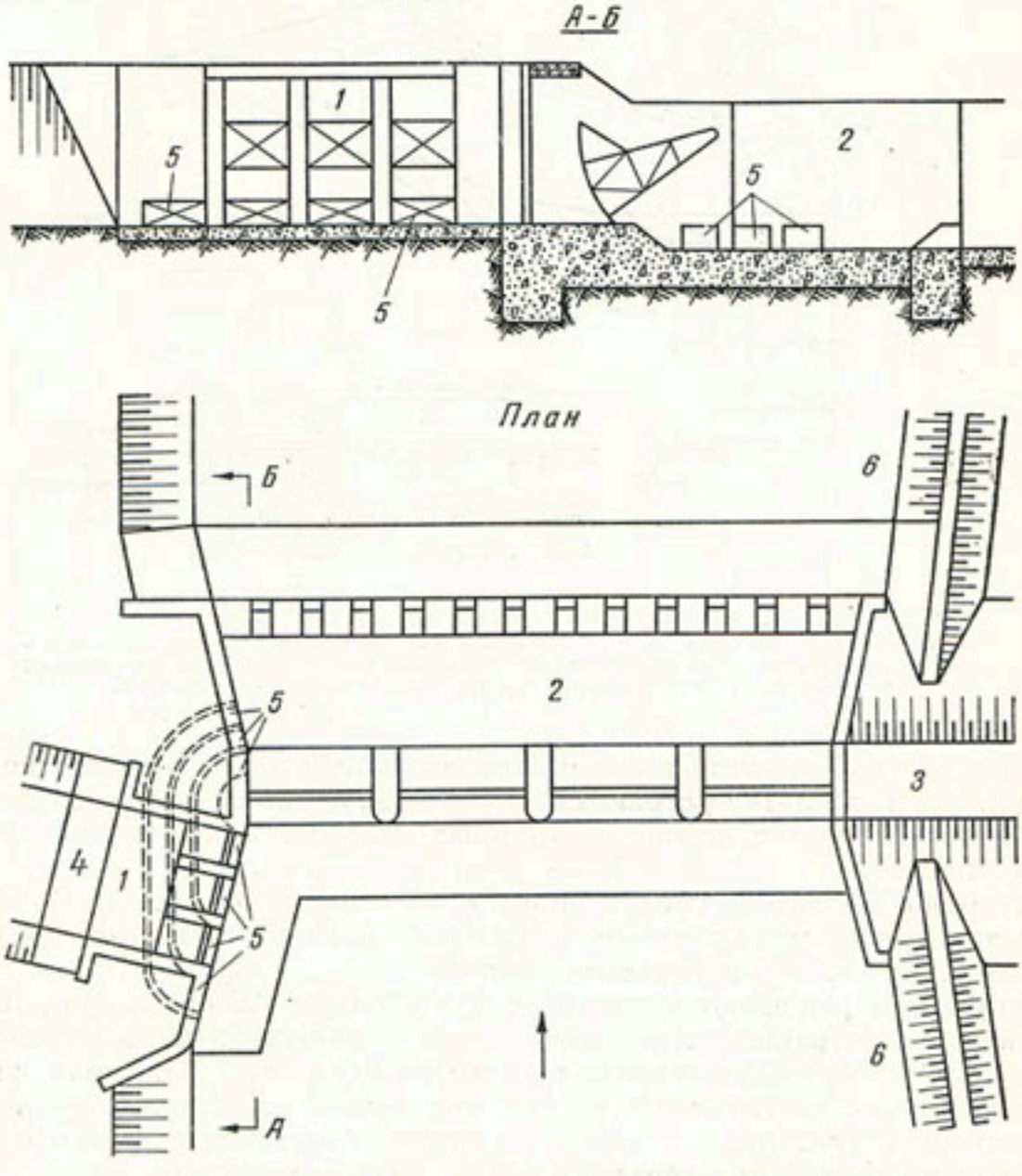


Рис. 32—19. Боковой водозабор с донными промывниками:
1 — водозаборное сооружение; *2* — водосбросная плотина; *3* — земляная плотина; *4* — канал; *5* — донные промывники; *6* — струенаправляющие дамбы.

таянием снегов и ледников днем и слабым — ночью, наличием постоянного меженного расхода. Расходы ливневых паводков намного меньше расходов снеговых или ледниковых; реки шугоносны. Расход водозабора обычно составляет часть меженного расхода реки. Поймы рек значительно развиты в ширину; после паводков возможны изменения положения меженного русла.

Обширную группу предгорных водозаборов можно разделить на несколько подгрупп: водозаборы с боковым отводом воды, с фронтальным отводом воды, с созданием и использованием поперечной циркуляции потока.

Боковой водозабор характерен захватом донных наносов в большей доле, чем доля отводимой в канал воды; это отрицательное свойство бокового водозабора преодолено советской гидротехникой. Трудами отечественных ученых И. С. Громеки, Н. Е. Жуковского, А. Я. Миловича, М. В. Потапова и др., выявлена структура потока при водозаборе, что позволило в дальнейшем устранить отрицательные стороны бокового водозабора, развить и усилить его положительные свойства.

Если в плотинном водозаборе повысить входной порог и устроить в нем под водоприемником и до водоприемника донные промывники, то, как показали исследования К. Г. Липатова, Н. Ф. Данелия и А. Ф. Биркая, можно полностью перехватить донные наносы и сбросить их в нижний бьеф[1].

Развивающаяся при боковом водозаборе поперечная циркуляция потока позволяет направить донные токи к левому промывнику (рис. 32—19) при открытых трех пролетах водозаборного сооружения и при закрытых под этими пролетами промывниках.

Если работают средний и правый пролеты водозабора, то для перехвата донных наносов должны работать левый промывник и соседний с ним и т. д. (поэтому устройство четвертого справа промывника не обязательно).

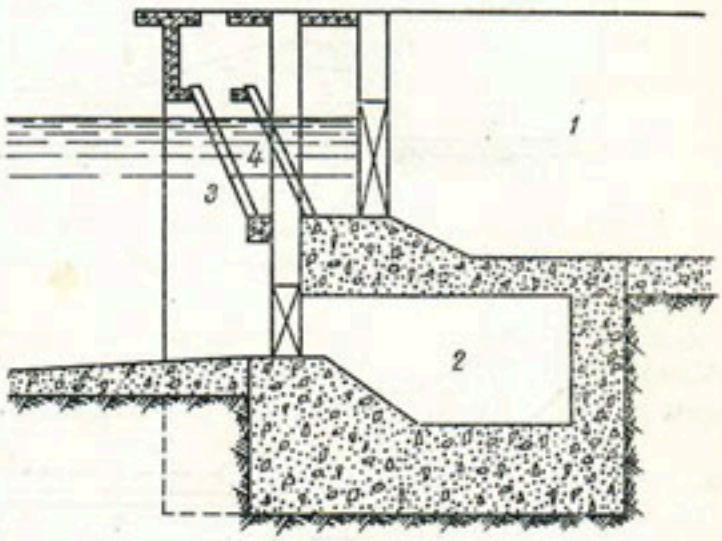


Рис. 32—20. Поперечный разрез водозабора с нависающей решеткой:

1 — водозаборный пролет; *2* — донный промывник; *3* — редкая решетка; *4* — частая решетка.

Расход, пропускаемый промывниками, назначают равным 0,3—0,5 расхода водозабора, а при пропуске пика паводка — не более расхода водозабора. Промывники облицовывают против истирания сменной деревянной облицовкой или постоянной металлической.

Водозабор с нависающей решеткой. Схема гидроузла в общем соответствует рисунку 32—19. Конструкция водозаборного сооружения показана на рисунке 32—20; она состоит из открытых пролетов, впереди которых поставлена нависающая решетка из железных пластин с прозорами в 5—10 *мм*. Вследствие наклонного положения решетка меньше забивается гравием и мусором и легче очищается от него граблями — гребенкой или автоматически вибратором.

Ссыпающиеся при очистке решетки гравий и мусор смываются в нижний бьеф реки донными промывниками, устраиваемыми под каждым водозаборным пролетом. Очищать решетку можно без выключения из работы водозаборного пролета.

В паводок река несет гальку, плавник; чтобы предупредить повреждение ими нависающей решетки, перед ней устанавливают, также наклонно, редкую достаточно массивную решетку (например, из специальных профилей, однотавров и др.). На зиму обе решетки убирают на склад. Водозаборы с боковым отводом и НПГ находят применение в двусторонних водозаборах, когда вода подается на оба берега реки.

Водозаборы с фронтальным отводом воды. Фронтальные водозаборы называют также послойными водозаборами.

---

[1] К. Г. Липатов. Новый тип водозаборного сооружения с автоматической очисткой воды от донных и придонных наносов. «Гидротехника и мелиорация» № 1, 1950; Н. Ф. Данелия и А. Ф. Биркая. Новая конструкция водозабора для горных рек с обильными донными наносами. «Гидротехника и мелиорация» № 5, 1950.

Название это условное, так как речному потоку не свойственна слоистая структура, и он находится в состоянии непрерывного перемешивания.

Принцип работы такого водозаборного сооружения состоит в заборе в отвод верхних слоев речной воды и в транзите по реке нижних слоев, содержащих крупные взвешенные и донные наносы. В реке вследствие большой турбулентности потока взвешенные наносы почти равномерно распределены по вертикали, часть придонных наносов также взвешена, поэтому, чтобы добиться меньшего содержания взвешенных наносов в верхних слоях воды

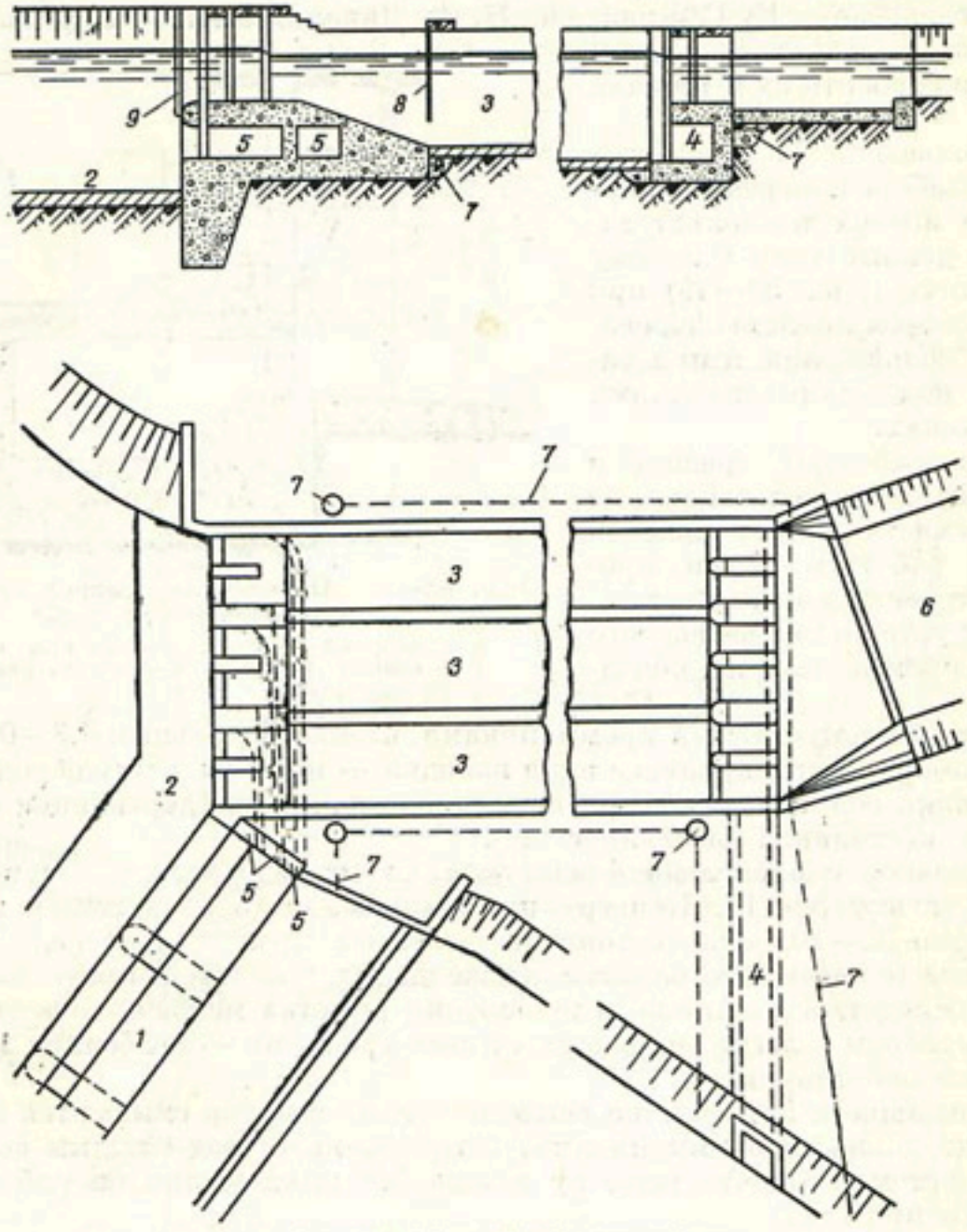


Рис. 32—21. Послойный водозабор:

1 — плотина; *2* — понур; *3* — камеры отстойника; *4* — пульповод; *5* — донные промывники; *6* — канал; *7* — дренаж; *8* и *9* — уравнительная и защитная решетки.

и перевода придонных наносов в донные, уменьшают турбулентность потока путем уменьшения скоростей течения и увеличения глубин потока, что достигается постановкой невысокой плотины.

В системе послойного водозабора, показанной на рисунке 32—21, отстойники располагаются за плотиной, в нижнем бьефе, благодаря чему возможно не допускать донные наносы в отстойники, а перехватывать их донными промывниками, сделанными во входном пороге отстойника. Эта система позволяет вести борьбу с захватом шуги путем постановки шугосбросов над входным порогом отстойника с запанью перед ним.

К недостаткам этого водозабора следует отнести большую ширину входа, вследствие чего удлиняются водоводы входных промывников, неравномерно удлиняются камеры отстойника с потерей части полезной длины над промывниками. Полезно разместить донные промывники входа так, чтобы они выходили за водозаборные пролеты вверх по реке, чем обеспечивается смыв донных наносов в нижний бьеф реки и недопуск их в отстойник.

Водозаборы с активным воздействием на структуру речного потока. В водозаборе с боковым отводом (рис. 32—19) использовано свойство поперечной циркуляции потока для перехвата и удаления донных наносов в нижний бьеф через донный промывник, несколько сдвинутый вверх по течению по отношению к работающему пролету водозабора.

Профессор Д. Я. Соколов предложил создавать искусственную циркуляцию потока путем устройства криволинейной дамбы перед бесплотинным водозабором, располагаемым на вогнутом берегу против дамбы[1].

Перегораживая такой дамбой пойму и ставя в конце ее плотину, получают плотинный водозабор с криволинейной дамбой (рис. 32—4). Перед головным сооружением устраивают криволинейный порог, снабжаемый для лучшего удаления наносов в нижний бьеф выносным полком (по рекомендации М. С. Вызго и И. А. Якштас)[2].

Криволинейное очертание порога позволяет успешнее бороться с захватом донных наносов в паводок, сбрасывая их через плотину, т. е. в боковой отвод, а фронтально направляя воду в водозаборное сооружение; перед порогом в межень поддерживаются большие глубины.

Дальнейшее развитие ферганский водозабор получил на осуществленном гидроузле[3] с забором 32 *м*³/*сек* (24 *м*³/*сек* на производство и 8 *м*³/*сек* на промывку отстойника, устроенного на деривации) и расходом паводка с обеспеченностью 0,1% 750 *м*³/*сек*. В гидроузле слева устроен водослив практического профиля с $R = 100$ *м*, длиной 90 *м*, сбрасывающий часть паводочного расхода и большую часть наносов; порог водослива параллелен бытовому дну ($i \cong 0{,}009$). Ширина подводящего русла перед водосливом равна 32 *м*, у начала водослива 30 *м* и у конца водослива 22 *м* с внутренними радиусами закругления от 130 до 100 *м*. Плотина имеет три пролета по 6 *м*, разделенные спереди косо срезанными бычками толщиной по 2 *м*, что вследствие значительного поднятия уровня у вогнутого (правого) берега (по опытам—до 1,7 *м* при пропуске расчетного паводка) над уровнем левого берега улучшало условия пропуска паводка через плотину (рис. 32—22). Плотина заканчивается сплошным трамплином и заглубленным зубом; сплошной трамплин проще защитить облицовкой от истирания донными наносами, чем гребенчатые трамплины.

Трапецеидальное очертание трамплина в плане создает более благоприятную структуру потока в нижнем бьефе, не угрожающую подмывом правому берегу (рис. 32—23). Со стороны верхнего бьефа плотина снабжена наклонной гранью, что, помимо некоторого увеличения коэффициента расхода по сравнению с вертикальной гранью, устраняет реактивные обратные течения (рис. 32—2) и уменьшает захват наносов в водозабор. Таким образом, реактивные течения могут быть искусственно созданы и использованы в благоприятную сторону (рис. 32—16), но они могут быть ликвидированы при другой системе водозабора, также в благоприятную сторону.

Регулятор (рис. 32—24) состоит из трех пролетов, подающих воду по трубам в канал; в зимний период вода забирается через два окна

---

[1] Д. Я. Соколов. Меры против завлекания наносов в каналы. «Вестник ирригации» № 3, Ташкент, 1930.

[2] М. С. Вызго, И. А. Якштас. Криволинейный порог и донная щель для борьбы с наносами. «Гидротехническое строительство» № 2, 1948.

[3] А. П. Ушаков, В. Н. Шолохов. Ферганский тип водозабора применительно к условиям снегово-дождевого питания источника. Труды САНИИРИ, вып. 91, Ташкент, 1958; А. П. Ушаков, В. Н. Шолохов, И. А. Якштас. Низконапорные водозаборные узлы ферганского типа. Ташкент, 1962.

по 1,4 *м*, устроенные в пороге регулятора. Порог—прямоугольной формы (не Г-образный), составленный в плане из двух прямых, что проще в исполнении, чем криволинейный порог.

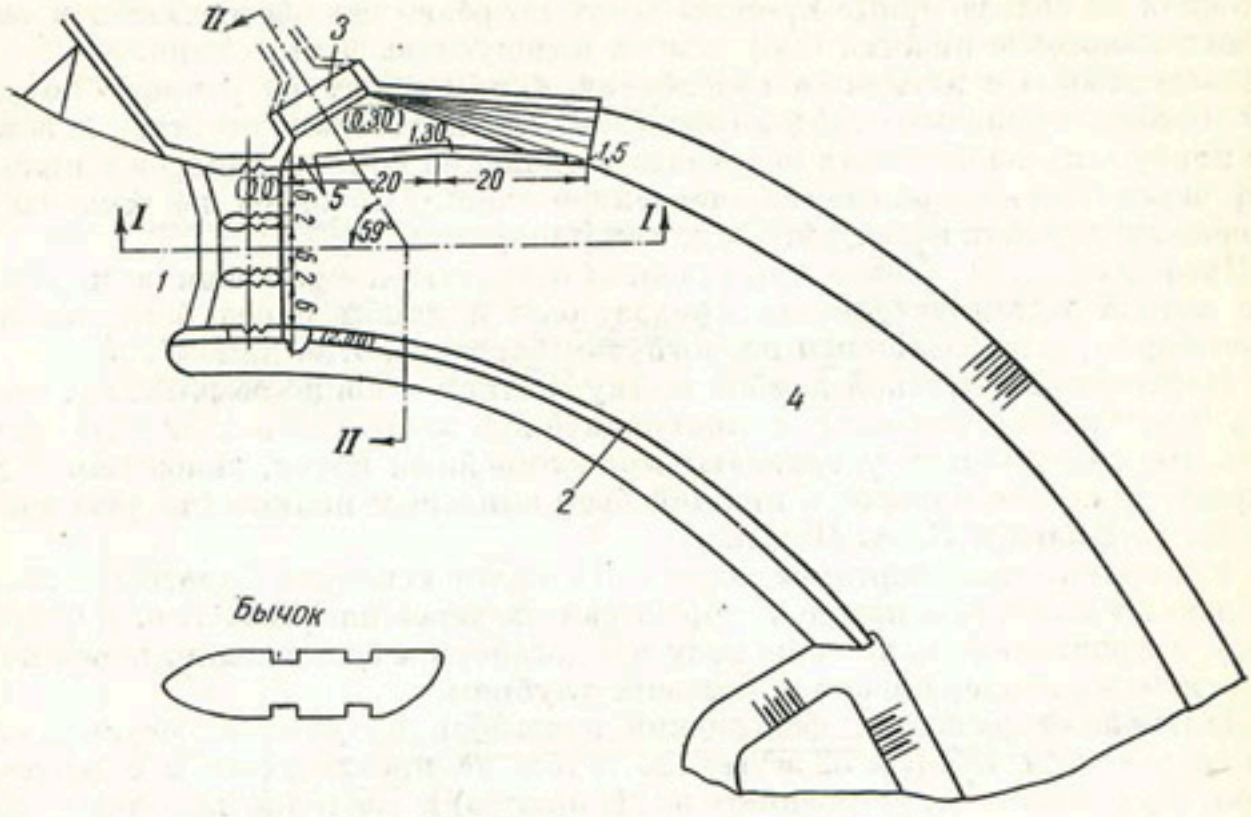


Рис. 32—22. План модели гидроузла:
1 — плотина; *2* — катастрофический водослив; *3* — регулятор; *4* — подводящее русло; *5* — окна зимнего водозабора.

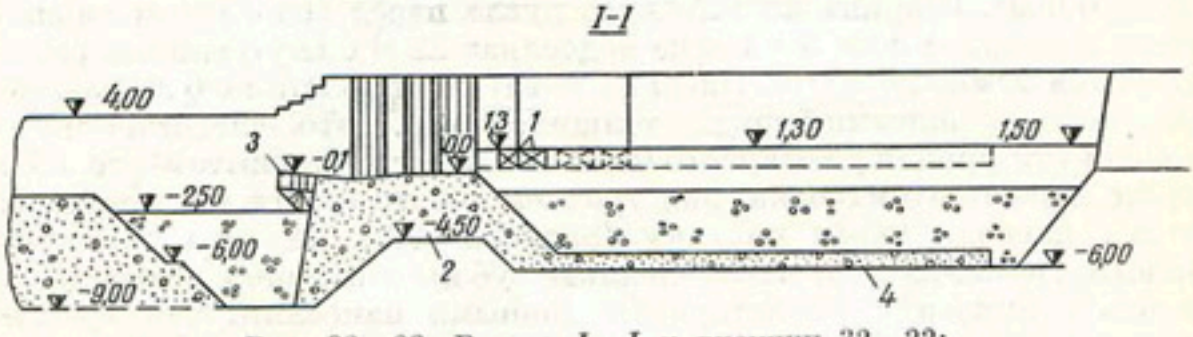


Рис. 32—23. Разрез *I—I* к рисунку 32—22:
1 — окна зимнего водозабора; *2* — плотина; *3* — сплошной трамплин; *4* — понур.

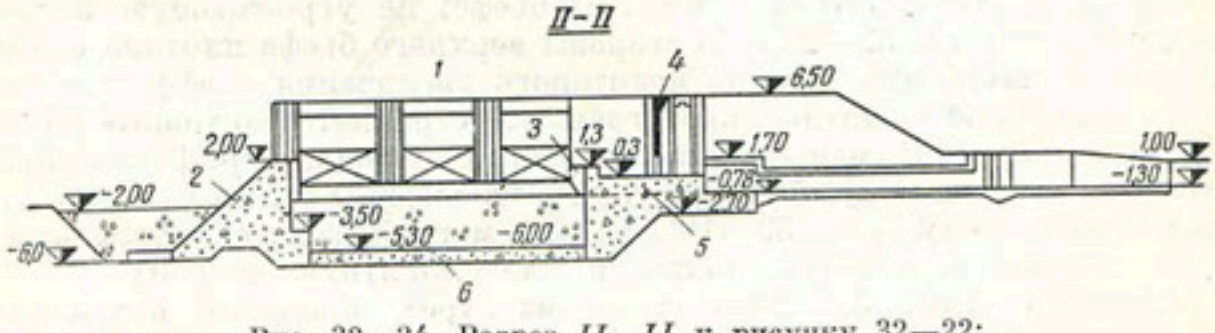


Рис. 32—24. Разрез *II—II* к рисунку 32—22:
1 — плотина; *2* — водослив; *3* — водоприемный порог; *4* —регулятор; *5* — окна зимнего водозабора; *6* — понур.

Двусторонние водозаборы. Стремление к более полному освобождению от захвата донных наносов, перемещаемых рекой в большом количестве, и местные топографические условия (сравнительная узость створа гидроузла, извилистость русла реки) обусловливают применение ферганского водозабора, в котором отвод воды из реки производится на одном из берегов (обычно с большим водозабором) с последующим переводом части воды на

другой берег. Сосредоточивая водозабор на одном берегу, можно создать лучшие условия по борьбе с захватом донных наносов.

На рисунках 32—25 и 32—26 представлен разработанный инж. А. И. Клочковым в Киргизгипроводхозе двусторонний водозабор, в который вода поступает через водослив (вогнутый) в траншею левого берега и из нее разводится по трубам на левый и правый берега. На правом берегу также устроены водослив (выпуклый) и траншея, перехватывающие в паводок донные наносы и сбрасывающие их в нижний бьеф; в период меньших расходов реки донные наносы перехватываются отверстием в начале правобережной траншеи. Необходимо предусмотреть постановку на вогнутом водосливе решетки (со служебным мостиком), предупреждающей попадание плавника в водозабор; сброс его в нижний бьеф производится через козырьки затворов плотины или он складывается на берегу.

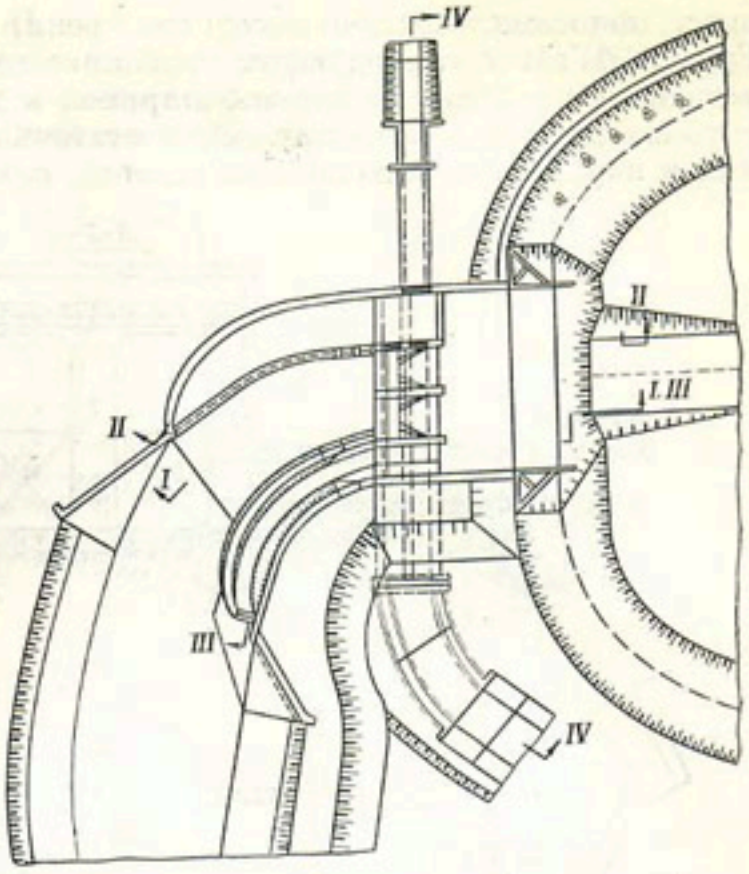


Рис. 32—25. План двустороннего водозабора.

ГрузНИИГиМ разработал двусторонний фронтальный водозабор (рис. 32—27 и 32—28), рекомендуемый на реках с обильными дон-

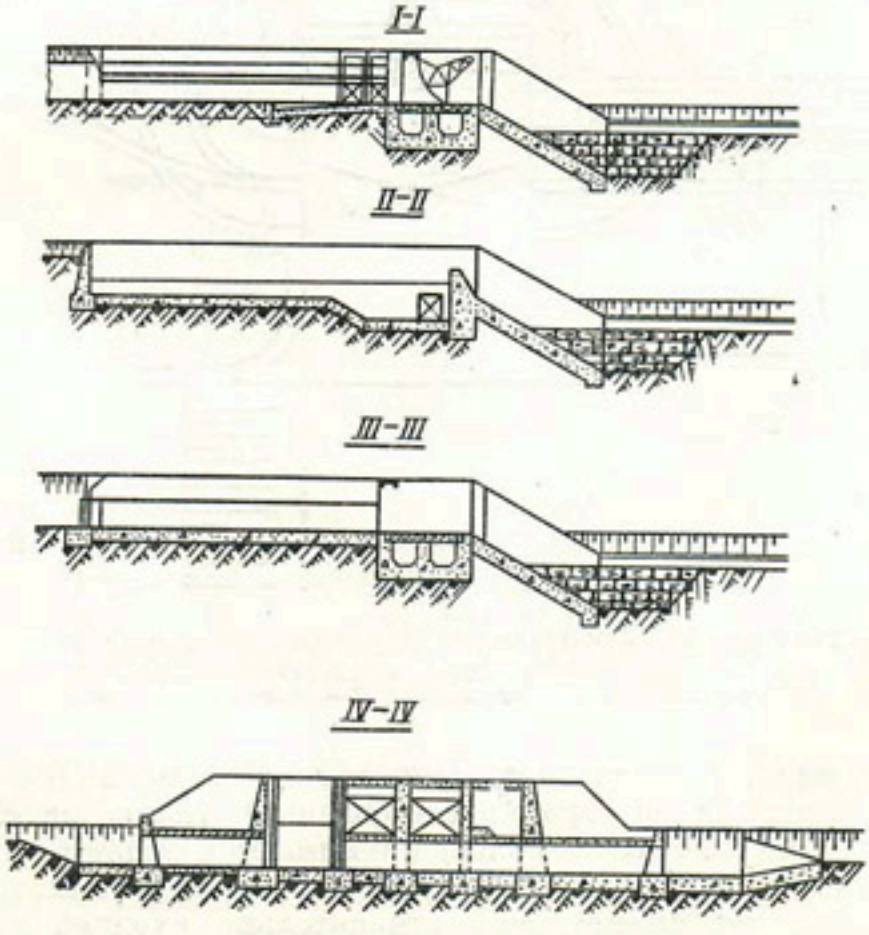


Рис. 32—26. Разрезы к плану на рисунке 32—25.

ными наносами, исключая селевые реки, для подпоров уровня 2—8 *м*. ГрузНИИГиМ дает следующие указания: перед водозаборными отверстиями устраивают небольшой карман шириной в два с лишним раза больше, чем глубина воды в нем, и длиной, достаточной для размещения водоприемных и наносоперехватывающих галерей, плюс 2—5 *м* на обтекание раздель-

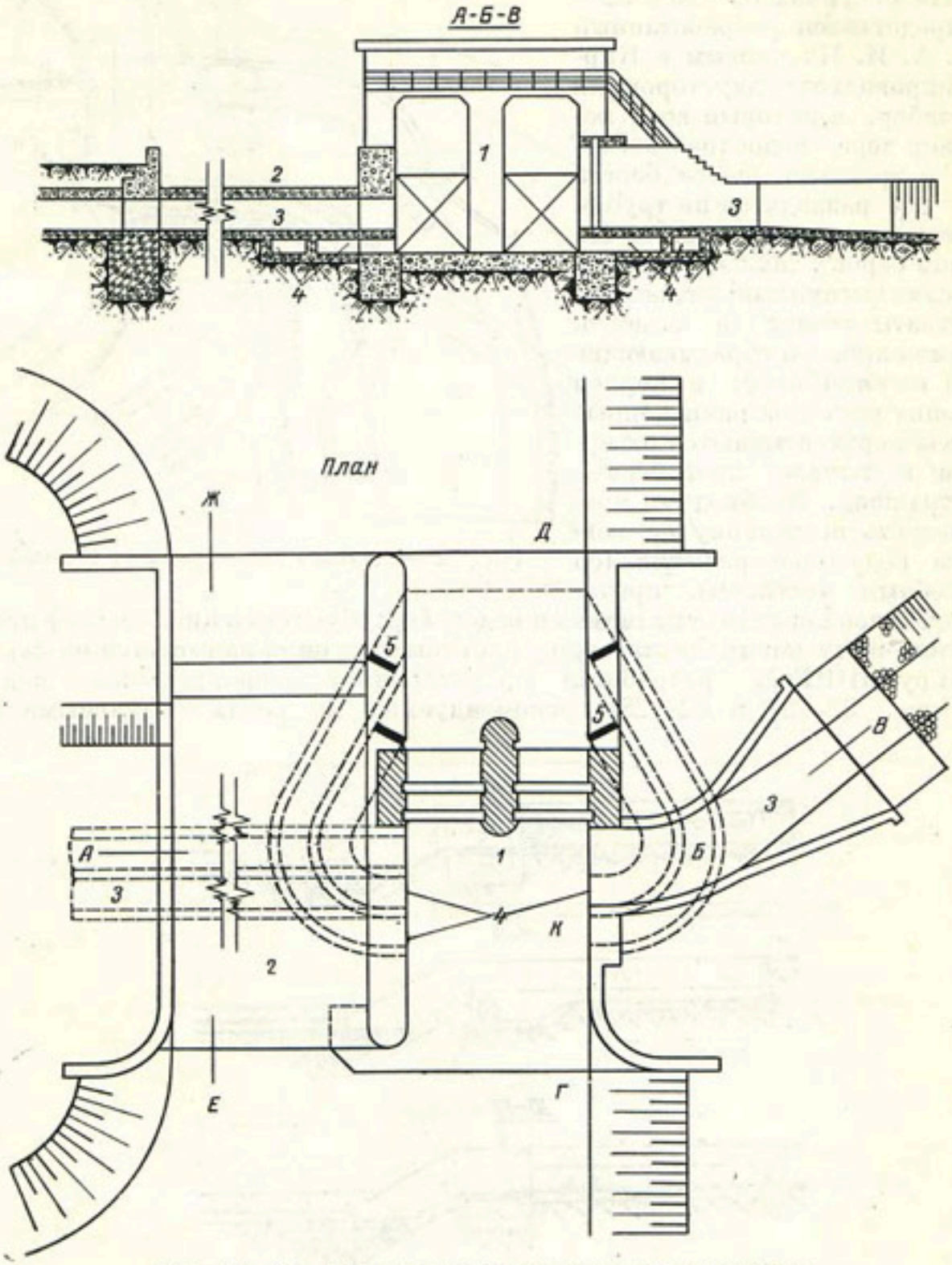


Рис. 32—27. Фронтальный двусторонний водозабор:
1 — водосбросная плотина; *2* — водосливная плотина; *3* — водозаборы; *4* — наносоперехватывающая галерея; *5* — затворы галереи.

ной стенки кармана. Скорость в кармане назначают около 0,8—0,9 от бытовой скорости в реке (до постройки сооружения); такую же или несколько бóльшую скорость (1,5 *м/сек* и более) принимают в водоприемнике. Высоту галерей назначают от 1 *м* до половины глубины в кармане; входные отверстия в галерее размещают симметрично относительно входной грани первого отверстия водоприемника.

По данным Н. Ф. Данелия[1], расход наносоперехватывающих галерей берется равным 0,2—0,25 расхода водозаборного сооружения; число галерей — не менее двух. Скорости в галерее равны 4—7 *м/сек*. Полная ширина отверстий наносоперехватывающих галерей составляет 0,6—1,0 ширины отверстий водоприемника.

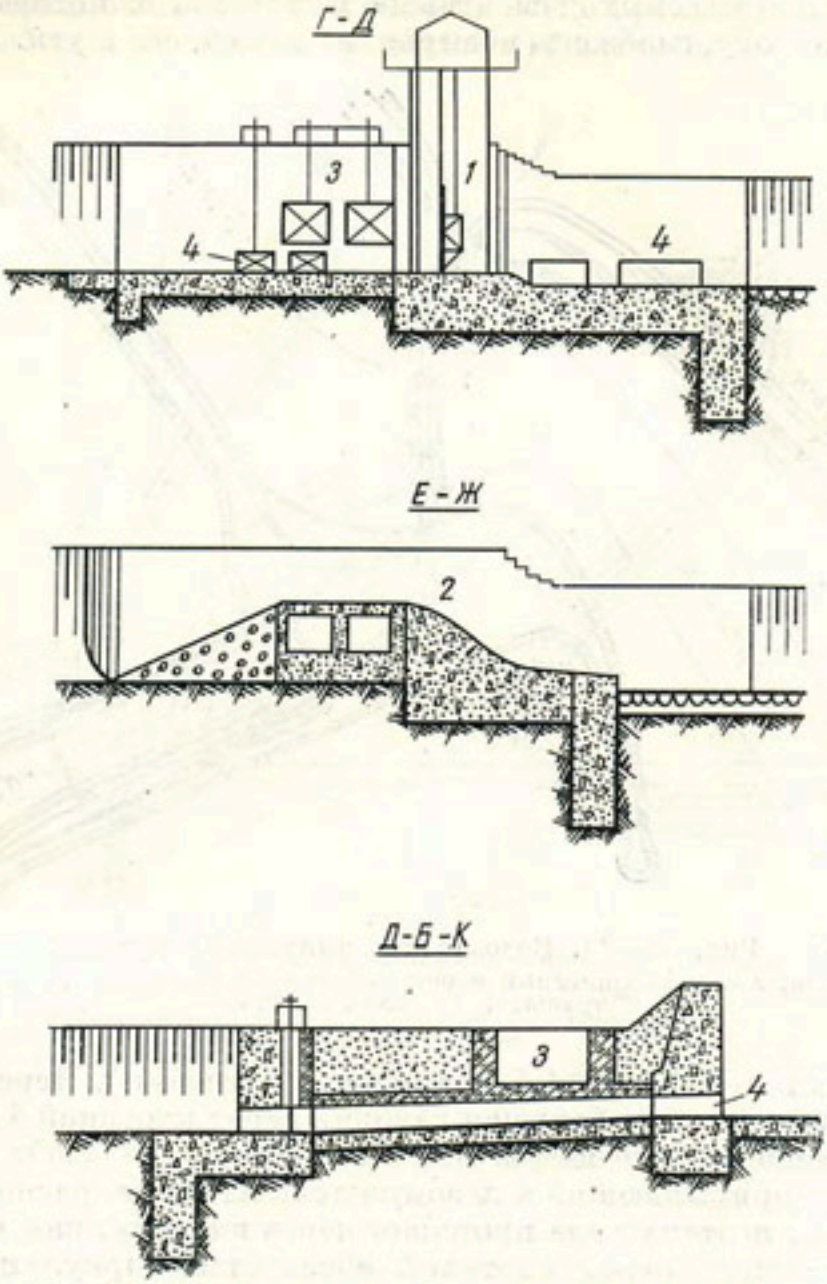


Рис. 32—28. Разрезы по фронтальному водозабору (к рис. 32—27):

1— водосбросная плотина; *2* — водосливная плотина; *3*— наносоперехватывающая галерея; *4* — затворы галереи.

Водозабор должен работать нормально при опущенных затворах кармана, когда в кармане создается обратно направленное донное течение, подгоняющее донные наносы к отверстиям галерей и тем препятствующее захвату их водоприемниками. Через отверстия кармана пропускают наибольшие паводки, шугу, плавник, проводят промывку верхнего бьефа, смыв наносов за галереями; в межень и в малые паводки затворы отверстий кармана опущены[2].

К рассматриваемым типам водозаборов относится также водозабор с плотиной, поставленной вдоль реки (рис. 32—29). Гидроузел, разработанный по предложению проф. В. В. Пославского и являющийся прототипом ферган-

[1] Гипроводхоз. Информационный бюллетень № 2 (9), М., 1959.

[2] Н. Ф. Данелия. Водозаборные сооружения на реках с обильными донными наносами. Изд. «Колос», М., 1964.

ского водозабора, расположен перед началом широкого участка поймы, где река имеет узкий створ, твердое основание (хлористые сланцы), частью прикрытое неглубоким слоем (до 5 *м*) галечника.

Расчетный расход реки принят равным 1500 *м*³/*сек*. В плане плотине придано круговое очертание с радиусом 167,4 *м*. Плотина имеет восемь пролетов по 15 *м*, закрываемых сегментными затворами, из которых два, примыкающие к регулятору, снабжены козырьками для сброса шуги. Быки плотины

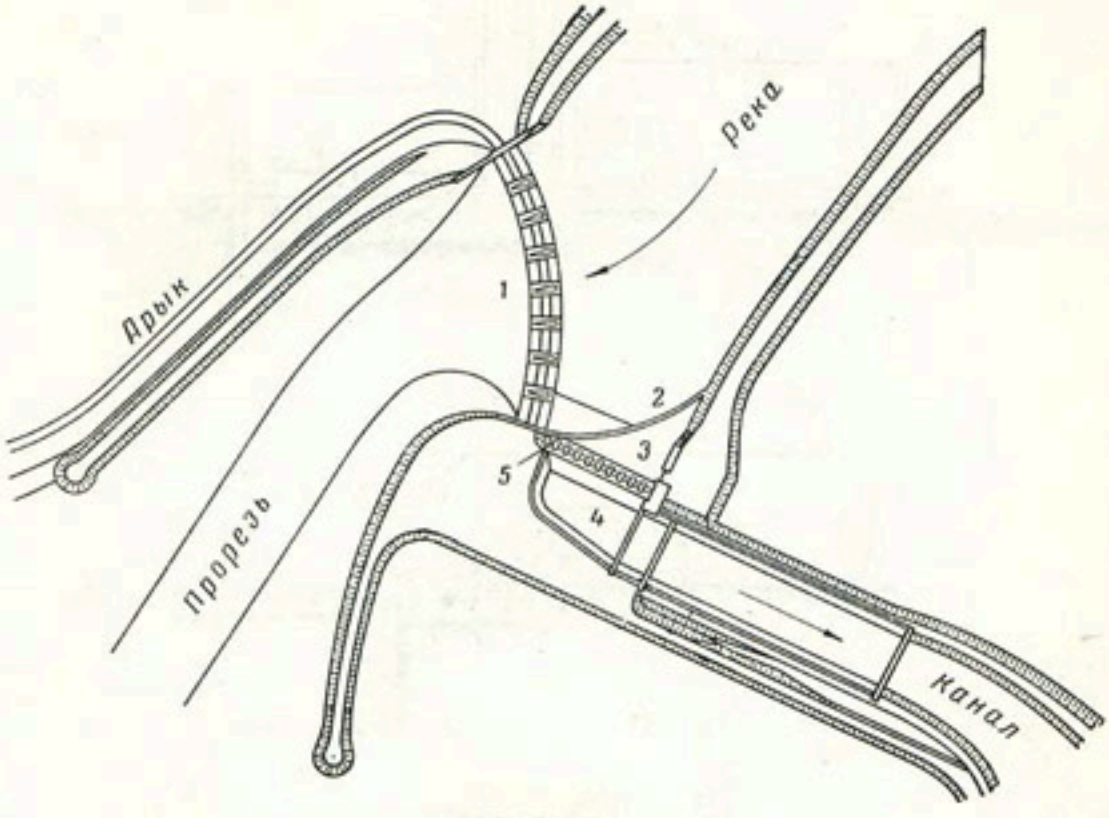


Рис. 32—29. Водозабор с выпуклой плотиной:
1 — плотина; *2* — криволинейный порог; *3*— головной регулятор; *4* — сборная траншея; *5* — вход в дюкер.

в плане сужаются с 2,6 до 1,5 *м* (книзу, по течению). Через плотину проложен проезжий мост. Наибольшая глубина перед плотиной 4 *м*. Поперечный разрез по плотине показан на рисунке 22—12.

Регулятор, примыкающий к левому плечу плотины, расположен поперек стрежня потока, поэтому вода протекает через плотину, как в боковом отводе. Вследствие этого перед плотиной образуется циркуляционный поток, увлекающий донные наносы через плотину, а поверхностные струи, содержащие наименьшее количество взвеси,— в регулятор, вход в который защищен еще от захвата донных наносов криволинейным порогом высотой 1,5 *м*. Нормальный расход регулятора 185 *м*³/*сек*, из которых 15 *м*³/*сек* подаются на правый берег дюкером диаметром 2,5 *м*, заложенным во флютбете плотины.

Регулятор расположен на галечнике и имеет 10 пролетов по 5 *м*, закрываемых шандорами и разделенных быками толщиной 1 *м*. Флютбет двух полупролетов и одного пролета вместе с двумя быками образует жесткую железобетонную конструкцию. За порогом регулятора устроен колодец с дном ниже порога регулятора на 3,9 *м*, переводящий воду (аналогично траншейному сбросу) в магистральный канал. В левом устое регулятора размещена ГЭС мощностью 230 *квт* для обслуживания подъемников плотины и поселка. Правый пролет регулятора с порогом высотой 2 *м* питает дюкер[1].

[1] См. также И. А. Якштас и А. Т. Прасолов. Ферганский тип водозабора и борьба с донными наносами. «Гидротехника и мелиорация» № 2, 1952. Труды САНИИРИ, вып. 91, 1957.

В. Ф. Поярков приводит описание водозабора [1] с криволинейным карманом. В водозаборе (рис. 32—30) вода поступает в карман *1*, в котором вследствие энергичной поперечной циркуляции потока донные наносы отгоняются к выпуклой стенке и через устроенные в ней донные трубы *2* сбрасываются в нижний бьеф.

Размеры кармана находятся из расчета его на пропуск суммарного расхода — на водозабор и на промывку наносов. Излишние расходы и паводки

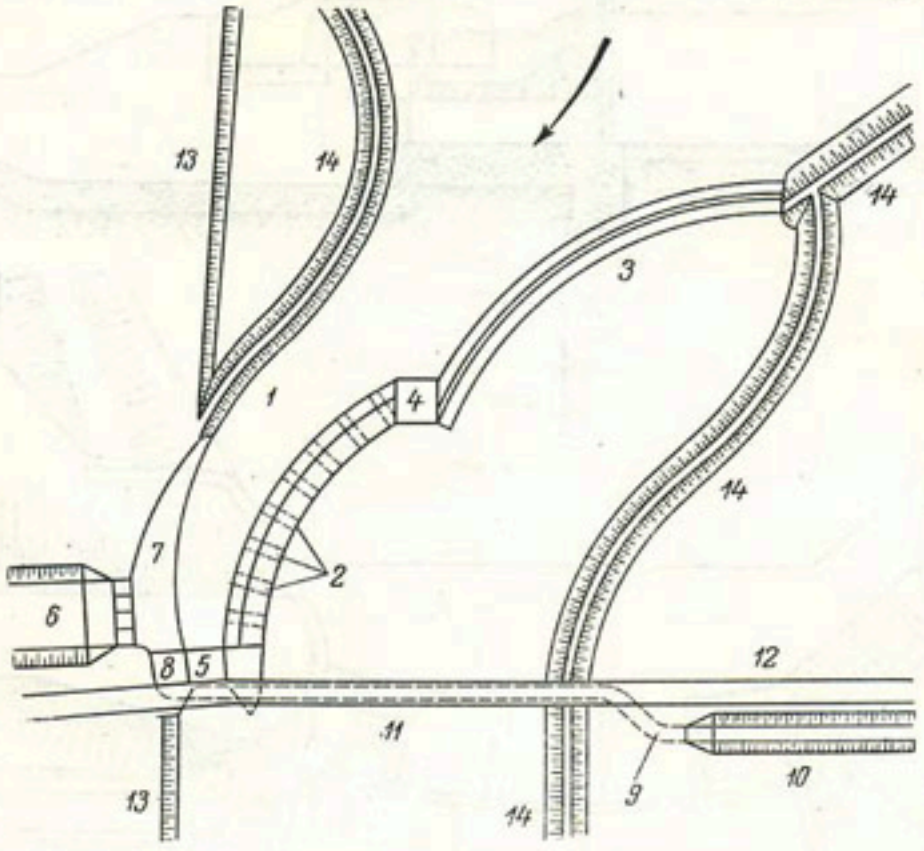


Рис. 32—30. Водозабор с криволинейным карманом:
1 — криволинейный карман; *2* — донные трубы; *3* — водослив; *4* — сбросное сооружение; *5* — плотина; *6* — водозабор; *7* — криволинейный порог; *8* — водозабор левого берега; *9* — дюкер; *10* — канал; *11* — мост; *12* — дороги; *13* — коренные берега; *14* — регулировочные дамбы.

сбрасываются через водослив *3* и через сбросное отверстие *4*. Промывка кармана ведется через отверстие плотины *5*.

Водозабор осуществляется через широкий открытый регулятор *6*, впереди которого ставится высокий криволинейный порог *7*; в случае необходимости подачи воды на противоположный берег за криволинейным порогом (в конце его) размещают второй водозабор *8*, из которого воду проводят на другой берег под рекой дюкером *9* и далее каналом *10*.

В случае больших шугоходов криволинейный канал может осложнить борьбу с шугой, она будет подгоняться поверхностными струями к водозабору. В таких случаях целесообразно устраивать прямолинейный сужающийся карман, а в стенке с донными трубами размещать до водозабора 1—2 открытых отверстия (с клапаном) и к ним направлять шугу запанью. В летнее время в кармане можно устанавливать направляющую систему М. В. Потапова.

Некоторые особенности свойственны двустороннему выводу воды при широких поймах, когда бытовой поток реки идет отдельными руслами. Устройство двух отдельных водозаборов, соединенных на пойме земляной плотиной, сопряжено с опасностью почти полного завала наносами одного из протоков, питающих водозаборы (большей частью с меньшим забираемым

[1] В. Ф. Поярков. О выборе схемы водозаборного узла. «Гидротехника и мелиорация» № 5, 1953.

расходом), и тем самым снижения величины забираемого расхода. В таких условиях возможно устройство гидротехнического узла сооружений, объединяющего в одно целое, в одном пункте оба водозабора, как это показано на рисунке 32—31.

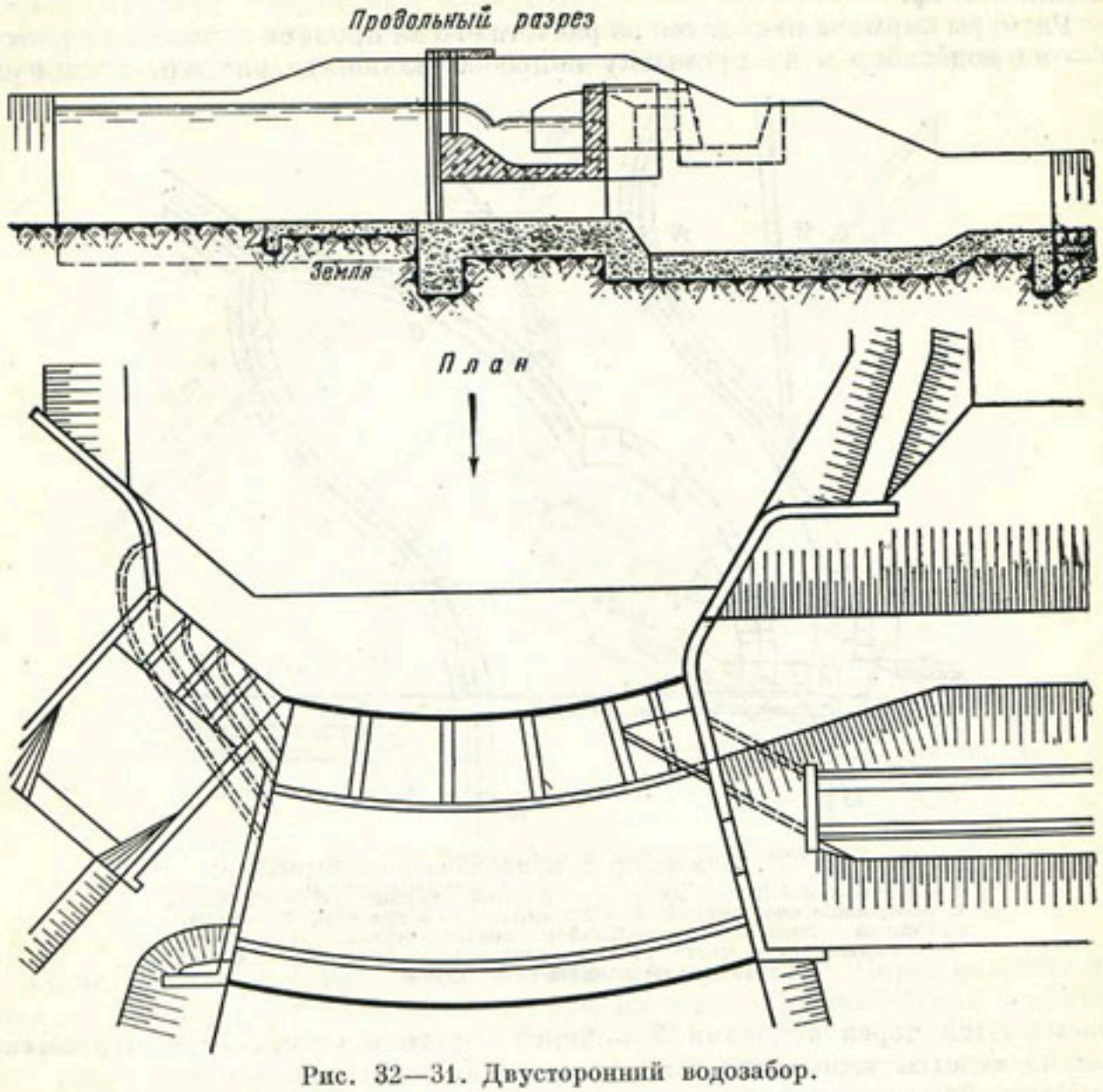


Рис. 32—31. Двусторонний водозабор.

Трассу левобережного вывода, удаленного от берега, проектируют либо каналом по пойме за земляной плотиной в полувыемке-полунасыпи или насыпи, либо безнапорной штольней в земляной плотине, либо бетонированным каналом по низовому откосу плотины.

Если забираемые на каждый берег расходы сильно разнятся между собой, двусторонний водозабор заменяют односторонним; всю воду, и правого и левого берега, забирают на том берегу, где расход водозабора больший; малый расход переводят на другой берег дюкером или акведуком.

§ 32—5. РАВНИННЫЕ ВОДОЗАБОРНЫЕ ГИДРОУЗЛЫ

На равнинных участках реки несут преимущественно взвешенные наносы, главным образом мелкие и немного средних; количество донных наносов мало и их частицы невелики. При подаче воды в оросительные системы необходима очистка воды от наносов. Целесообразно разделить борьбу с наносами: при водозаборе бороться с донными и средними наносами, а на деривации, в подходящих условиях, с мелкими, устраивая хотя и большие, но относительно недорогие отстойники оросительных систем.

При таком разделении борьбы с наносами могут быть использованы рассмотренные выше системы водозаборов с боковым отводом воды: ферганский, с фронтальным забором и с забором через многокамерные отстойники.

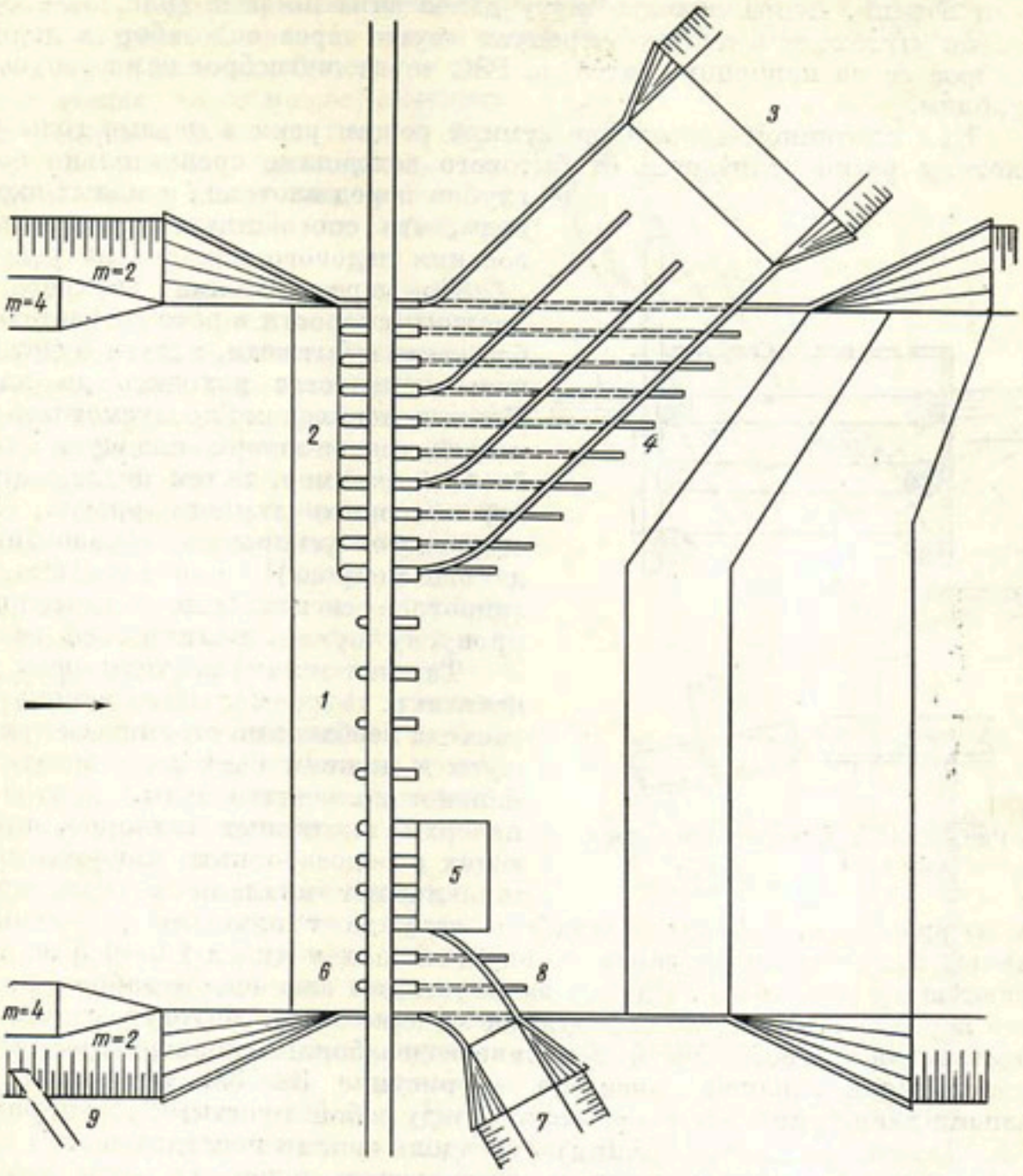


Рис. 32—32. Двусторонний равнинный водозабор:
1 — водосбросная плотина; *2* и *6* — головные регуляторы с донными промывниками; *3* и *7* — магистральные каналы; *4* и *8* — донные промывники регуляторов; *5* — ГЭС; *9* — рыбоход.

Равнинные гидроузлы — это комплекс крупных гидротехнических сооружений, обслуживающих, как правило, несколько отраслей народного хозяйства (орошение, гидроэлектроэнергетику, водный транспорт, рыбоводство и др.) и подающих воду на оба берега.

В равнинном участке реки могут встретиться случаи, когда река течет одним руслом, достаточно устойчивым и по ширине равным или близким к ширине фронта водозабора. В таком случае целесообразно устройство фронтального двухъярусного водозабора, в котором через верхние отверстия вода подается на систему для использования на орошение и др., а через донные пропускается в нижний бьеф. В средней части гидроузла размещают глубокие плотинные пролеты. На рисунке 32—32 показан план такого двустороннего водозабора, подающего воду на орошение с фронтальным размещением водоприемников, под которыми помещаются донные промывники.

§ 32—6. ЗАПАНИ И ШУГОСБРОСЫ

При бесплотинном водозаборе вдоль берега по течению реки устанавливают запани, направляющие шугу далее вниз по реке (рис. 32—33). При слабом шугоходе возможен пропуск шуги через водозабор в деривацию и сброс ее из напорного бассейна ГЭС через шугосброс или пропуск через турбины.

При плотинном водозаборе зимний режим реки в первые годы работы плотины резко отличается от бытового вследствие сравнительно больших глубин перед плотиной и малых скоростей воды, что способствует ускорению образования ледового покрова на реке.

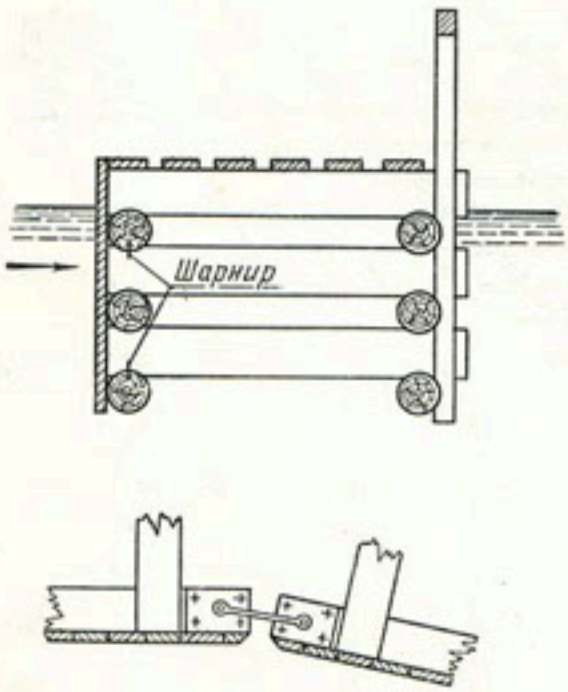


Рис. 32—33. Поперечный разрез запани и ее шарнир.

По мере заиления верхнего бьефа плотины скорости в реке возрастают, приближаясь к бытовым, и шуга будет в большем количестве доходить до плотины. Поэтому необходимо предусмотреть полное или частичное задержание шуги в верхнем бьефе (например, путем поддержания более высокого зимнего уровня, способствующего ускорению образования ледяного покрова)[1] или предусмотреть в гидроузле специальные конструкции по пропуску шуги в нижний бьеф реки.

Так как зимние расходы реки вообще невелики, то для большего использования расхода необходимо стремиться при сбросе шуги в нижний бьеф расходовать минимальное количество воды. С этой целью наверху плотинных затворов, примыкающих к водозаборным сооружениям, устанавливают клапаны с горизонтальной осью вращения, а фронт водозабора ограждают плавучей деревянной запанью или, устраивая забрало, опущенное в воду на 1,0—1,5 *м*, направляют шугу к клапану. Однако эксплуатация запаней и забрал показала, что перед запанью часто образуются зажоры шуги, поэтому целесообразна постановка шугосбросов и в начале водозаборных конструкций. Одна из конструкций запаней приведена на рисунке 32—33. Отдельные звенья запани длиной по 6—8 *м* соединяют между собой простыми шарнирами.

Для обеспечения движения шуги вдоль запани последнюю следует устанавливать под острым углом к направлению движения шуги (около 30°) и потоку придавать шуготранспортирующую скорость (не менее 0,7 *м/сек*), при которой шуга всплывает; при меньших скоростях течения могут образовываться шуговые зажоры. Вследствие малых скоростей течения в верхнем бьефе, образования в нем ледостава и забивки шугой большей части его объема необходимо, как показал опыт эксплуатации водозабора Невинномысского канала (Л. И. Бродский), устраивать в верхнем бьефе канал (майну) и подводить шугу к шугосбросу с $v > 0{,}7$ *м/сек*.

На рисунке 32—24 показан шугосброс в начале отстойников. Между стенками отстойника ставят дополнительные быки, уменьшающие пролет входа примерно вдвое, что позволяет обойтись легкими шандорами. Так как в позднеосеннее и зимнее время обычно забираются меньшие расходы, то шугосбросным лотком оборудуют ту часть камер отстойника (на рис. 32—34— две), которая в это время будет работать. Между бычками устраивают

[1] А. С. Вавилов, В. П. Захаров, А. П. Ушаков. Эксплуатация гидротехнических сооружений Средней Азии в зимних условиях. Госиздат УзССР, Ташкент, 1950; Инструктивные указания по пропуску шуговой массы через турбины деривационных ГЭС малой и средней мощности. Изд. АН КазССР, Алма-Ата, 1957.

железобетонную плиту — дно шугосброса, в передней части которой закладывают 2—3 шандоры; в низовой ее части шандоры устанавливают выше уровня воды. Плита, проходя через прорези в быках, образует вместе с шандорами лоток, сбрасывающий шугу в нижний бьеф по шугоспуску под уровень воды нижнего бьефа. На летнее время шандоры у плиты можно убрать; если же встретится надобность в забральной стенке, то ее может заменить стенка передних шандор; вход в шугоспуск закрывают шандорами. Образование шуги возможно и на каналах до появления на них ледяного покрова.

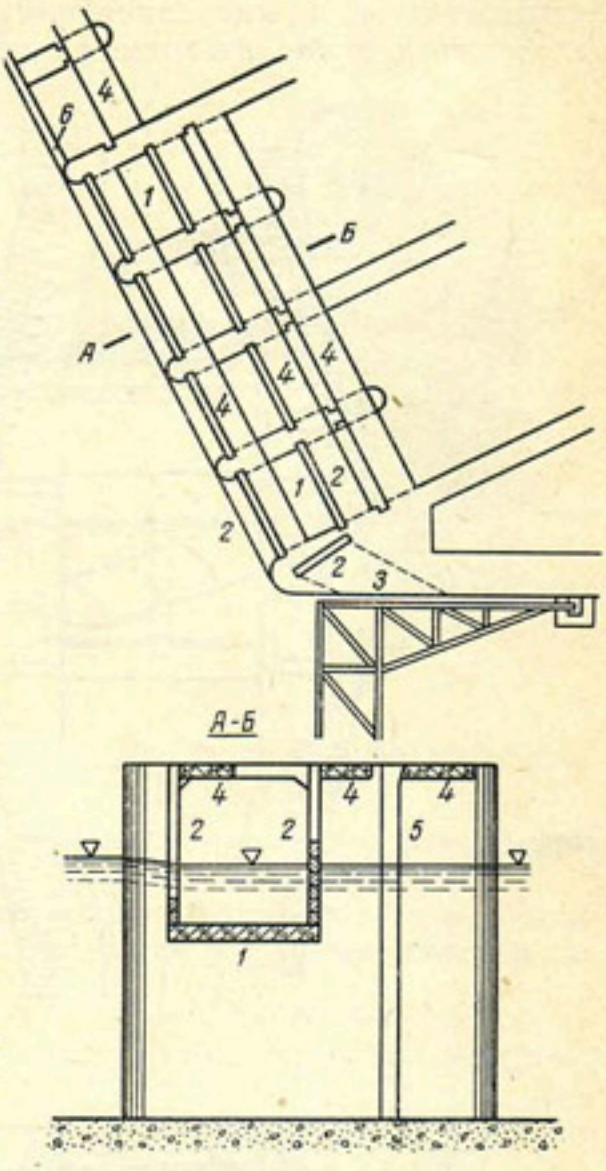


Рис. 32—34. Шугосброс:
1 — железобетонная плита; *2* — шандоры шугосброса; *3* — шугоспуск; *4* — служебные мостики; *5* — шандоры отстойника; *6* — забральная стенка.

Деривационные каналы в мягких грунтах проектируются с небольшими скоростями, создающими благоприятные условия для образования на них ледяного покрова. Для ускорения образования ледяного покрова на участках канала с большими скоростями (1 *м/сек*) устраивают плавающие решетки из реек с прямоугольными ячейками по 2—3 *м* в стороне; решетки удерживаются на месте канатами или тросами, закрепленными на берегу. Вместо решеток употребляют плавающее покрытие канала ветвями, жердями, сетками и т. п., также закрепляемыми на плаву. При устойчивом стоянии уровня воды в канале плавающие покрытия содействуют быстрому образованию ледяного покрова.

Каналы, облицованные или проложенные в скальных грунтах, проектируют с целью получения меньшей строительной стоимости со скоростями 1,5—2,5 *м/сек*, при которых нельзя ожидать образования ледяного покрова. Шуга, захваченная при водозаборе, проносится по таким каналам. Вследствие большой турбулентности движения вода охлаждается и в самом канале образуется шуга. Следует иметь в виду, что при извилистости русла или при изменениях живого сечения канала (на расширениях, на сужениях у опор мостовых переходов, у входов в туннели, дюкеры, акведуки, у свай, стоек и т. п.) возможны зажоры, особенно при переходе к напорному бассейну, где средние скорости воды малы — 0,3—0,5 *м/сек*.

И. Ф. Ярошеня [1] разработал конструкцию шугосброса, состоящую из расширенного до 22 *м* (против 12,5 *м*) участка канала с заглубленным на 2 *м* в месте шугосбросного лотка дном (рис. 32—35). Лоток помещается между двух устоев на промежуточном бычке и представляет собой железобетонные в начале и конце горизонтальные полки, расположенные соответственно над дном на 3,2 и 3,7 *м*, с переходной между ними наклонной плоскостью, на которой поставлены четыре круговые съемные вертикальные стенки, поворачивающие поток на 90° и сужающие его в 2 $^1/_2$ раза.

[1] И. Ф. Ярошеня. Новый тип шугосброса. «Гидротехническое строительство» № 6, 1938.

Вход в лоток путем постановки двух съемных стоек разделен на четыре пролета, закрываемые плоскими затворами; такая же конструкция применена на низовом полке. За лотком между устоями и быками (в основном потоке под лотком) могут быть поставлены шандоры. Вода из лотка с уплотненной вследствие сжатия струи шугой поступает в сортировку, где поверхностные слои, содержащие шугу, направляются в сброс, а нижние слои, свободные от шуги, по криволинейному каналу поступают в деривацию, что сделано с целью экономии воды, расходуемой на удаление из деривации шуги.

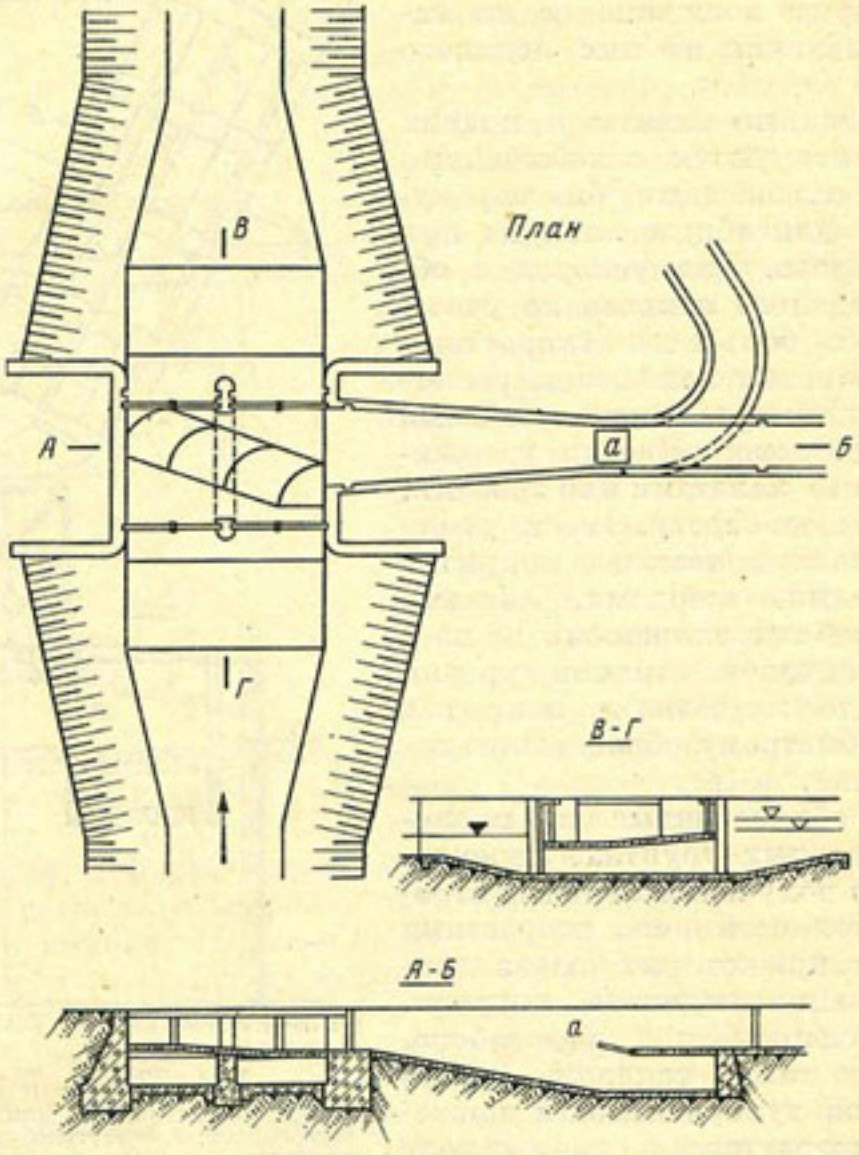


Рис. 32—35. Шугосброс системы И. Ф. Ярошеня.

Для регулировки забираемой в лоток воды служат указанные четыре плоских затвора, а также затвор *а* с горизонтальной осью вращения, установленный на горизонтальном полке сортировки. Вследствие больших колебаний уровня в деривации понижение дна канала под лотком сделано, помимо уменьшения скоростей и уменьшения увлечения шуги под лоток, с целью отвода меньшей доли воды из деривации в лоток. В летний период стойки, затворы, направляющие стенки шугосброса убирают; остается лишь железобетонный полок между быком и устоями.

На рисунке 32—36 показана схема сифонного шугосброса[1], устраиваемого на плоском затворе *1* одинарным или сдвоенным *3*; за затвором устраи-

[1] Г. А. Амбарцумян, Г. А. Гяраскян, В. Г. Микаелян, А. К. Кашыкемаиян. Новый тип шугосброса. «Гидротехника и мелиорация» № 1, 1956.

вается труба *2*, *4*, *7*, спереди затвора — специальный оголовок *5*; шугосброс с помощью подъемников *6* может следовать за колебанием уровня верхнего бьефа, перемещение донного затвора осуществляется подъемниками *8*.

Борьба с шугой может проводиться в аванкамере, устраиваемой перед головным регулятором. На рисунке 32—37 показана часть водозаборного гидроузла с водосбросной плотиной и фронтальным водозабором (отстойник размещается за головным регулятором). В пороге водозабора устроены донные промывники, над которыми размещается аванкамера. Из аванкамеры вода поступает в головной регулятор и может сбрасываться в нижний бьеф реки.

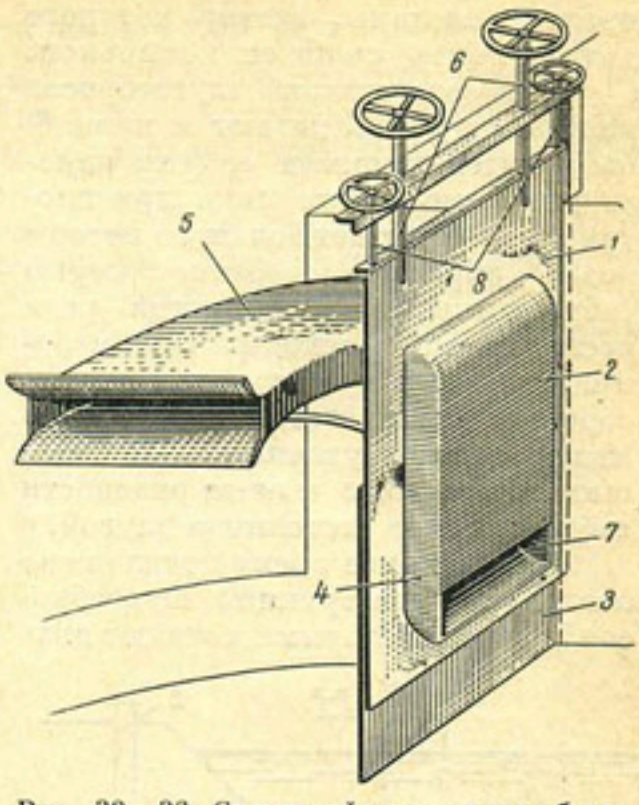


Рис. 32—36. Схема сифонного шугосброса.

Донные наносы (рр. Кубань, Терек и др.) не допускают в аванкамеру и смывают через донные промывники в нижний бьеф. Размеры донных промывников должны допускать их осмотр и ремонт; спереди промывники снабжают затворами (рабочими или ремонтными). Во время особо сильных паводков сброс воды в нижний бьеф можно производить, помимо отверстий плотины, через донные промывники и через отверстия, устраиваемые в конце аванкамеры над донными промывниками.

В шугоход в аванкамере ставят запань и шугу сбрасывают через клапаны затворов, поставленных в конце камеры. Шуга с водобоя плотины (на

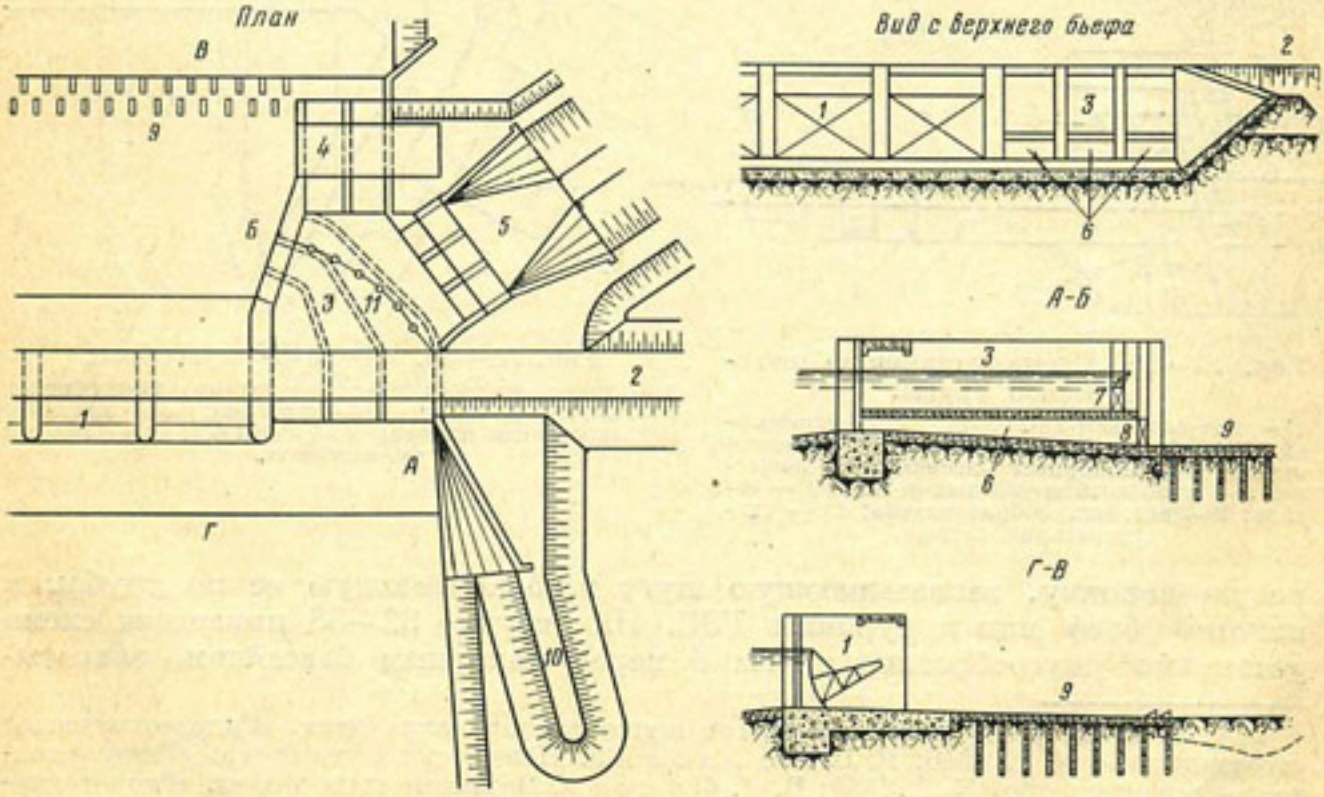


Рис. 32—37. Гидроузел с шугосбросами:

1 — водосбросная плотина; *2* — земляная плотина; *3* — аванкамера; *4* — ГЭС; *5* — головной регулятор; *6* — донные промывники; *7* — затвор с клапаном; *8* — затвор донного промывника; *9* — консоль; *10* — струенаправляющая дамба; *11* —шугонаправляющая запань.

рис. 32—37 по типу консольного перепада) смывается в нижний бьеф попусками воды из-под затвора плотины. При сильных шугоходах ставят еще одну запань перед входом в аванкамеру, направляющую шугу к ближайшему пролету плотины, затвор которого должен быть снабжен козырьком.

При отсутствии шугосбросов иногда шугу сбрасывают в нижний бьеф путем промыва ее (как наносов) из камер отстойника при плотине, что вызывает большую потерю воды, дорогую особенно осенью (или ранней весной), когда река несет малые расходы. Это мероприятие, как и устройство шугосброса в конце отстойника, едва ли можно считать удачным из-за больших потерь воды и из-за опасности забивки камер отстойника шугой.

За последнее время предложено несколько конструкций шугосбросов[1], перед которыми создают вих-

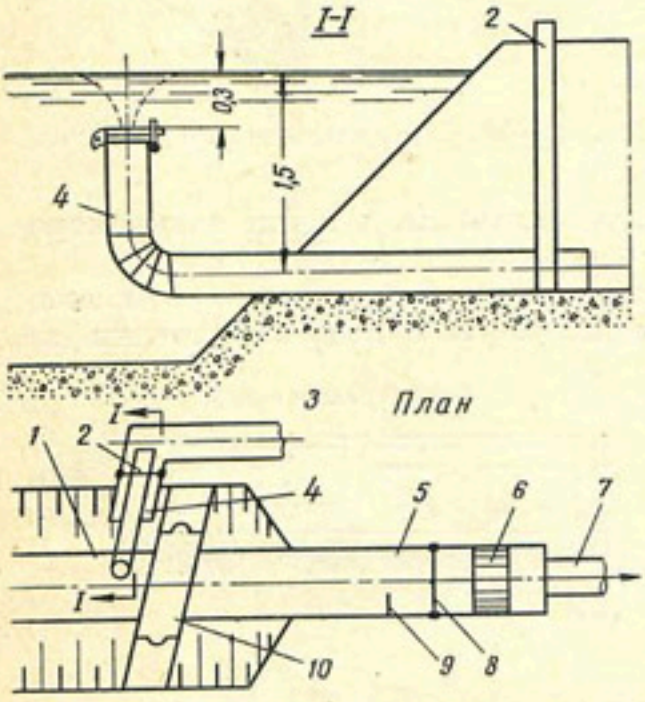


Рис. 32—38. Схема установки шугосбросной трубы:

1 — щит-вихреобразователь; *2* — перемычка; *3* — сбросной поток; *4* — шугосбросная труба; *5* — напорный бассейн; *6* — решетки; *7* — напорный трубопровод ГЭС; *8* — затвор; *9* — щит-вихреобразователь; *10* — стационарная запань.

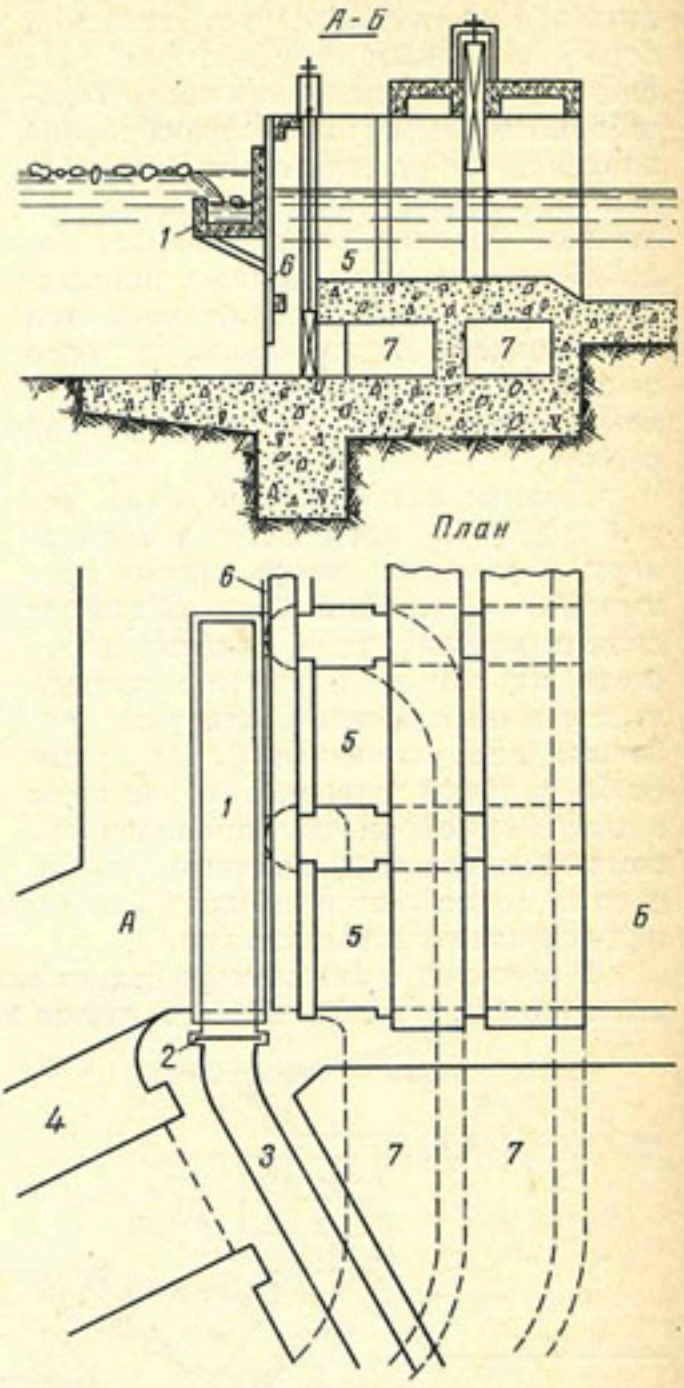


Рис. 32—39. Сборный шугосброс:

1 — лоток шугосброса; *2* — затвор шугосброса; *3* — лоток в быке; *4* — плотина; *5* — пролеты водозаборного шлюза; *6* — решетка; *7* — донные промывники.

ревую воронку, захватывающую шугу и сбрасывающую ее по трубам в нижний бьеф или в турбины ГЭС. На рисунке 32—38 приведена схема установки[2] шугосбросной трубы *4* перед напорным бассейном, захваты-

[1] А. А. Б е р е ж н о й. Новый тип шугосбросного устройства. «Гидротехническое строительство» № 7, 1946; Р. С. М а л х а з я н. Новый тип шугосброса. «Гидротехническое строительство» № 3, 1949; В. С. Ф о к е е в. Вихревые шугосбросы. «Гидротехника и мелиорация» № 12, 1951; А. С. Д у д к и н. Шугосброс-воронка. «Гидротехническое строительство» № 3, 1953; Р. М. Х а ч а т р я н. Шахтный шугосброс «Гидротехническое строительство» № 4, 1956.

[2] В. С. Ф о к е е в. Опыт эксплуатации и расчет вихревых воронок. «Гидротехническое строительство» № 4, 1955.

вающей и отводящей шугу в нижний бьеф. В напорном бассейне поставлен второй щит-вихреобразователь *9*, направляющий не захваченную первой воронкой шугу трубой *4* в напорный трубопровод ГЭС. Между затвором *8* и щитом *9* расстояние назначается около 1,2—1,6 ширины щита *9*, которая для скорости подхода 0,9 *м/сек* выбирается равной 0,5 $\sqrt[3]{\frac{z}{H}}$, где z — разность уровней у затвора *8* при истечении из-под затвора (0,3—0,5 *м*); H — глубина в напорном бассейне. Для иных скоростей подхода ширину щита-вихреобразователя можно найти по предлагаемой В. С. Фокеевым эмпирической формуле.

В сооружениях с неширокими пролетами возможно устройство подвесного шугосброса (рис. 32—39). Подвесной лоток *1* шугосброса прикрепляется к верху быков и подключается к лотку *3*, устроенному в устое плотины. Решетки, подвешенные в начале входа в пролеты *5* водоприемника, на осенне-зимний период снимаются.

ЧАСТЬ ВОСЬМАЯ

Отстойные бассейны

Глава 33

Конструкции отстойников

§ 33—1. НАЗНАЧЕНИЕ ОТСТОЙНИКОВ

Вода отводится из реки в оросительные каналы, где обычно скорости меньше, чем в реке, теряет там часть наносов; более крупные наносы оседают на первых километрах магистральных каналов; часть более мелких наносов с дальнейшим дроблением каналов оседает почти на всем их протяжении, а оставшаяся доля наносов выносится на орошаемые поля. Захват вместе с водой реки и наносов вызывает заиление каналов, что приводит к значительной потере пропускной способности их (до 70—80%), осложняет вододеление на сооружениях и ухудшает их эксплуатацию. Очистка каналов от наносных отложений (достигающих свыше 80 $м^3/га$) вызывает большие затраты.

Значительная доля наносов состоит из продуктов размыва и смыва почв, а в степных и лесостепных областях — преимущественно из почвенных частиц. Борьба с эрозией почв нашла свое отражение в плане агролесных мелиораций; работы в этом направлении развернуты сейчас очень широко. Существенную роль в уменьшении размыва почв играют лесные защитные полосы. Решение этой задачи в корне изменит условия захвата наносов в водозаборных гидроузлах.

Как на временную меру можно указать на устройство в горных и предгорных участках рек наносоуловителей, задерживающих крупные донные наносы и часть крупных взвешенных наносов у водопроницаемых гравелисто-галечниковых и реже сборных бетонных и железобетонных плотин. По мере занесения верхнего бьефа таких плотин, они снова возводятся из местных материалов в промежутках между первыми плотинами. Огромный ущерб от наносов заставляет так проектировать комплекс водозаборных сооружений, чтобы он гарантировал систему (оросительную, гидросиловую) от поступления в нее вредных наносов. Правильно запроектированные головные сооружения не должны допускать в систему донных и крупных взвешенных наносов. Для улавливания большого количества средних и мелких взвешенных наносов, содержащихся в забираемой воде, устраивают *отстойные бассейны* (*отстойники*). В отстойниках не осаждаются все проходящие через них наносы. Полное осаждение наносов было бы скорее вредно, чем полезно, так как часть мельчайших наносов, транспортируемых каналами до орошаемых полей, полезна как удобрение или как улучшающая почву добавка. Полное осветление воды может повести к размывам канала за отстойником и к усиленному зарастанию каналов. Часть мелких наносов может быть перенесена на поля, если проектировать каналы незаиляющимися. Таким образом, отстойники должны улавливать только вредные наносы.

Степень осветления воды, т. е. доля осаждения взвешенных наносов, достаточно определенна при подаче воды на ГЭС и менее определенна при подаче на орошение.

Установление размеров вредных фракций наносов зависит от характера использования воды. При подаче воды на ГЭС вредными фракциями являются острогранные песчинки твердого материала диаметром 0,25 *мм* и крупнее; при слабых породах и округленных песчинках диаметр вредных фракций 0,5 *мм* и крупнее. В орошении вредность фракций наносов зависит не только от диаметра песчинок, но и от количества наносов; так, например, в низовьях Аму-Дарьи фракциями, заиляющими каналы, являются наносы 0,02 *мм* и крупнее; более мелкие фракции в наносных отложениях встречаются в небольшом количестве; в оросительных системах верховьев Аму-Дарьи наносные отложения в каналах в преобладающей массе состоят из песчинок $d = 0{,}1$ *мм*.

Крупные оросительные каналы обладают большой транспортирующей способностью и при пропуске по ним воды, предварительно освобожденной от крупных взвешенных наносов, они не заиляются. По мере уменьшения размеров каналов их транспортирующая способность уменьшается, достигая в колхозной сети каналов величины около 1 *кг/м*^{3} на равнинной спокойной местности и $1{,}5 \div 2$ *кг/м*^{3} — на местности, незначительно всхолмленной. Это количество взвешенных наносов может быть вынесено на поля; повышение выноса на поля поведет к значительному искажению их рельефа и необходимости периодической крупной планировки полей.

Осажденные в отстойниках наносы удаляют гидравлическим способом в нижний бьеф реки при устройстве отстойника в комплексе с головным сооружением или в ближайший приток, если отстойник расположен на канале. Для гидравлического удаления наносов из отстойника необходима соответствующая разность уровней воды в отстойнике и в нижнем бьефе реки, достаточная для развития больших скоростей течения; если этого не имеется, наносы удаляют механически (преимущественно землесосами). При наличии на трассе холостого участка магистрали больших местных понижений (лощины, овраги, староречья и т. п.) последние иногда используют как отстойники — аккумуляторы наносов, без последующего удаления их из пониженной местности.

§ 33—2. ОТСТОЙНИКИ С ПЕРИОДИЧЕСКОЙ ПРОМЫВКОЙ

Отстойники по способу удаления из них осевших наносов разделяются на две группы: с периодической промывкой и с непрерывной промывкой.

В отстойниках с периодической промывкой наносы, выпадая из потока, постепенно заиляют его камеры; когда заиление будет настолько велико, что возросшими скоростями течения из-за уменьшения живого сечения, вызванного заилением, вредные наносы начнут завлекаться в магистральной канал, тогда следует смыть наносные отложения из отстойника.

Частота промывок зависит от мутности забираемой из реки воды, ее расхода, конструкции и размеров отстойника. В паводковый период, когда вода в реке наиболее мутна, промывку отстойника производят 1—2 раза в сутки, в другие периоды — реже, а зимой совсем не промывают.

В отстойниках с непрерывной промывкой, как показывает их название, наносы по мере их выпадения промываются в течение всего времени работы отстойника. Однако это указание относится к паводковому периоду; в другое время, когда забираемая из реки вода менее мутна, чем в паводковый период, промывки можно производить периодически.

Простейшим типом отстойника является однокамерный осадочный бассейн на канале или в головном узле сооружений (рис. 33—1). Для спокойного роспуска струй вход в отстойник делают плавным, сам же отстойник представляет собой расширенный и углубленный по сравнению с каналом длинный бассейн, скорости течения воды в котором назначают небольшими: в пределах 0,20—0,35 *м/сек*. В конце отстойника ставят регулятор с донными

промывниками и верхними пролетами, через которые осветленная вода поступает в продолжение канала. При промывке осевших в отстойнике наносов необходимо закрывать верхние пролеты регулятора и прекращать подачу воды на систему во избежание захвата взмучиваемых наносов в продолжении канала. Для ускорения промывки и экономии промывной воды полезно перед входом в отстойник ставить регулятор и промывной расход пропускать из-под затвора, тогда уровень воды в отстойнике быстро снижается и при том же (или несколько меньшем) промывном расходе в камере отстойника развиваются большие скорости, быстро смывающие отложения наносов.

Если вести промывку наносов и одновременно подачу воды в систему, то такая промывка вследствие сравнительно малого увеличения скоростей

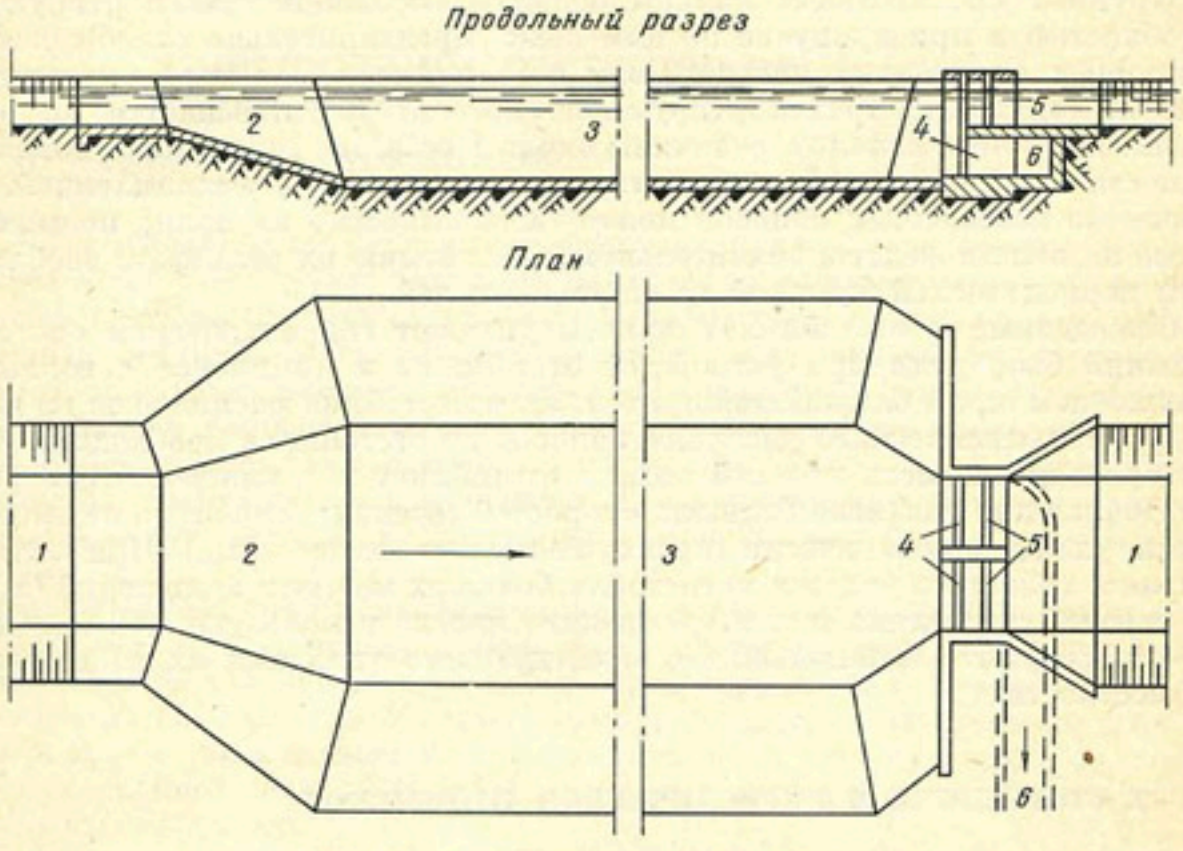


Рис. 33—1. Однокамерный отстойник:
1 — каналы; *2* — входная часть; *3* — камера отстойника; *4* — донные промывники; *5* — регулятор; *6* — пульповод.

в отстойнике оказывается малоэффективной, весьма длительной и ведет к поступлению части вредных наносов в систему. Кроме того, при таком способе, учитывая добавочный расход на промывку, необходимо пропускать через регулятор и подводящую часть магистрали расходы, в $1^1/_2$—2 раза превышающие наибольшие рабочие расходы канала. Поэтому однокамерные отстойники обычно промывают при прекращении подачи воды в систему. Это обстоятельство при большой длине холостой части магистрали не исключает применения однокамерных отстойников в орошении, принимая во внимание кратковременность промывок и редкую повторяемость их. Прекращение подачи воды на несколько часов может быть компенсировано усилением расхода подачи после проведения промывки отстойника, в результате чего на расстоянии нескольких километров от отстойника влияние выключения и последующей усиленной подачи будет сказываться весьма слабо.

При использовании воды на ГЭС однокамерные отстойники можно применять лишь тогда, когда за ними на деривации удается создать резервуар достаточной емкости, регулирующий подачу воды на ГЭС согласно графику нагрузки, или когда емкость самого канала достаточно велика. При коротких холостых частях магистрального (деривационного) канала и при отсутствии на нем регулирующего расход резервуара однокамерный отстойник заме-

няют системой однокамерного отстойника с обводным каналом или двухкамерным отстойником.

Однокамерный отстойник с обводным каналом показан на рисунке 33—2. Такое устройство сооружений позволяет не прекращать подачу воды в систему

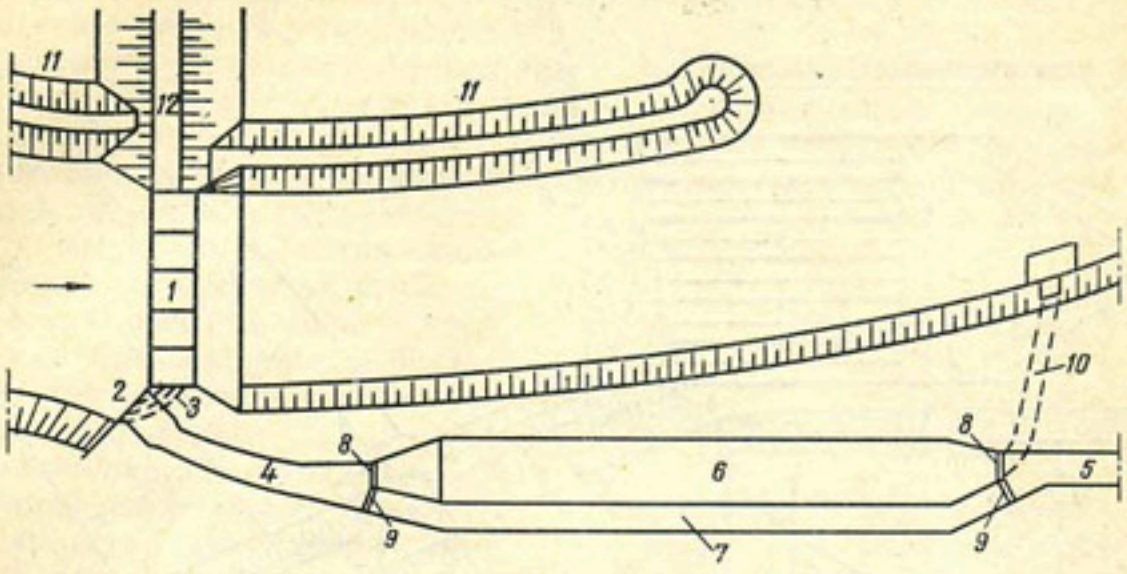


Рис. 33—2. План гидроузла и однокамерного отстойника с обводным каналом:

1 — плотина; *2* — головной регулятор; *3* — донные промывники; *4* и *5* — подводящий и магистральный каналы; *6* — однокамерный отстойник; *7* — обводной канал; *8* и *9* — затворы отстойника и обводного канала; *10* — пульповод; *11* — регулировочные дамбы; *12* — земляная плотина.

во время промывок отстойника, а подавать ее в это время по обводному каналу. При этом будет подаваться неосветленная вода, содержащая наносы; с целью уменьшения количества поступающих в канал наносов промывку наносов желательно производить в часы наименьшей потребности системы в воде, что позволяет более экономично запроектировать головной регулятор

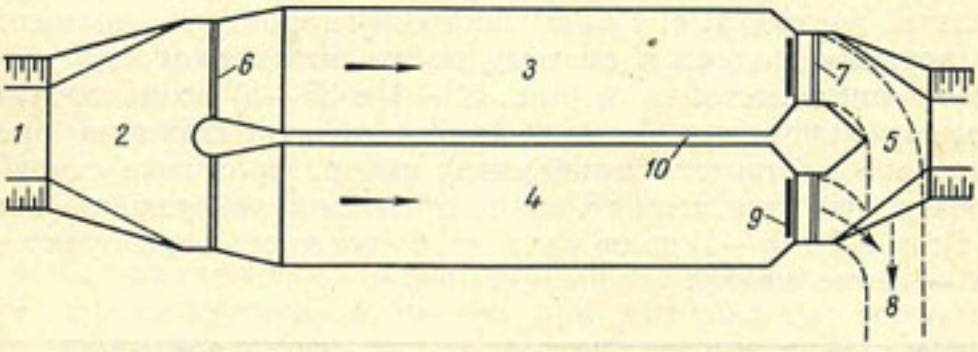


Рис. 33—3. План двухкамерного отстойника:

1 — подводящий канал; *2* — аванкамера; *3* и *4* — камеры отстойника; *5* — регулятор; *6* и *7* — затворы отстойника; *8* и *9* — пульповод и его затвор; *10* — раздельная стенка.

и подводящий канал, рассчитываемые на сумму расходов промывного и наибольшого рабочего.

При расходах подачи более 15—20 $м^3/сек$ размеры отстойника значительно увеличиваются, длительность его промывки также сильно возрастает и вместе с ними возрастает поступление наносов в магистраль. В таких случаях переходят к системе двухкамерного отстойника, схема которого показана на рисунке 33—3.

Различают две системы двухкамерных отстойников: 1) каждую камеру рассчитывают на пропуск полного расхода магистрального канала, что обеспечивает возможность выключения каждого бассейна из работы и проведения промывок в любое время; 2) отстойник рассчитывают на одновременную работу обеих камер, т. е. на пропуск через каждую из них половины

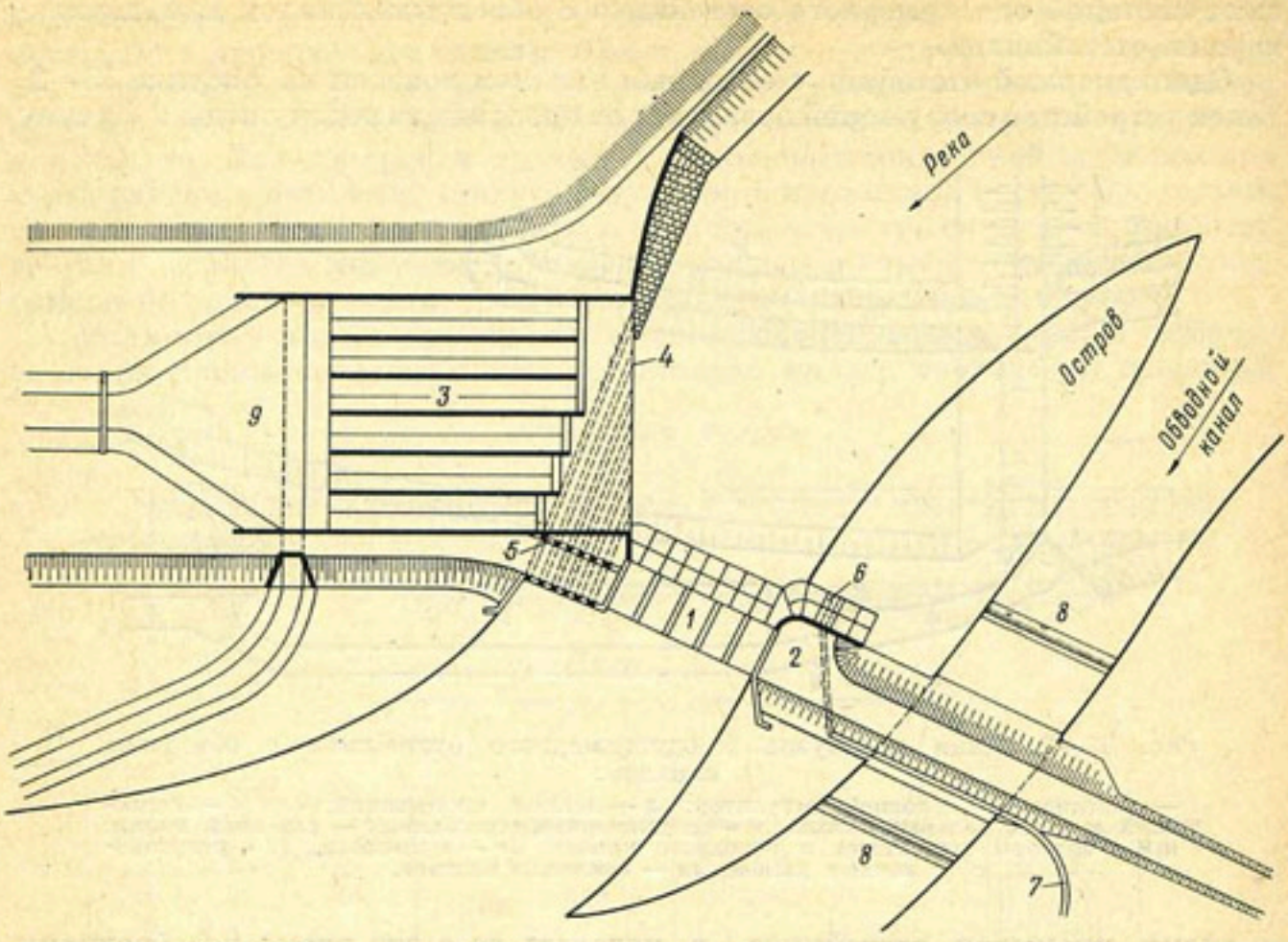


Рис. 33—4. План водозаборного гидроузла с многокамерным отстойником:
1 — железобетонная плотина; *2* — земляная плотина; *3* —отстойник; *4* — промывники в пороге отстойника; *5* — затворы; *6* — водозабор ирригационного канала; *7* — ирригационный канал; *8* — строительные перемычки; *9* — промывник отстойника.

расхода магистрального канала; при промывке одной из камер другая работает на полный расход, т. е. с повышенными скоростями; промывки приурочивают ко времени подачи в систему пониженных расходов воды.

Многокамерные отстойники (рис. 33—4 и 33—5) по конструкции камер аналогичны однокамерным. Каждую камеру рассчитывают на пропуск доли рабочего расхода, соответствующей числу камер. Промывка камер от наносов ведется поочередно; при этом во время промывки работающие камеры, пропуская не $1 : n$, а $1 : (n-1)$ долю расхода, будут иметь перегрузку в $n : (n-1)$ раз, где n — число камер.

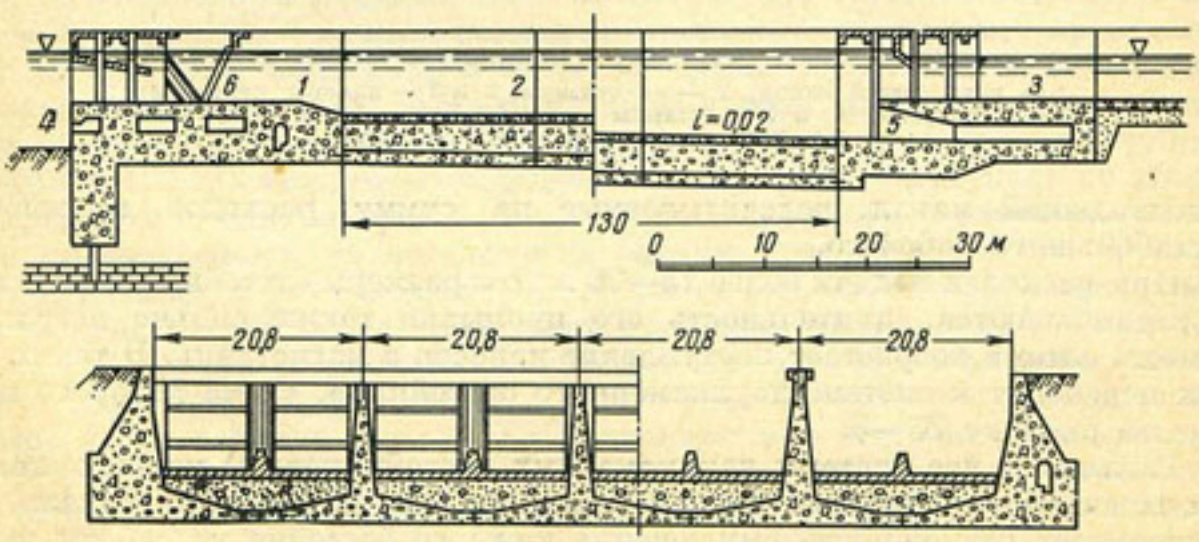


Рис. 33—5. Продольный и поперечный разрезы отстойника (к рис. 33—4):
1 — вход; *2* — камера; *3* — отвод осветленной воды; *4* —промывники во входном пороге; *5* — промывник отстойника; *6* — гравийно-галечниковое заполнение.

В тех случаях, когда период паводка длителен, мутность воды реки велика и промывки камер часты, предусматривают запасную камеру, исключающую указанную перегрузку.

Многокамерные отстойники обеспечивают непрерывную подачу в систему осветленной воды и снижают величину промывного расхода, равного $1 : n$ и менее расхода потребления.

Промывку отстойника от осевших в нем наносов проводят при сильно сниженных в камерах уровнях воды, что, уменьшая живое сечение, способствует развитию больших скоростей течения; для успеха и кратковременности промывки требуется наличие больших разностей уровней верхнего бьефа (или уровня канала, подводящего воду к отстойнику) и нижнего бьефа, куда сбрасывается промывной расход. Течение воды в промывниках большей частью безнапорное, без подтопления со стороны нижнего бьефа.

Включение многокамерного отстойника в деривацию возможно без устройства аванкамеры; для этого следует расположить камеры под углом к деривации, как это показано на рисунке 33—6. Конструкция такого включения проста и работает без осложнений; ее недостатком является косой ввод воды в камеры, отрицательное влияние которого на работу камер может быть устранено подвеской уравнительных решеток в начале камер. Выравненные решеткой скорости сохраняются вдоль камеры; для этого очертанию камеры в плане придают прямолинейное направление. В качестве ограничителя уровня верхнего бьефа плотины (перед отстойником) устанавливают затворы-автоматы, сифоны, водосливы и т. п.

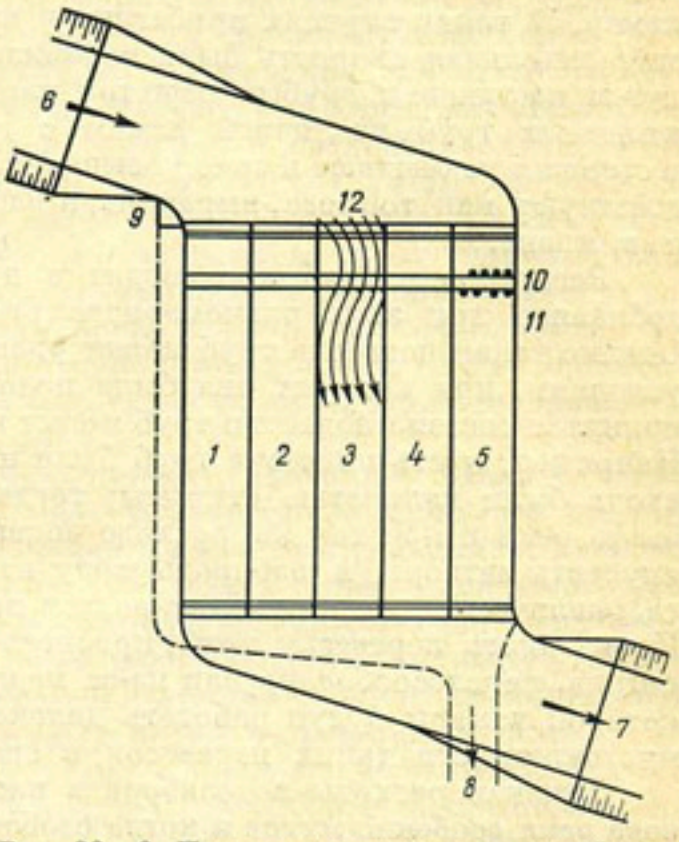


Рис. 33—6. План многокамерного отстойника на деривации:

1, 2, 3, 4, 5 — камеры отстойника; *6* и *7* — каналы; *8* — донный промывник; *9* — сифон; *10* — мостик для подвески труб уравнительной решетки; *11* — уравнительная решетка; *12* — аванкамера.

Дну камеры придают как положительный уклон, способствующий смыву наносов, так и отрицательный уклон, при котором получается бóльшая емкость для накопления наносных отложений и, следовательно, меньшая частота промывок. С целью увеличения доли осаждения мелких наносов камерам отстойника можно придавать прямолинейно-расширяющееся очертание с углом роспуска не более 6—10°.

§ 33—3. КОНСТРУКЦИИ ОТСТОЙНИКОВ С ПЕРИОДИЧЕСКОЙ ПРОМЫВКОЙ

Отстойники состоят из следующих частей: входа; конструкций, предупреждающих поступление в камеры шуги и мусора; отстойных камер; устройств, отводящих осветленную воду; промывников. Скорости воды во входной части в несколько раз превышают скорости в камере; поэтому задача конструкции входа состоит в плавном роспуске потока по ширине и глубине, в спокойном впуске его в камеру и в создании направления вступающего в камеру потока вдоль продольной оси камеры. Компоновка отстойника в водозаборном узле показана на рисунке 33—4 и 33—5.

Вход в камеры разделен быками по 3 *м* толщиной и промежуточными быками по 2,5 *м*, что определяет ширину входа нетто 15,3 *м* при средней ширине камеры в 18,8 *м*. При таком соотношении ширины входа и ширины камеры и при возможности растекания потока по четырем граням быков обеспечивается свободное и полное растекание потока и вход его в камеру без отрыва от стенок.

Различие в условиях входа в крайние и срединные камеры может повести к неравномерному входу потока, вследствие чего при небольших средних (фиктивных) скоростях течения в камерах, казалось бы вообще достаточных для осаждения наносов, действительные скорости будут значительно отличаться от средних, что существенно может понизить эффективность работы камер. В таких случаях прибегают к выравниванию скоростей с тем, чтобы действительная скорость была возможно ближе к средней; достигается это путем постановки грубых решеток или подвески 2—3 (редко более) рядов железных труб различной длины с горизонтальными стержнями; трубы и стержни размещают в зоне повышенных скоростей, где они, стесняя поток, действуют как тормоза, выравнивая распределение скоростей по вертикали и в плане.

Расстановку труб производят в пусковой период работы отстойника, добиваясь при этом равномерного распределения скоростей за трубами. Однако такая подвеска труб может удовлетворить лишь тем гидравлическим условиям, при которых она была подобрана; при изменении этих условий принятая система подвески труб может не удовлетворить своему назначению. Например, пусть подвеска труб была подобрана для случая, когда затворы входа были полностью открыты; тогда при повышении уровня в верхнем бьефе реки и при том же расходе водозабора необходимо было бы частично опустить затворы и забирать воду из-под затвора, что, конечно, изменит гидравлические условия входа воды и прежде всего распределение скоростей. Производить перевеску труб, приспособляясь к новому режиму входящего потока, нецелесообразно как из-за медлительности такой работы, в течение которой камеры будут работать далеко не удовлетворительно, так и из-за многократности таких перевесок в связи с изменением режима реки.

Так как расходы водозабора в паводковый период, в течение которого вода реки особенно мутна и когда особенно ответственна работа отстойников, постоянны или почти постоянны, следует вместо перевески труб стремиться к созданию стабильности гидравлических условий входа в отстойник, а это прежде всего требует поддержания постоянства уровня верхнего бьефа реки. Правда, при этом условии вследствие различных расходов реки подходные скорости верхнего бьефа к отстойникам и к плотине будут изменяться, следовательно будут меняться и условия входа в отстойники. Эти изменения будут более или менее значительны лишь для камеры, соседней с плотиной; для остальных камер изменения гидравлических условий входа в отстойник будут невелики; перевески труб не потребуется.

Помимо поддержания почти постоянного уровня верхнего бьефа, необходимо стремиться выдержать постоянство направления входа воды в отстойник, чему помогает устройство регулировочных русловых дамб. Дамбы отделяют сравнительно небольшой участок от широкой поймы, однообразно направляют воду к отстойнику и плотине, препятствуют образованию сбойного течения перед водозабором, позволяют использовать верхний бьеф в борьбе с захватом водозаборным сооружением донных наносов, смывая их через донные промывники входного порога водозабора и через пролеты плотины и не допуская в отстойник.

Небольшие заиления русла между дамбой и берегом смываются в паводок, при этом до стабилизации подводящего русла реки и образования в нем естественного крепления (см. § 29—2) возможны небольшие размывы русла.

Постоянство нормального подпорного уровня верхнего бьефа реки может быть достигнуто путем маневрирования затворами плотины (вручную или

механическим подъемником), что весьма кропотливо и при резких колебаниях расхода реки трудно достижимо.

Лучшее регулирование уровней осуществляется автоматически — затворами-автоматами или сифонами. Следует стремиться пропускать бóльшую часть паводковых расходов через пролеты плотины, управляя затворами вручную или механически, возлагая подрегулировку остальной части расходов на автоматы.

Для защиты камер отстойников от мусора в начале входной части ставят решетки и забральные стенки, иногда запани.

Входные части в деривационные отстойники проектируют, следуя в основном тем же указаниям, что и для отстойников головных узлов. Основное регулирование подаваемого расхода ведется на головном узле сооружений, а неточности выравнивают при отстойниках, устраивая для этого боковой водослив или сифон во входе в отстойник. Размещение сброса-автомата перед камерой целесообразнее, чем в камере, так как в последнем случае через камеру проходил бы излишний, неиспользуемый расход, повышающий в ней скорости и тем самым понижающий эффективность осветления воды. Через эти же автоматы сбрасывается вода при внезапном прекращении подачи в систему из-за выключения турбин или аварий на оросительной системе и т. д.

Ширина камер отстойников обычно более 6—7 *м*, поэтому, чтобы не ставить тяжелых и широких затворов, в начале и конце камер ставят вспомогательные быки, что одновременно способствует выравниванию направления скоростей течения при входе в камеры.

Камера отстойника. При правильно сконструированном входе в отстойник обеспечивается равномерное течение, направленное вдоль оси камеры. Прямолинейность и равномерность течения в камерах способствует лучшему выпадению наносов, поэтому камеры следует делать прямолинейными в плане. Криволинейное очертание камер вызывает развитие в них винтового движения воды с крайне неравномерным распределением скоростей, вплоть до обратного направления в местах вихрей и отжима струй от стенок камеры, что не может не повести к ухудшению условий выпадения наносов.

В продольном направлении дну камеры придают положительный или отрицательный уклон, принимаемый около 0,02—0,005 и редко более. При положительном уклоне дна облегчается и ускоряется смыв наносных отложений во время промывки камеры и сама промывка становится несложной и сводится к следующим операциям: полное опускание затворов регулятора в конце камеры (рис. 35—3), частичное опускание затворов в начале камеры, поднимание нижнего затвора, открывающего отверстия донного промывника. Промыв наносов ведется неосветленной водой из подводящего канала. Скорость течения в камере в конце промывки назначают в зависимости от крупности фракций наносов, но не меньше 2,0—2,5 *м/сек*. После окончания промывки операции с затворами ведут в обратном порядке.

Содержание в воде крупных фракций наносов обычно повышается по мере приближения ко дну, поэтому в отстойниках в начале камер наблюдается интенсивное выпадение крупных наносов; средние и мелкие фракции наносов, распределяясь довольно равномерно по живому сечению, также равномерно выпадают вдоль камеры. Таким образом, наиболее интенсивно наносные отложения будут расти в начале камеры и медленнее в конце ее. Так как при положительном уклоне дна глубины в начале камеры наименьшие, а заиление наибольшее, то величиной этого начального заиления и будет по преимуществу определяться частота промывок камеры.

С целью уменьшения частоты промывок, а следовательно, и упрощения эксплуатации отстойников дну камеры придают отрицательный уклон (рис. 33—7); тогда в начале камеры, там, где наблюдаются наибольшие отложения наносов, будут и наибольшие глубины, а в конце камеры, где отложения наименьшие, и глубины воды будут наименьшие. В результате получается бóльшая емкость отложений при той же длине камеры, и промывки можно делать реже. Промывки можно вести двояко. При расположении промывника

в начале камеры (в конце входной части) маневрируют затворами в следующем порядке: опустив полностью затвор у входа в отстойник и частично опустив затвор в конце камеры, открывают отверстие промывника, подняв его затвор. Эта система промывки весьма нерациональна, так как, во-первых, на промывку идет чистая вода, осветленная в других камерах и забираемая из магистрального канала; во-вторых, через другие камеры нужно пропускать, помимо рабочего, еще и промывной расход, что перегружает камеры и ухудшает их работу.

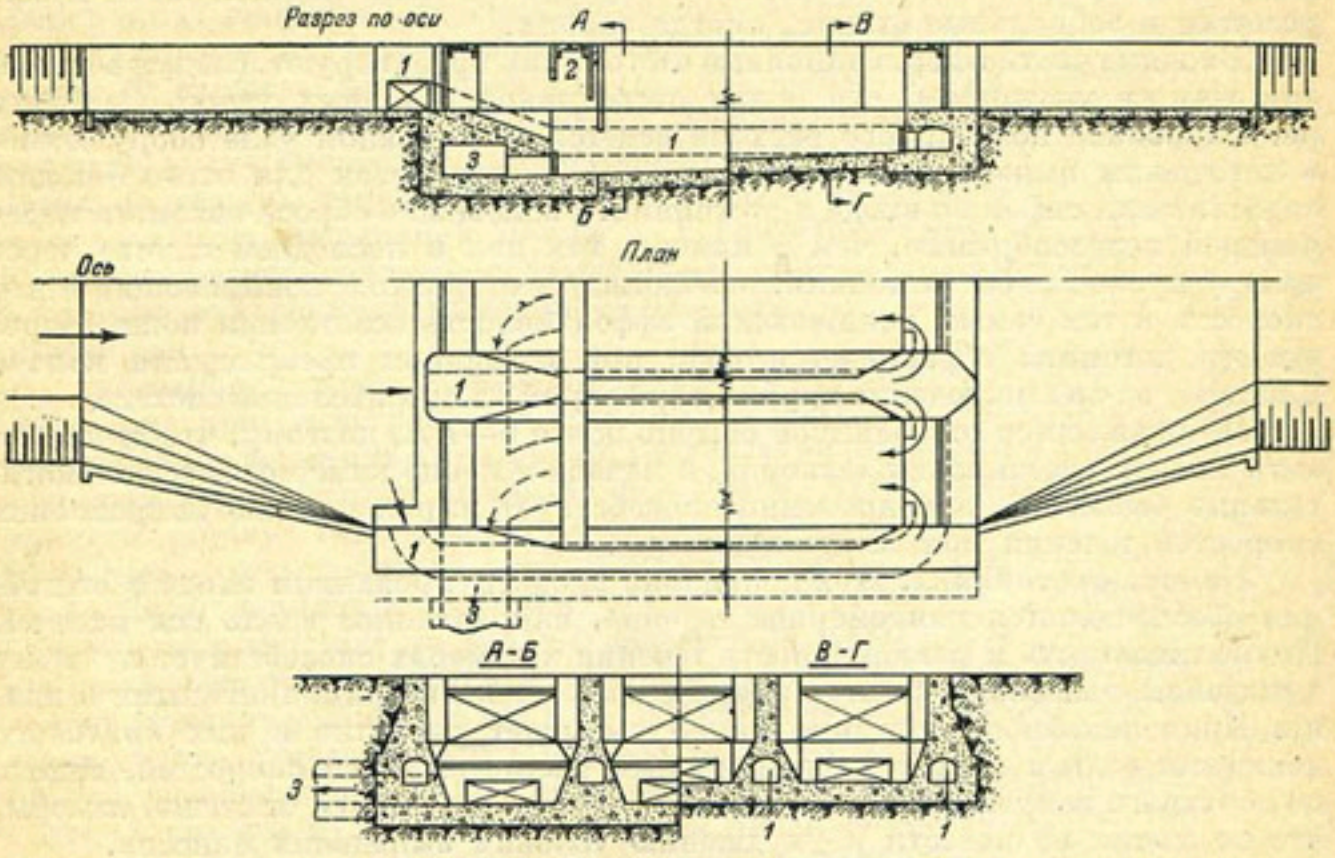


Рис. 33—7. Трехкамерный отстойник:
1 — водоводы; *2* — уравнительные решетки; *3* — пульповод.

Правильнее промывку нужно организовать следующим образом. По низу раздельных стенок устраивают водоводы, соединяющие верхний бьеф с концом отстойника. Выключив при этой системе питание магистрали из промываемой камеры, т. е. опустив затворы в конце отстойника и закрыв полностью вход в него, открывают отверстия водоводов, подняв их затворы, и затем поднимают затворы промывника. По окончании промывки операции с затворами производят в обратном порядке. Иногда, с целью скорейшего взмучивания наносных отложений и предупреждения образования пробки у промывников, слегка приподнимают затворы входа в начале промывки. Вторая система промывки совершеннее, но и сложнее по эксплуатации и по конструкции в связи с устройством дополнительных водоводов. При значительном содержании в речной воде крупных фракций наносов предпочтительно придавать дну отстойника обратный уклон.

Число водоводов можно уменьшить, придав им бóльшие размеры, с тем чтобы один водовод обслуживал две камеры. Наличие тяжелых раздельных стенок, рассчитываемых на одностороннее боковое давление воды (во время промывок), грузных флютбетов, рассчитываемых на выпирающее усилие со стороны фильтрационного потока (наибольшее во время промывок), большого числа затворов существенно повышает стоимость отстойников. Разгрузкой флютбетов от противодавления фильтрационного потока можно значительно уменьшить толщину флютбета, придав ей конструктивные, а не расчетные размеры. С этой целью флютбет, казалось бы, можно устроить сквозным, однако характер работы отстойника — осаждение наносов и после-

дующее их удаление — может повести к кольматации фильтров отверстий во флютбете.

Флютбет отстойника можно разгрузить от фильтрационного противодавления, окольцевав его дренажем (рис. 32—22), т. е. устроив две продольные дрены вдоль отстойника, одну поперечную у начала камер и 1—2 вывода в нижний бьеф; тогда толщина флютбета будет конструктивной, не расчетной.

Выпуск воды из отстойника. Конструкции выпуска воды из отстойника должны отвечать требованию забора воды из верхних, наиболее осветленных слоев, без нарушения прямолинейности течения в камере. Наиболее распространенной формой выпуска являются торцовые в конце камеры водосливы, большей частью в виде донного порога, работающего в условиях затопленного истечения. Ширину выхода из отстойника следует назначать близкой к ширине камеры, что при большой затопленности истечения мало повлияет на увеличение скоростей в конце камеры.

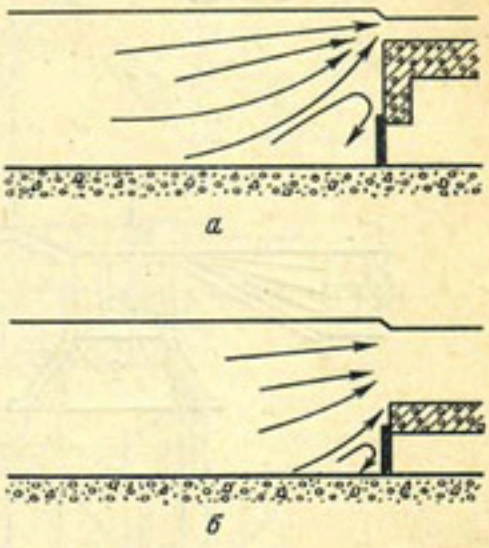


Рис. 33—8. Отвод воды из камер отстойника.

Однако следует заметить, что развитие фронта отвода осветленной воды при большой разности уровней z в отстойнике и в магистрали может повести к фактическому сокращению рабочей длины камеры и тем самым к уменьшению количества задерживаемых камерой наносов.

На рисунке 33—8 показаны схемы вывода воды из отстойника широким и узким фронтом отвода при большом z. Из рисунка 33—8, *а* видно, что вследствие подтягивания струй к выходному отверстию теряется часть рабочей длины камеры; если же отвод воды осуществить по рисунку 33—8, *б*, то вследствие большой пропускной способности отверстия оно получилось бы узким и также давало бы потери в конце рабочей камеры по бокам (в плане).

Устранить этот недостаток, если задано большое z, можно введением добавочных сопротивлений в отверстиях в виде дополнительных бычков, разделяющих выходное отверстие на ряд более узких и глубоких пролетов, или в виде спицевого заграждения широких и глубоких отверстий.

Промывные отверстия камер располагают у дна; их ширина может быть в $1^1/_2$—2 раза менее ширины камеры. Если дну камеры придан отрицательный уклон (рис. 33—7), то для предупреждения завала наносами затвора промывника полезно устройство над ним свеса в виде тонкой железобетонной плиты, являющейся продолжением ската входа, на такую длину, при которой естественный откос отложений крупных фракций наносов не покрывал бы верха затвора.

§ 33—4. ОТСТОЙНИКИ С НЕПРЕРЫВНОЙ ПРОМЫВКОЙ

С непрерывной промывкой устраивают как однокамерные, так и многокамерные отстойники (в зависимости от пропускаемого через них расхода). Для отстойников этого типа характерна промывка в условиях напорного потока.

В отстойниках с непрерывной промывкой уровни в камере при промывке не снижаются, поэтому для последней требуется значительно меньшая разность уровней верхнего и нижнего бьефов, вследствие чего гидроузел сооружений можно выполнить с меньшим подпором уровня реки.

В предгорных районах целесообразно в гидроузлы включать песколовки или гравиеловки, очищающие воду от песка и гравия. Существует несколько

видов таких сооружений[1]. Рассмотрим криволинейную песколовку системы И. К. Никитина, показанную на рисунке 33—9. Песколовка представляет собой криволинейный в плане канал, с центральным углом поворота 90°, с радиусом, равным четырем ширинам по дну B; дно канала наклонено в сторону выпуклого берега с уклоном 0,07, вследствие чего сюда будут подгоняться поперечной циркуляцией донные и придонные наносы и сбрасываться через донные промывники в сборную траншею и из нее — в нижний бьеф.

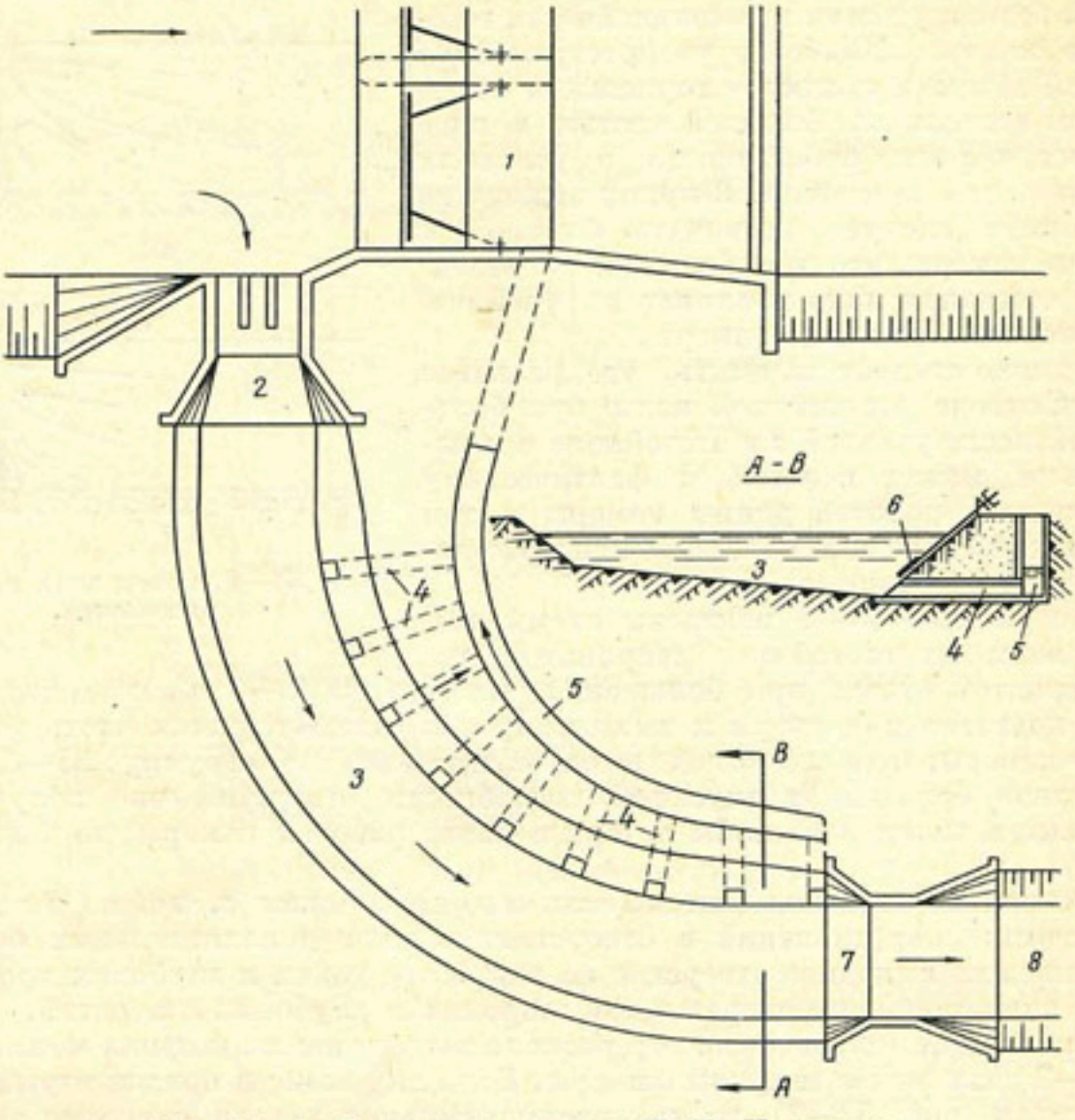


Рис. 33—9. Песколовка системы И. К. Никитина:
1 — плотина; *2* — головной регулятор; *3*—песколовка; *4* — донные промывники; *5* — отводная траншея; *6* — затвор; *7* — порог; *8* — канал.

Средняя глубина песколовки H выбирается около $^1/_{15}$ от B, дно ее в продольном направлении — безуклонное; в начале и конце песколовки устраивают прямолинейные участки для плавного сопряжения с регулятором и порогом. Средняя скорость течения в песколовке назначается не менее 0,7 *м/сек*; абсолютные скорости будут значительно больше, поэтому полезно русло крепить мостовой.

Промывной расход составляет около 15% от рабочего; песколовка может промываться и периодически (в межень) с расходом на промыв около 1—2% от рабочего и поочередной работой донных промывников.

Конструкция гравиеловки сходна с конструкцией песколовки; в гравиеловке соотношение $B : H$ выбирается от 10 до 8, поперечный уклон русла 0,10—0,125, средняя скорость от 1,5 *м/сек* и выше; крепление русла — мосто-

[1] В. Ф. Поярков. Песколовка на канале. «Гидротехника и мелиорация» № 9, 1954; И. К. Никитин. Криволинейные отстойные сооружения с непрерывным промывом. Труды САНИИРИ, вып. 86, Ташкент, 1957.

вая из крупного камня; если требуется защита от фильтрации, то камни втапливаются в бетонную подготовку. Количество донных промывников в песколовке 10—12, в гравиеловке 6—8.

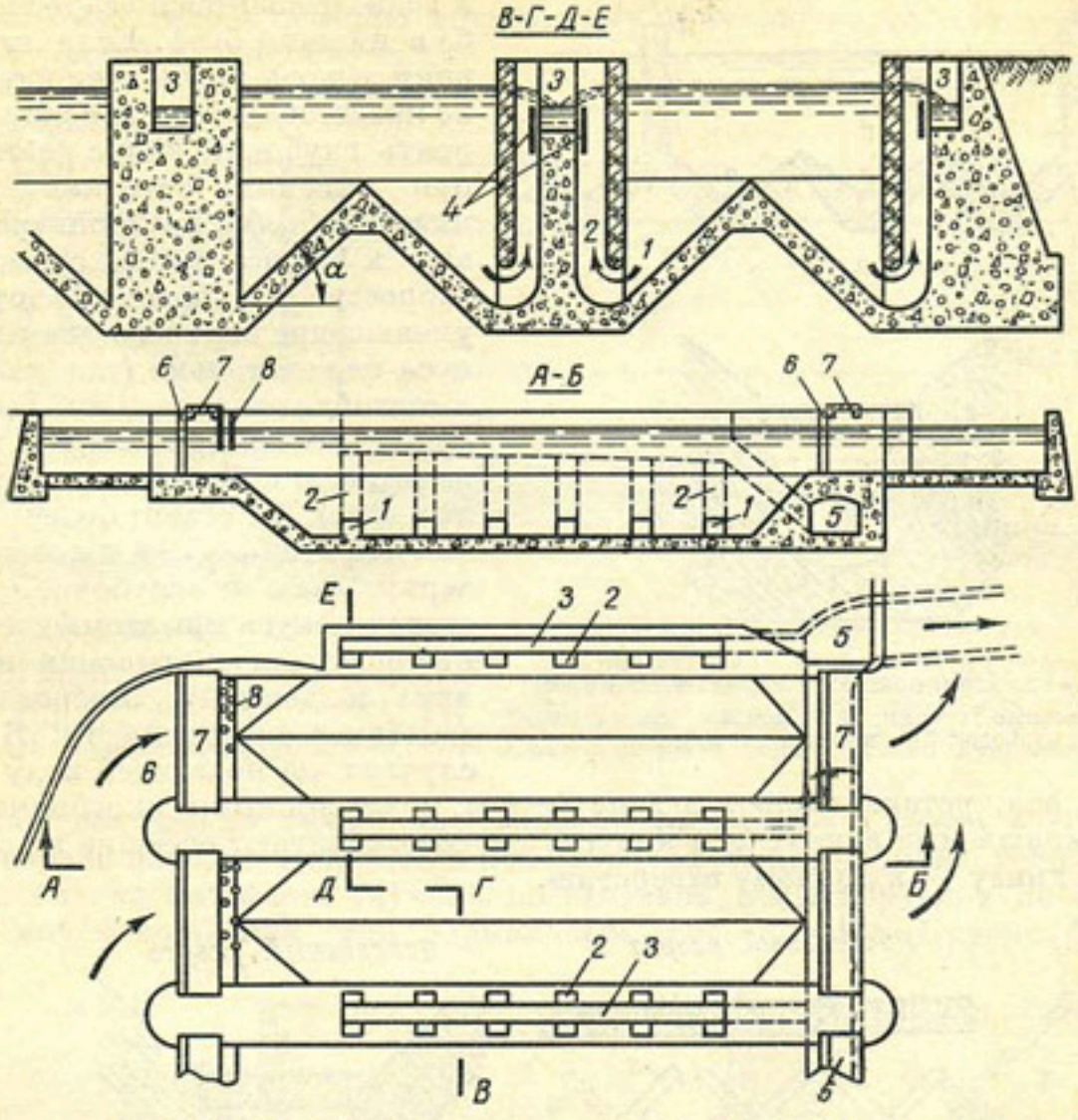


Рис. 33—10. Отстойник системы проф. Д. Я. Соколова:
1 — донные отверстия; *2* и *3* — колодцы и лотки для отвода промывной воды; *4* — затворы; *5* — сбросная галерея; *6* — затворы; *7* — служебные мостики; *8* — уравнительная решетка.

На рисунке 33—10 показана часть многокамерного отстойника на деривации системы проф. Д. Я. Соколова. Для лучшего скатывания оседающих наносов к отверстиям у дна продольных стенок камеры двускатному дну отстойника придается наклон с углом α около 40—45°. К отверстиям примыкают вертикальные колодцы, вода из которых поступает в продольный лоток, размещенный между ними; из лотка промывная вода стекает в сбросную галерею и из нее — в нижний бьеф. Вход и выход из отстойника — обычной конструкции.

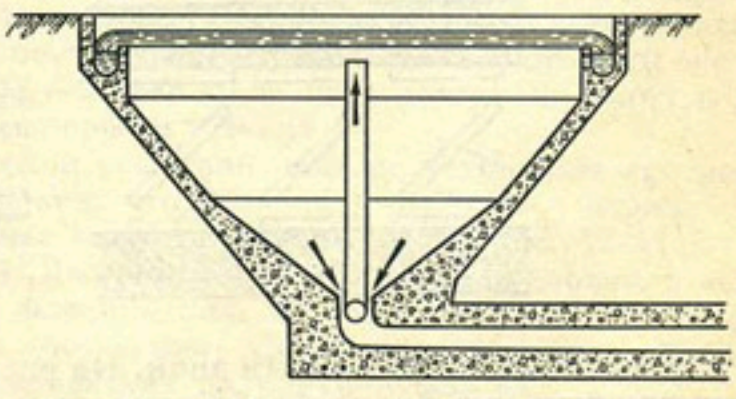


Рис. 33—11. Поперечный разрез конического отстойника.

Для регулировки сбросных расходов (а следовательно, и скоростей в колодцах) на верху колодцев, при включении их в лоток, поставлены небольшие затворы.

Конические отстойники. Поперечный разрез конического отстойника приведен на рисунке 33—11. Вода подается по вертикальной трубе, распо-

ложенной по оси конуса; по периметру конуса вода сливается через водослив в кольцевой желоб, из которого отводится в деривацию. Наносы, выпадая на откосы конуса, скатываются к центральному донному отверстию и далее отводятся по сбросной трубе в нижний бьеф. Если по условиям вывода трубы в нижний бьеф не представляется возможным устроить глубокий конус (например, при высоких отметках уровня нижнего бьефа, подтопляющих вывод и существенно снижающих скорости в сбросной трубе), а уменьшение верхнего диаметра конуса нежелательно (так как тогда в отстойнике развились бы большие скорости, при которых наносы не выпадали бы в достаточном количестве), то ставят более мелкие конусы, такого же диаметра поверху, как и глубокие. Уклон стенок конуса при этом будет недостаточен для скатывания наносов вниз к донному отверстию под действием силы тяжести. В таких случаях на подающей воду трубе, как на оси, устанавливают легкие фермы, с наклонными скребками, медленно вращаемые вокруг оси конуса; скребки сдвигают осевшие на стенках наносы книзу — к донному отверстию.

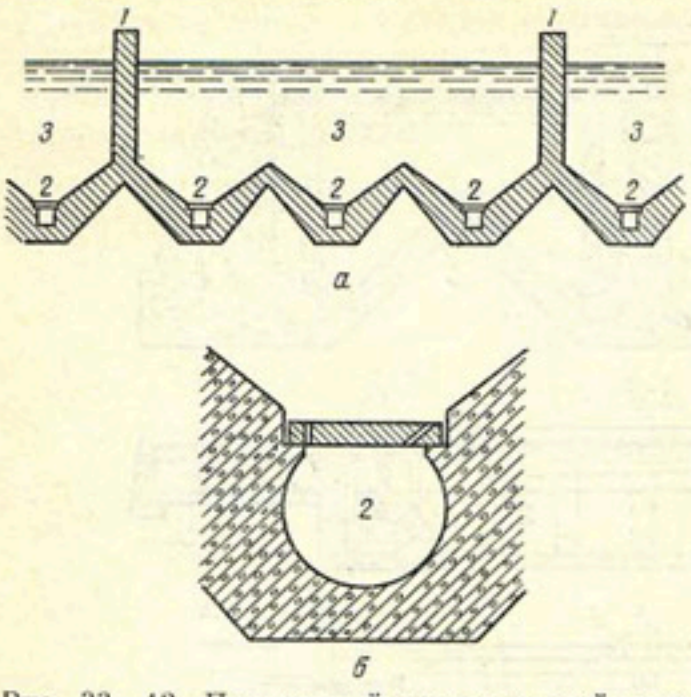


Рис. 33—12. Поперечный разрез отстойника:
1 — раздельные стенки; *2* — донные продольные пульповоды; *3* — камеры отстойника.

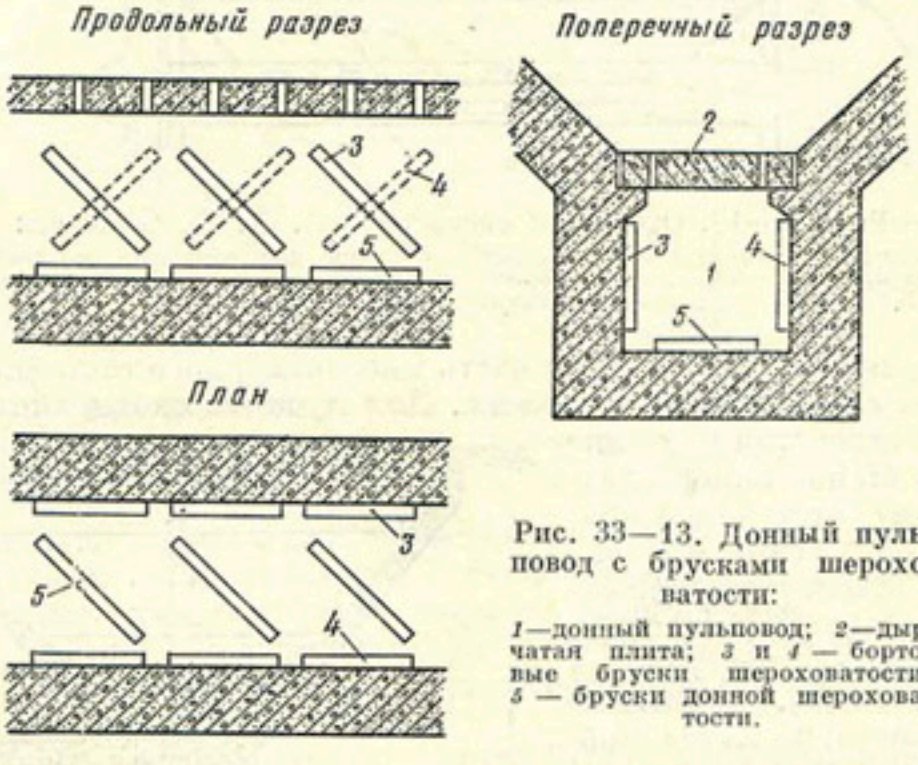


Рис. 33—13. Донный пульповод с брусками шероховатости:
1—донный пульповод; *2*—дырчатая плита; *3* и *4* — бортовые бруски шероховатости; *5* — бруски донной шероховатости.

Отстойники с ребристым дном. На рисунках 33—12 и 33—13 показаны конструкции отстойника с ребристым дном, по скатам которого выпадающие наносы перемещаются к донным продольным пульповодам. Для создания скоростей течения, достаточных для транспортирования выпадающих наносов по пульповодам, последние отделяют от воды отстойника горизонтальными дырчатыми крышками (рис. 33—13) или донной решеткой; движение в таком пульповоде становится напорным. Отделение потока донного пульповода дырчатыми крышками от спокойного потока отстойника позволяет использовать на

транспортирование выпавших наносов сравнительно небольшой расход воды, который постепенно нарастает к концу пульповода. Высоту последнего увеличивают постепенно, обеспечивая нужную транспортирующую способность без излишних гидравлических потерь, чему примерно соответствует постоянство скоростей в пульповоде.

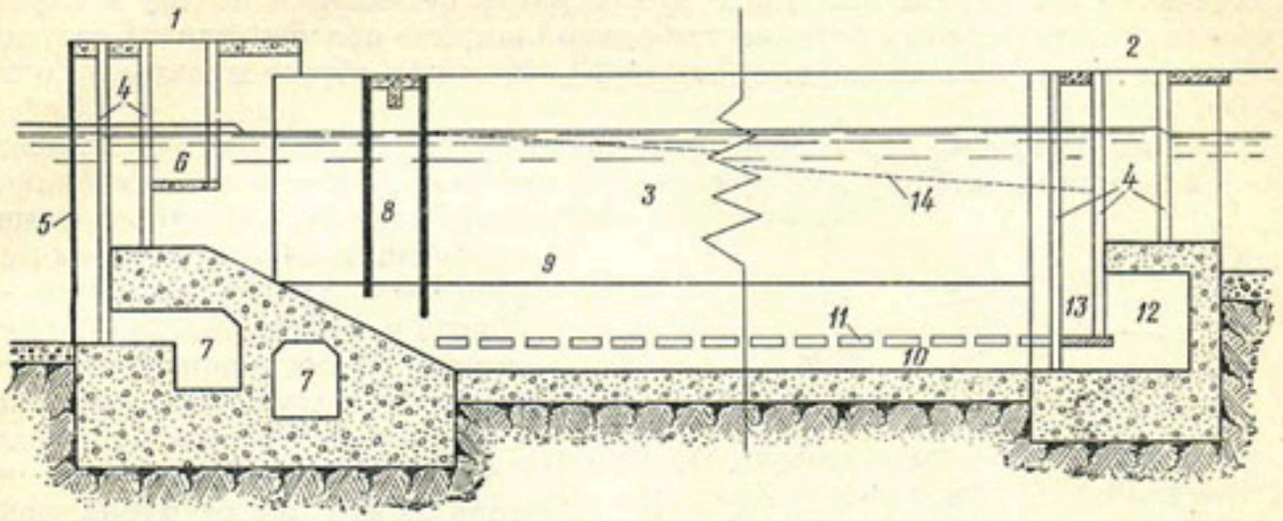


Рис. 33—14. Продольный разрез отстойника водозаборного узла:
1 и *2* — входной и выходной регуляторы; *3* — камера; *4* — затворы; *5* — мусорозадерживающая решетка; *6* — дно шугосброса; *7* — донные промывники входного порога; *8* — уравнительная решетка; *9* — гребни дна отстойника; *10* — донный продольный пульповод; *11* — прикрывающая пульповод решетка; *12* — отводной сборный пульповод; *13* — отверстие для периодической промывки; *14* — пьезометрическая линия донного пульповода.

Для повышения транспортирующей способности донного и соросного пульповодов полезно создавать в них поперечную циркуляцию потока путем косого впуска воды или (лучше) постановкой косых брусков на стенках, делая впуск воды при этом нормальным (рис. 33—13). Бруски бортовой

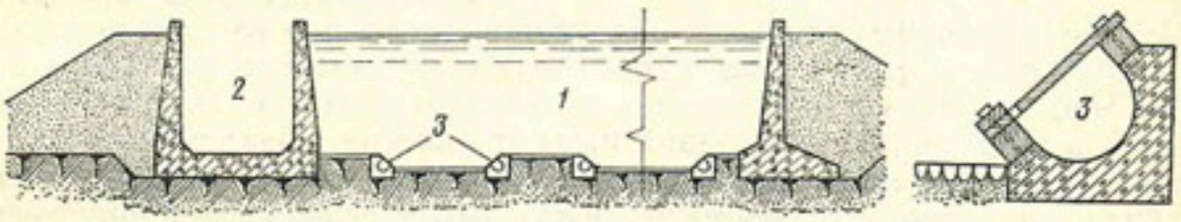


Рис. 33—15. Отстойник системы И. Ф. Ярошеня:
1 — отстойник; *2* — обводное русло; *3* — промывники.

и донной шероховатости высотой около 0,1 ширины пульповода располагают под углом 45° к оси пульповода, коэффициент шероховатости такого лотка будет около 0,040—0,035. Транспортирующая способность винтового потока, создаваемого брусками, в $1^1/_1$—2 раза выше, чем потока в пульповоде без брусков при той же средней скорости течения.

В конце отстойника над донной решеткой полезно устраивать крупные отверстия, перекрываемые затворами, что позволяет работать с периодической промывкой наносов, а также смывать из него шугу (рис. 33—14).

Отстойники с плоским дном. Дно с двускатными ребрами сложно в конструктивном отношении; проще плоское дно, на котором из выпадающих наносов образуются двускатные отложения. Схема подобного отстойника, разработанная И. Ф. Ярошеня, приведена на рисунке 33—15.

§ 33—5. ОТСТОЙНИКИ ОРОСИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ

Вода, поступающая на поля, осаждает на них все содержащиеся в ней наносы, поэтому к очистке воды от наносов при использовании ее на орошение предъявляются более высокие требования, чем при использовании воды

на ГЭС. Оросительная вода должна быть очищена не только от крупных, но и от средних и части мелких наносов, а оставшиеся взвешенные наносы должны быть доведены без заиления каналов до полей, где они принесут пользу как удобрения. Как следствие этих требований, скорости в отстойниках оросительных систем принимают малыми, а размеры отстойников получаются большими. Ширина однокамерного отстойника по дну в случае очистки его землесосами назначается равной ширине полосы захвата сосуном землесоса при папильонаже, т. е. около 20—40 *м* при сбросе пульпы на один берег.

В бесплотинном водозаборе разница в уровнях верхнего и нижнего бьефов невелика, поэтому для обеспечения промывки наносов из отстойников (или хотя бы частичного смыва отложений наносов) стремятся удлинить тракт отстойник — сбросной канал (рис. 31—7); при этом во время промывки в отстойнике получаются размывающие скорости. Расположение бесплотинного водозабора на спрямлении петли русла реки также позволяет создать частичную промывку отстойника.

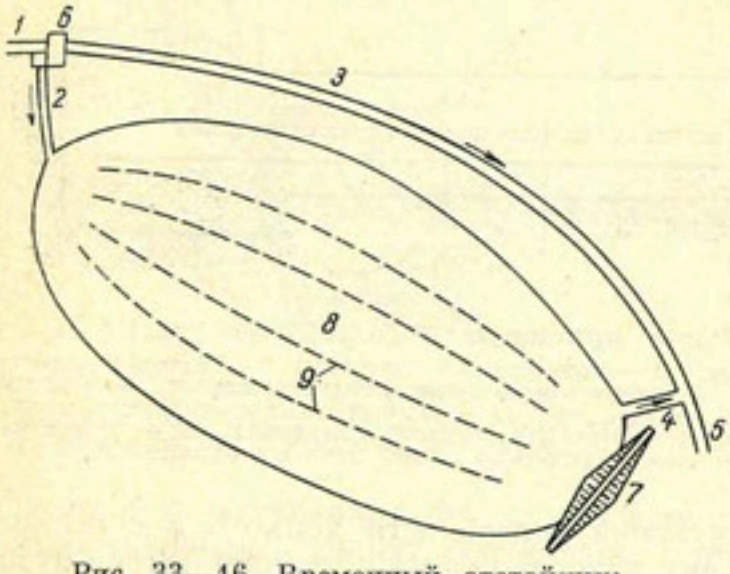


Рис. 33—16. Временный отстойник:
1, 2, 3, 4, 5 — каналы; *6* — перегораживающее сооружение; *7* — земляная дамба; *8* — отстойник; *9* — раздельные валики, плетневые стенки.

Если берега реки прочны, то водозаборное сооружение можно расположить на урезе воды; участок канала за водозаборным сооружением используется для осаждения крупных взвешенных наносов; отсюда их удаляют землесосами обратно в реку. Мелкие взвешенные наносы осаждаются в отстойнике на канале с частичной промывкой в реку (если канал подходит близко к реке) или в сай.

Во многих случаях оказывается целесообразным использовать местные понижения рельефа для осветления воды от наносов, обваловывая их и пропуская через них воду. Длительность заиления таких внутрисистемных отстойников зависит от их объема, мутности воды и ее расхода, пропускаемого через отстойник; так, например, отстойник площадью 100—125 *га* и средней глубиной 2 *м* может вместить до 2 млн. $м^3$ наносов и при расходе воды 10 $м^3/сек$ длительность его заиления при средней мутности будет около 10 лет. Подобные временные отстойники после заиления можно использовать под сельскохозяйственные культуры.

При наличии внутрисистемных отстойников размеры головного отстойника могут быть несколько сокращены за счет уменьшения степени осветления воды в нем, определяемой транспортирующей способностью канала, доводящего воду до внутрисистемного отстойника. Канал этот, большей частью довольно крупный, обладает большей транспортирующей способностью, чем разветвляющиеся каналы за внутрисистемным отстойником.

Во временных отстойниках не допускают переосветления воды; переосветление воды может повести к размыву канала за отстойником; если бороться с размывом путем уменьшения скорости течения в канале (расширяя его и уменьшая глубину), то такой способ борьбы с размывом поведет к увеличению потерь на фильтрацию, и его не следует рекомендовать.

Чтобы избежать переосветления воды, пропускают часть расхода через отстойник (рис. 33—16), а часть — в обход отстойника; эти части подбирают таким образом, что смесь чистой (прошедшей отстойник) и мутной воды (в канале *5*) будет обладать такой мутностью, которая может быть доведена до полей без размыва и без заиления каналов. При таком решении удлиняется срок заиления отстойника. Для полного заполнения чаши отстойника в нем

не допускают сбойного течения, для чего его разделяют на отдельные камеры путем устройства валиков, плетней и т. п.; пропуская поочередно воду через камеры, можно добиться полного использования всего объема отстойника.

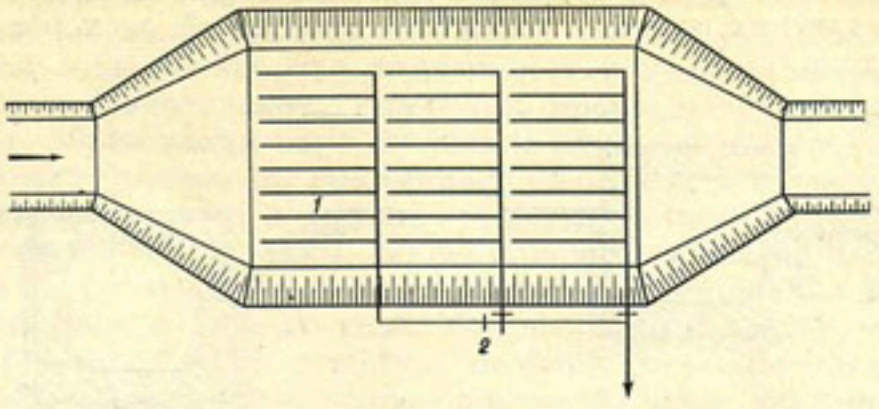


Рис. 33—17. План отстойника:
1 — трубы; *2* — затворы.

В плотинных гидроузлах применимы рассмотренные выше отстойники (рис. 32—22), но размеры их (при заданной степени очистки) получаются столь большими, что сооружение (отстойник) трудно вписать в комплекс гидроузла.

При гидравлическом способе очистки отстойника его располагают в узле или вблизи узла водозаборных сооружений; вследствие имеющейся при

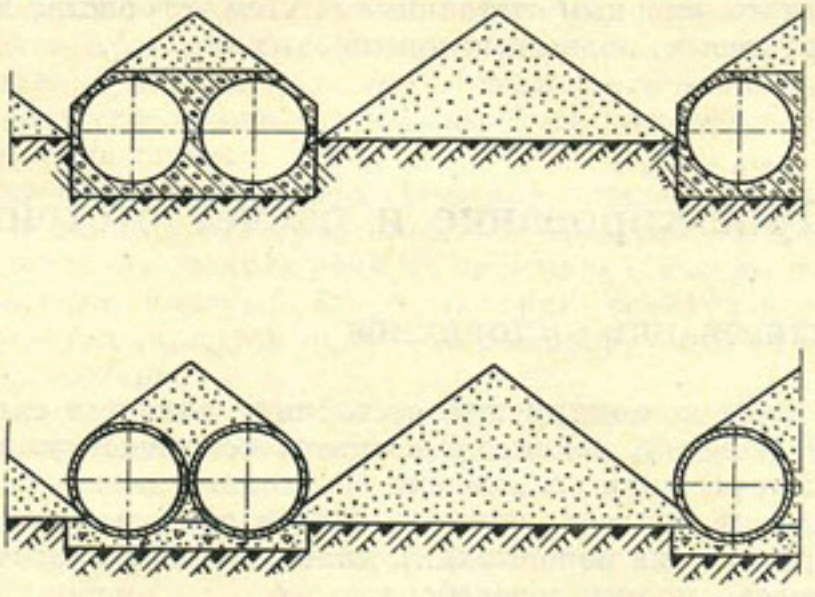


Рис. 33—18. Поперечный разрез промывных труб.

этом большой разности уровней воды в отстойнике и в реке можно развить достаточно большие скорости в отстойнике при промывке; устройство длинной холостой части магистрали, рассчитываемой на пропуск рабочего и промывного расходов, при этом отпадает.

В отстойниках водозаборного узла сооружений ведут очистку воды от крупных и средних взвешенных наносов, очищая воду от мелких наносов в отстойниках с гидравлической или механической очисткой, располагаемых на оросительной сети.

В качестве отстойников с непрерывной промывкой И. Ф. Ярошеня рекомендует расширенные и углубленные ковши, на плоском дне которых укладывается система промывных труб, одно из расположений которых показано на рисунке 33—17; трубы из бетонных блоков (рис. 33—18) или асбоцементные. При продольной укладке труб между ними образуют земляные откосы (рис. 33—18). По В. А. Шаумяну, возможна поперечная укладка труб на том или ином уровне (рис. 33—19). Отвод выпадающих в отстойнике наносов через

трубы будет успешным при безнапорном течении в них; при напорном течении участки труб, удаленные от отводных коллекторов (рис. 33—17), забиваются наносами.

Для развития в трубах скоростей течения, обеспечивающих транспортирование выпадающих наносов, требуется промывной расход около 5—10% рабочего расхода.

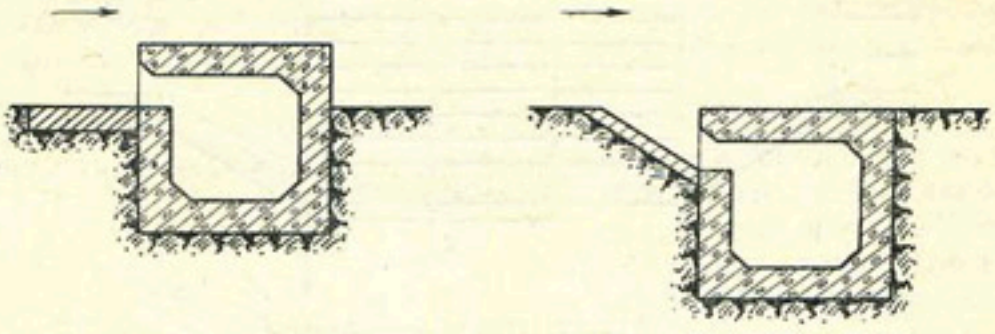


Рис. 33—19. Поперечный разрез приподнятой и опущенной промывных труб.

Работа широких отстойников осложняется ветром, поэтому необходимо защищать их от воздействия ветра лесными полосами.

Равномерный роспуск от узкого канала до широкого отстойника достигается устройством распределительных стенок во входной части отстойника и подъемом дна в средней его части. Все же это не всегда может гарантировать от появления сбойного течения в отстойнике. Целесообразно поэтому переходить к многокамерным отстойникам путем устройства легких раздельных стенок (плетневых, подвесных камышовых и т. п.).

Глава 34

Проектирование и расчет отстойников

§ 34—1. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ОТСТОЙНИКОВ

Выбор системы и конструкции отстойника является сложной технико-экономической задачей, решаемой в общем комплексе узла водозаборных сооружений. Для решения этой задачи необходимо знать степень требуемого осветления воды от наносов, условия подачи воды в систему (непрерывно или с кратковременными перерывами), план водоподачи, водный и наносный режимы источника, систему водозабора.

Отстойники с прерывной (периодической) промывкой просты по конструкции, но отзывчивы к неравномерному распределению скоростей, возникающему из-за неравномерности отложений наносов в начале камеры. Промывка камер от наносов несложна, но вследствие больших и кратковременных сбросов наносов в нижний бьеф плотины у устья пульповодов могут образоваться бары, затрудняющие дальнейшие промывки камер.

В период паводка в камере отстойника, особенно в начале ее, быстро образуются наносные отложения, поэтому приходится часто промывать камеры, что усложняет эксплуатацию; увеличивать же размеры камер неэкономично. Прерывная промывка камер возможна при больших скоростях течения, что связано со значительным снижением уровня воды в камере при отсутствии подтопления со стороны нижнего бьефа реки. Обеспечение непрерывной подачи воды в систему вынуждает делать многокамерные отстойники; строительная стоимость сооружения при этом увеличивается (из-за наличия раздельных стен между камерами). Через отстойники с прерывной промывкой можно смывать шугу, пропуская повышенный расход и снижая при этом уровень воды в камерах не менее, чем при промывке наносов.

Отстойники с непрерывной промывкой наносов сложнее по конструкции, но менее чувствительны к неравномерности распределения скоростей в камерах, так как в них наносы не откладываются. Пульпа сбрасывается непрерывно, и она содержит в несколько раз меньше наносов, чем пульпа при прерывной промывке; вследствие этого бары у устья пульповода или совсем не образуются, или образуются медленно, а в паводки смываются. Если не стремиться к значительному снижению промывного расхода, то можно избавиться от образования бара за устьем пульповода. Промывка наносов производится при рабочем (не сниженном) уровне воды в камере и, следовательно, она меньше зависит от уровней воды за плотиной.

Эксплуатация отстойников с непрерывной промывкой сложна в период налаживания их работы — во время подвески уравнительных решеток, подбора просветов щелей донных решеток, операций с затворами для смыва листьев и мусора с донной решетки, подбора открытия затворов донных галерей для разных горизонтов реки за плотиной. После налаживания работы отстойников с непрерывной промывкой эксплуатация их проще, чем отстойников с прерывной промывкой.

В осенне-зимний период мутность речной воды невелика, поэтому нет необходимости вести непрерывную промывку наносов; камеры отстойника можно промывать по мере накопления в них наносов.

В камерах с донными решетками промывные расходы малы, поэтому нельзя вести через эти камеры промывку шуги. Чтобы иметь и эту возможность, отводной сборный пульповод камер, ближайших к плотине, приспосабливают к пропуску расходов, бóльших, чем промывные при непрерывной промывке; большими расходами можно вести смыв шуги через эти камеры. Для этого потолок пульповода *12*, в который в конце камеры (рис. 33—14) сбрасывается шуга, и потолок сбросного отверстия должны быть выше уровня сбрасываемой шуги; отверстия должны быть достаточно широки, чтобы не стеснять движения шуги.

Число камер отстойника с периодической промывкой выбирают в зависимости: 1) от величины эксплуатационного промывного расхода (который может быть выделен из расхода реки на промывку), составляющего 0,5—1,0 от рабочего расхода камеры; 2) от условий осмотра и ремонта камер; 3) от зимнего режима (пропуск шуги в деривацию, смыв ее в нижний бьеф, недопуск шуги в камеры).

Эти же факторы определяют выбор числа камер отстойника с непрерывной промывкой, но здесь несколько смягчается влияние величины промывного расхода.

Наименьшее количество камер—две-три.

Для обеспечения равномерного распределения скоростей камеры делают неширокими, примерно $<^1/_3$ рабочей длины. Глубину камеры принимают равной 4—6 *м*, меньшие глубины неэкономичны из-за большой ширины отстойника и невыгодны из-за сильной турбулентности потока, ослабляющей оседание наносов.

Скорость течения воды в отстойнике назначают небольшой — 0,20—0,40 *м/сек*, а в речных карманах до 0,50 *м/сек*. При таких скоростях режим потока будет турбулентным, следовательно, пульсация потока будет замедлять выпадение частиц наносов. Выпадение частиц в движущейся воде еще недостаточно изучено, поэтому в расчете скорости выпадения частиц в отстойнике используют данные о так называемой гидравлической крупности наносов, т. е. данные о равномерной скорости выпадения частиц в спокойной воде.

Большие экспериментальные исследования гидравлической крупности кварцевых частиц проведены Б. В. Архангельским [1], А. П. Зегжда, Д. Я. Соколовым, С. В. Астаповым, А. А. Саркисян, А. Газеном, Ричардсом, Креем, Стоксом и др. Обобщая многочисленные исследования по гидравлической

---

[1] Б. В. Архангельский. Экспериментальные исследования точности шкал гидравлической крупности частиц. «Известия НИИГ», т. XV, 1936.

крупности, проф. В. Н. Гончаров предложил следующую таблицу (табл. 34—1) величин гидравлической крупности w в *мм/сек* (значения w округлены мной. Е. З.).

Таблица 34—1

Диаметр частиц (в *мм*)	Гидравлическая крупность (в *мм/сек*) при температуре воды				
	10° С (263,16° К)	15° С (258,16° К)	20° С (253,16° К)	25° С (248,16° К)	30° С (243,16° К)
0,001	0,00068	0,00079	0,0009	0,001	0,001
0,010	0,068	0,079	0,090	0,100	0,110
0,015	0,154	0,178	0,210	0,225	0,253
0,02	0,274	0,316	0,360	0,400	0,450
0,03	0,62	0,71	0,81	0,90	1,01
0,05	1,72	1,97	2,27	2,50	2,81
0,07	2,51	2,88	3,25	3,65	4,10
0,10	5,12	5,88	6,63	7,44	8,37
0,15	11,5	13,3	14,9	16,8	18,8
0,20	17,1	18,8	20,4	22,1	23,7
0,25	22,7	24,3	26,0	27,7	29,3
0,30	28,3	30,0	31,6	33,3	34,9
0,40	39,5	41,2	42,9	44,5	46,1
0,50	50,7	52,4	54,0	55,7	57,3
0,60	61,9	63,6	65,2	66,9	68,5
0,70	73,1	74,8	76,4	78,1	79,7
0,80	84,3	86,0	87,6	89,3	90,9
0,90	95,7	97,4	99,0	100,5	102,1
1,00	106,7	108,4	110,0	111,7	113,3
1,20	129,1	130,8	132,4	134,1	135,7
1,50	162,7	164,4	166,0	167,7	169,3

Таблица 34—2

d	*мм*	2	3	4	5	6	7
w	*мм/сек*	190	233	269	300	329	355
d	*мм*	8	10	15	20	25	30
w	*мм/сек*	380	425	520	602	672	736

Для частиц крупнее 1,5 *мм* температура воды не влияет на гидравлическую крупность (табл. 34—2)[1].

§ 34—2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСНОВНЫХ РАЗМЕРОВ ОТСТОЙНИКА С ПЕРИОДИЧЕСКОЙ ПРОМЫВКОЙ

Расчетом камеры отстойника нужно установить: минимальные размеры, при которых обеспечивается осаждение в камере наносов заданных фракций или заданной доли их, частоту промывок камеры, возможность смыва отложений наносов в нижний бьеф и возможность транспортирования по деривационному каналу или оросительным каналам взвешенных наносов, прошедших через отстойник. Для расчета необходимо знание графика забора воды, режима реки в верхнем и нижнем бьефах и режима мутности в реке.

[1] Примеры расчета отстойников приведены в книге Е. А. Замарина «Проектирование гидротехнических сооружений». Сельхозгиз, М., 1961.

Полнота и подробность данных по первым двум вопросам обычно достаточны для проектирования и расчета отстойников, что же касается наносного режима, то здесь большей частью известны лишь отдельные фазы его, и то зачастую только в отношении общей мутности, главным образом по взвешенным наносам. Сведения о фракционном составе и особенно о распределении фракции по вертикали, а также сведения о донных наносах еще редко имеют систематический характер.

Это обстоятельство при расчете работы отстойника в наиболее напряженный и ответственный период — период наибольшей мутности в реке — вынуждает вести расчеты на наибольшую наблюденную мутность; при наличии лишь кратковременных наблюдений за мутностью, когда нет уверенности в том, что в период наибольшей мутности потока наблюдения велись и данные по ним имеются, приходится пользоваться методом аналогий с другими реками или вводить некоторый запас в величину мутности.

Распределение наносов по вертикали при входе в отстойник будет зависеть также от конструкций водозаборных сооружений и входной части камеры, а также от места расположения отстойника. В отстойниках головных узлов сооружений принимают, вследствие большой турбулентности течения реки, распределение взвешенных наносов равномерным по вертикали.

На деривации, вследствие более спокойного и более равномерного движения воды в подводящем канале, происходит перераспределение наносов по вертикали; эпюра распределения мелких и мельчайших фракций наносов при этом близка к прямоугольнику, средних фракций — к трапеции и крупных фракций — к треугольнику со стороной, равной или меньшей глубины в канале. Мутность из разнородных фракций наносов в 20 $кг/м^3$ (и, вероятно, еще бóльшая) еще не создает условий стесненного падения частиц наносов, поэтому выпадение наносов каждой фракции можно рассматривать в отдельности.

Распределение наносов по фракциям обычно задают в больших интервалах размеров диаметра частиц; нам представляется целесообразным разбивать данные в механическом анализе взвешенных наносов интервалы фракций на 2—3 дополнительных участка, в прямой зависимости от широты интервала, и в расчет вводить гидравлическую крупность нижних пределов таких участков,— если интервалы их узки, или промежуточную, но более близкую к нижнему пределу участка,— если интервалы достаточно широки.

Наносы, выпадая на дно отстойника, постепенно уменьшают его живое сечение, что ведет к постепенному увеличению скоростей течения, следовательно, движение воды в отстойнике будет неустановившимся.

Дать зависимость для длины камеры S с учетом режима реки, режима мутности ее, диаметра и доли осаждаемых фракций, режима и конструкций отстойника, условий промывок и пр. пока не представляется возможным, вследствие многочисленности и чрезвычайного разнообразия участвующих в расчете факторов; поэтому имеющиеся в литературе формулы длин отстойников, учитывающих глубину, скорость течения в отстойнике и гидравлическую крупность заданного к осаждению диаметра частиц, надо рассматривать лишь как первое приближение.

Входную часть отстойника обычно не рассчитывают, а придают ей по конструктивным соображениям форму и размеры, обеспечивающие плавный подвод воды к камере; для ответственных и крупных сооружений форму камеры устанавливают модельными испытаниями.

Рассмотрим некоторые из имеющихся предложений по установлению основных размеров отстойника: ширины B, полной глубины H и длины рабочей части камеры S.

В отстойниках эпюра продольных скоростей течения может быть получена более выровненной, чем в реках, каналах, но все же донные скорости $v_д$ будут меньше средней v и поверхностных $v_п$, а $v < v_{наиб}$ (рис. 34—1). В потоке будет наблюдаться пульсация скоростей, у дна (и у стенок) камеры

будут образовываться восходящие вихри, постепенно затухающие кверху и более спокойно спадающие от поверхности воды книзу.

Пульсация скоростей замедляет опускание частицы наносов на дно, придает траектории опускания криволинейную форму (рис. 34—1).

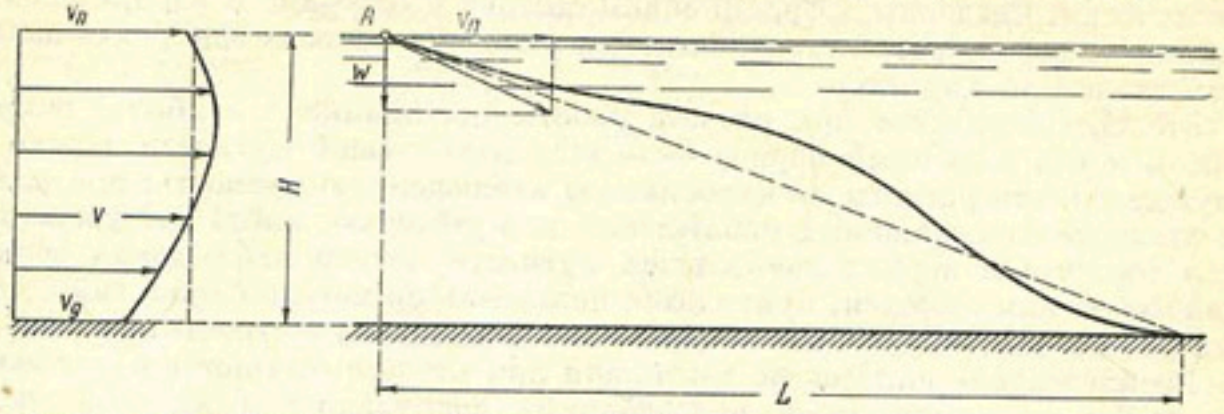


Рис. 34—1. Эпюра продольных скоростей и расчетная схема выпадения наносов в призматической камере.

С. Ф. Савельевым[1] в лаборатории исследовались вертикальные составляющие потока путем изучения пульсации эмульсионных шариков удельного веса, равного удельному весу воды (при глубине воды в опытном лотке 20—40 *см*, скорости течения 10—40 *см/сек*). Исследования показали, что среднеквадратичные значения вертикальной составляющей скорости для середины потока составляли от $^1/_{25}$ до $^1/_{29}$ средней продольной скорости при глубинах воды $H = 20$ *см* и $H = 40$ *см*. При таких глубинах (и при ширине лотка в 40 *см*) влияние дна и бортов будет значительнее, чем в больших потоках при тех же средних продольных скоростях; поэтому в отстойниках при малых величинах продольных скоростей течения влияние пульсации на замедление выпадения песчаных частиц размерами от 0,25 *мм* и крупнее будет, повидимому, незначительным и им пока можно пренебречь; для таких частиц пульсация скажется в рассеянии точек выпадения частиц на дно отстойника.

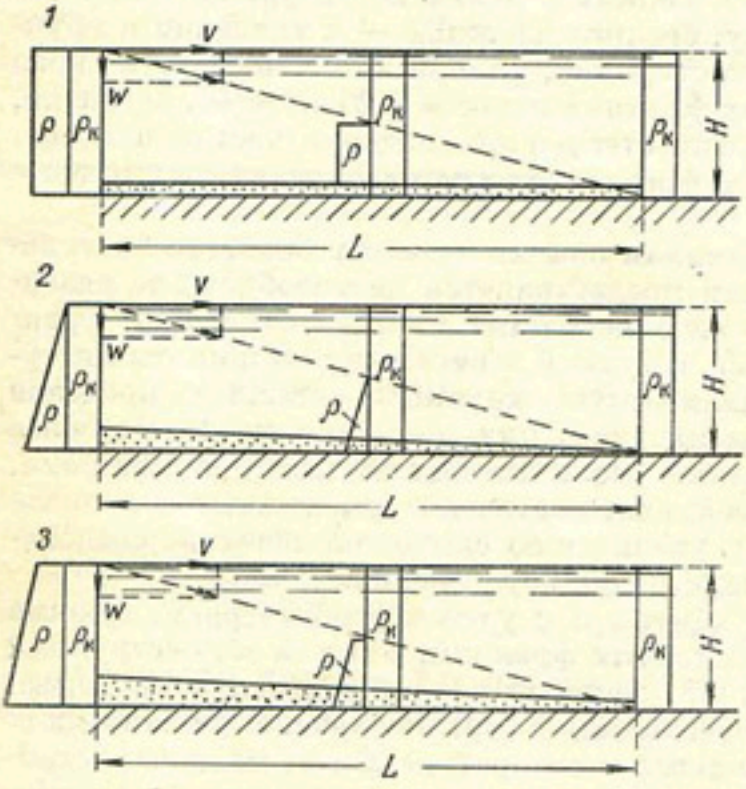


Рис. 34—2. Выпадение однородных наносов в призматическом отстойнике при распределении взвешенных наносов по эпюрам:
1 — прямоугольной; *2* — треугольной; *3* — трапецеидальной.

Неопределенность в эпюре продольных скоростей, ее изменчивость по времени (по мере заиления отстойника), неизвестность скорости выпадения *c* частиц в текущей воде обусловливают принятие ряда допущений в расчете длины падения песчаных частиц размером 0,25 *мм* и выше. Расчет ведут на среднюю продольную скорость *v* и на скорость опускания частиц, равную гидравлической крупности *w*; тогда

[1] С. Ф. Савельев. Исследования вертикальной составляющей скорости потока. «Известия ВНИИГ», т. 22. ОНТИ, Л., 1938.

длина падения L частицы, находившейся на поверхности воды, при горизонтальном дне отстойника (рис. 34—1) найдется из формулы:

$$L = H\frac{v}{w}. \qquad (34—1)$$

Что касается мелких частиц и особенно мельчайших, то замедление выпадения из-за пульсации потока будет существенно сказываться на них; при интенсивной пульсации мельчайшие частицы, как показывает опыт работы незаиляющихся каналов, не выпадают из потока. Незаиляющиеся каналы транспортируют так называемую критическую мутность $\varrho_к$, величина которой и механический состав ее наносов зависит от гидравлических элементов потока (v, R, i, n) и механического состава наносов, содержащихся в мутности вступающего в канал потока.

Выпадение наносов условно считают совершающимся по прямой, совпадающей с направлением равнодействующей средней скорости течения v

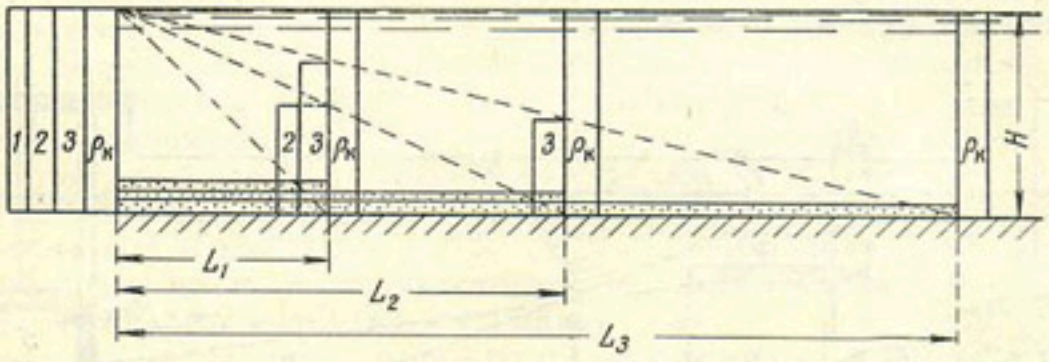


Рис. 34—3. Выпадение разнородных наносов в призматическом отстойнике.

и гидравлической крупности w. На рисунке 34—2 для отстойника с горизонтальным дном и постоянной шириной показано выпадение однородных наносов, эпюра распределения которых по вертикали выражена прямоугольником (равномерное распределение), треугольником и трапецией (неравномерное распределение, более плотное у дна). На эпюрах распределения наносов выделена критическая мутность $\varrho_к$. Рассмотрим выпадение частицы A наносов, находящейся на уровне воды, и какой-либо другой частицы B, расположенной ниже A; условные траектории их падения будут параллельны, но частица A достигнет дна отстойника за более длинный промежуток времени, чем какая-нибудь другая частица B, расположенная ниже первой; поэтому за время падения частицы A на дне уже образуются наносные отложения. Так как время падения частицы A измеряется несколькими минутами, то указанными отложениями, за их малостью, можно пренебречь и считать, что форма наносных отложений будет копировать форму эпюр распределения наносов. На том же рисунке 34—2 показана мутность потока посредине длины выпадения частиц L и в конце L, где мутность потока будет равна критической.

Рассматривая случай, когда мутность потока будет представлена наносами, состоящими не из однородных частиц, а из нескольких фракций (на рис. 34—3 — из трех), равномерно распределенных по вертикали, мы получим условно ступенчатую форму отложений наносов.

Ступенчатая форма отложений наносов рассматривается как схема, упрощающая расчет; в действительности наносные отложения не будут иметь таких резких очертаний контура, образуя более спокойные, плавные очертания отложений.

Такой метод учета фракционного состава взвеси, не будучи громоздким, более надежно устанавливает длину отстойника для задержания заданных фракций, более полно дает картину его заиления, т. е. более достоверно устанавливает сроки промывок камеры.

На рисунке 34—3 показаны мутности потока в конце выпадения частиц: более крупных (первая фракция), крупных (вторая фракция) и средних (третья фракция).

Учет заиления камеры какой-либо фракцией наносов ведут для условий равномерного режима в течение принятого интервала времени t, считая, что наносы равномерно распределяются по длине L слоем δ *см*:

$$\delta = \frac{q\varrho t 60 \cdot 60}{1000 \gamma L} 100 \text{ см}, \qquad (34—2)$$

где q — удельный расход камеры в $м^3/сек$;

ϱ — мутность данной фракции наносов в $кг/м^3$;

γ — объемный вес (объемная масса) наносных отложений (1,2—1,5 $т/м^3$);

t — интервал времени в часах;

L — длина падения частиц данной фракции наносов в *м*.

На самом деле наносы начинают более интенсивно выпадать в начале камеры, вследствие чего скорости течения там повышаются, выравнивая выпадение наносов вдоль камеры.

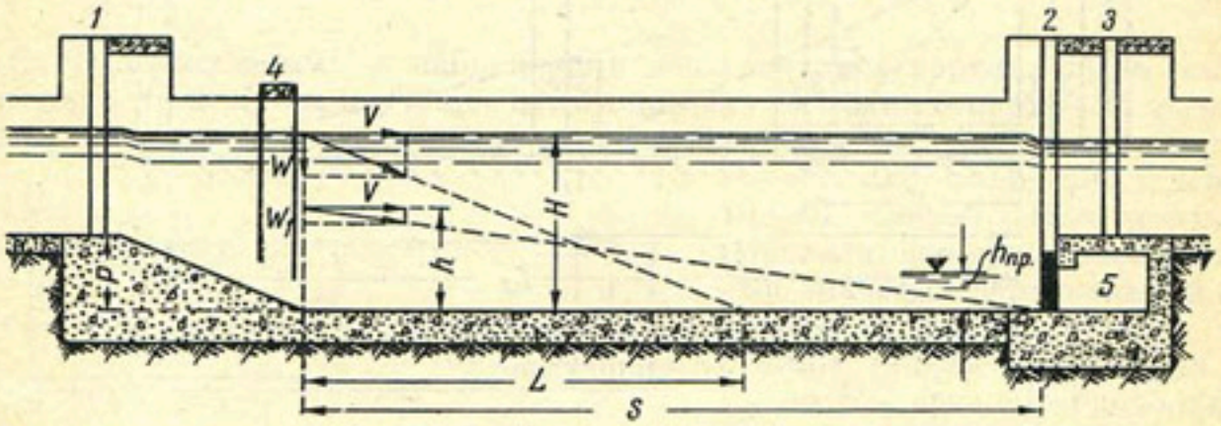


Рис. 34—4. Расчетная схема выпадения наносов в призматической камере отстойника с горизонтальным дном:

1, 2, 3 — затворы; *4* — уравнительная решетка; *5* — промывник.

При проектировании отстойника заглубление дна камеры P устанавливают из условий обеспечения промывки наносных отложений, т. е. в зависимости от разности уровней верхнего и нижнего бьефов; уровень воды в камере при конце промывки с глубиной $h_{пр}$ не должен подтапливаться со стороны нижнего бьефа (рис. 34—4). Если уровень реки подтапливает во время промывки отстойник, то его следует разместить на деривации, устроив в гидроузле водозаборное сооружение и за ним незаиляющийся канал, подводящий воду к отстойнику. Малые уклоны поверхности воды в канале и в отстойнике и большие в реке обеспечат небольшую длину деривации, при которой промывку отстойника не будут затруднять уровни нижнего бьефа.

Длину камеры S в первом приближении выбирают от 1,2 до 1,5 L, с тем чтобы создать необходимый объем для аккумуляции наносов за время их осаждения, т. е. до следующей промывки камеры, считая за L длину отлета осаждаемых частиц заданного (наименьшего) диаметра. Частоту промывок во время напряженной работы отстойника в паводок нежелательно назначать более двух в сутки; более частые промывки сильно усложняют эксплуатацию отстойника.

Камера при принятой частоте промывок не должна быть ни излишне длинна, ни излишне коротка. Желательно полное использование камеры, т. е. заиление всей ее длины, на высоту P в начале и несколько менее в конце. Отсюда ясно, что установить размеры камеры можно методом постепенных приближений: задавшись величинами B, P и S, следует проверить расчетом соответствие их заданным условиям; если подбор не удался, нужно повторить расчет, учтя результаты первого приближения; обычно второе

приближение уже обеспечивает требуемые расчетные условия работы отстойника.

Из нескольких вариантов отстойника следует выбрать экономически наивыгоднейший, учитывая при этом строительную стоимость, стоимость и качество эксплуатации.

Скорости течения в камере принимают небольшими. Наиболее часто принимаются скорости около 0,20—0,30 *м/сек* — при осаждении наносов $d = 0{,}25$ *мм* и около 0,35—0,45 *м/сек* — при осаждении наносов $d = 0{,}5$ *мм*, относя эти величины к очищенному от наносных отложений отстойнику; очевидно, что по мере заиления камеры скорости течения будут повышаться.

При указанных скоростях в отстойниках будут оседать не только те фракции, на задержание которых рассчитан отстойник, но и часть более мелких, что следует учесть в расчете заиления отстойника. Расчет оседания этих фракций будем вести по тому же способу, что и для крупных, что, конечно, не совсем точно, ввиду более медленного оседания их в текущей воде c, чем в стоячей w, так как $c < w$. Неточность такого расчета отчасти компенсируется введением в расчет низшей гидравлической крупности для интервала мелких наносов, а также небольшой долей отложений мелких наносов сравнительно с общим объемом отложений.

Мелкие взвешенные наносы осаждаются в доле от их содержания во взвеси, примерно пропорциональной отношению $h : H$ (рис. 34—4), в котором h находят соответственно из уравнений (34—1) и (34—2), подставляя в них вместо L и H величины S и h, где h — высота, с которой мелкие частицы выпадают по всей длине отстойника; частицы, расположенные на большей высоте, выносятся из отстойника.

Режим в отстойнике вследствие постепенного выпадения наносов и уменьшения живого сечения отстойника будет переменным. Однако ввиду медлительности изменения скоростей течения в отстойнике мы полагаем возможным вести расчет заиления камер в условиях равномерного установившегося режима в течение 4—8-часового отрезка времени. Для указанного интервала времени можно подсчитать по приведенным ниже формулам заиление камеры и учесть влияние этого заиления для следующего интервала времени.

Можно было бы поступить иначе: определив по-предыдущему гидравлические элементы потока в начале и конце интервала, окончательный расчет вести по средним гидравлическим элементам. Не давая существенного уточнения, этот метод весьма громоздок по вычислительным операциям.

Рассмотрим порядок расчета заиления камеры отстойника постоянной ширины с горизонтальным дном, начало расчета отнесем к тому моменту, когда камера была очищена от наносов. Рассчитывая длину выпадения различных фракций наносов по формуле (34—1) за выбранный интервал времени, найдем по формуле (34—2) толщину слоев наносных отложений (рис. 34—3). Суммируя послойные отложения наносов каждой фракции, получим больший слой отложений в начале камеры и меньший — в конце ее; следовательно, скорости течения вдоль камеры не будут одинаковы: в конце выбранного интервала времени скорость в начале камеры v_1 будет больше скорости в конце камеры v_2. Допустим, что отложения наносов линейно возрастают от конца камеры к ее началу; тогда продольные скорости будут линейно уменьшаться от v_1 до v_2 и на расстоянии x от начала рабочей части камеры продольная скорость течения v_x будет равна (обозначения см. на рис. 34—5):

$$v_x = v_1 - \frac{x}{S}(v_1 - v_2). \qquad (34—3)$$

Частицы наносов будут равномерно опускаться со скоростью w, соответствующей данному размеру частицы:

$$y = wt. \qquad (34—4)$$

Время T опускания частицы на дно будет равно для первого интервала времени:

$$T = \frac{H_2}{w}. \qquad (34—5)$$

За это время частица переместится на длину L:

$$L = v_0 T = v_0 \frac{H_2}{w}, \qquad (34—6)$$

где v_0 — скорость в незаиленной камере; $v_0 < v_1$.

Во втором интервале частица осядет на дно за время $T = \frac{H_2}{w}$, но переместится не на длину L, а на большую L_1, равную:

$$L_1 = v_{ср} T \cong \frac{v_1 + v}{2} \cdot \frac{H_2}{w}, \qquad (34—7)$$

где v — скорость течения в месте падения частицы; $v > v_0$.

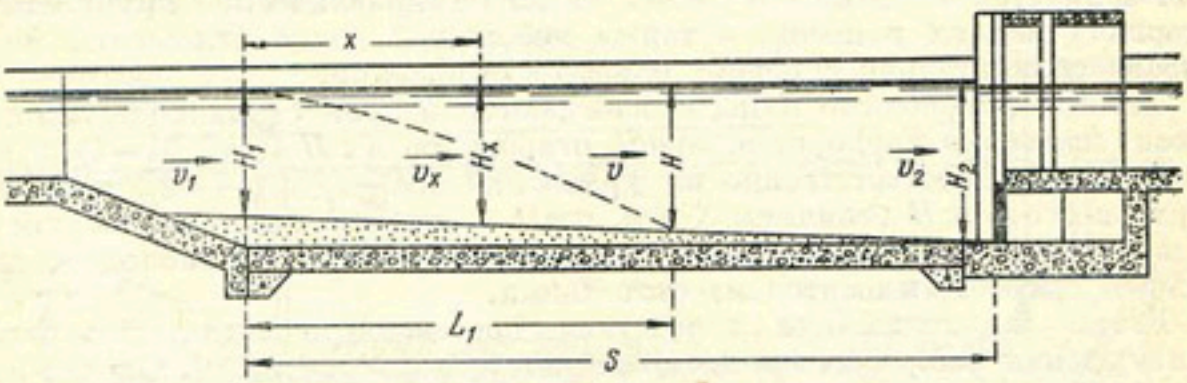


Рис. 34—5. Заиление камеры отстойника.

При неравномерном заилении отстойника длина отлета частиц непостоянна и, как видно из уравнения (34—7), зависит от заиления.

Для продольной скорости можно написать:

$$v_x = \frac{dx}{dt}. \qquad (34—8)$$

Решая совместно уравнения (34—3), (34—4), (34—8), получаем:

$$\frac{y}{S} \cdot \frac{v_1 - v_2}{w} = \ln \frac{v_1 S}{v_1 S - (v_1 - v_2)\, x}, \qquad (34—9)$$

где H и v — глубина и средняя скорость в створе выпадения частиц с гидравлической крупностью w.

Уравнению (34—3) можно придать такую форму:

$$v = v_1 - \frac{x}{L}(v_1 - v); \qquad (34—10)$$

тогда из уравнений (34—9) и (34—10) получаем для длины отлета L выражение:

$$L = \frac{H}{w} \cdot \frac{v_1 - v}{\ln \frac{v_1}{v}}, \qquad (34—11)$$

или, разлагая $\ln \frac{v_1}{v}$ в ряд и ограничиваясь первым членом,

$$L = \frac{H}{w} \cdot \frac{v_1 + v}{2}, \qquad (34—12)$$

что отличается от (34—11) не более $^1/_3$% при соотношении v_1 к v около 1,2. Из предыдущих уравнений, а также используя зависимость:

$$q = Hv, \qquad (34—13)$$

можно получить приближенную зависимость длины отлета частиц:

$$L\left(\frac{w}{q}+\frac{H_1-H_2}{2H_1S}\right)=1. \qquad (34-14)$$

Заиление камеры можно допускать до тех пор, пока заданные к осаждению наносы еще задерживаются в камере и не поступают в канал; далее отстойник следует промыть (или удалить наносы механически); если отстойник не будет своевременно очищен от заданных наносов, то они начнут поступать в канал, а отстойник равномерно заилится.

§ 34—3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ОСНОВНЫХ РАЗМЕРОВ ОТСТОЙНИКА С НЕПРЕРЫВНОЙ ПРОМЫВКОЙ

Многообразие действующих факторов и их изменчивость во времени при эксплуатации отстойников заставляют отыскивать размеры их также путем сопоставления вариантов. В отстойниках с непрерывной промывкой в отличие от отстойников с периодической промывкой уровень воды при промывке не снижается, однако при этом уровень в отстойнике должен настолько превышать уровень нижнего бьефа реки, чтобы можно было развить достаточные скорости в пульповодах, обеспечивающие бесперебойное транспортирование наносов. Назначение отметки дна отстойника должно предусматривать возможность во время межени осмотра и ремонта дна выключенной из работы камеры, без подтопления ее со стороны нижнего бьефа.

Камеры отстойников с непрерывной промывкой выпадающих наносов могут не иметь резервного объема для аккумуляции наносных отложений, поэтому здесь можно принять $S = L$.

Величина L зависит от распределения промывного расхода вдоль камеры. Рассматривая камеру с горизонтальным дном, можно считать живое сечение ее постоянным (пренебрегая изменением наполнения H вследствие малости уклона поверхности воды), а промывной расход—непрерывно убывающим вдоль камеры. Рассмотрим случай, когда промывной расход линейно убывает вдоль камеры. Скорость течения в начале камеры будет равна:

$$v_1=\frac{Q+Q_п}{\Omega}, \qquad (34-15)$$

где Q и $Q_п$ — рабочий и промывной расходы;
Ω — живое сечение камеры.

Скорость в конце камеры будет:

$$v_2=\frac{Q}{\Omega}. \qquad (34-16)$$

Скорость оседания частиц в отстойниках с непрерывной промывкой больше гидравлической крупности, так как вследствие наличия промывного расхода здесь развиваются вертикальные, направленные вниз скорости u. У дна скорости $u_д$ приобретают наибольшее значение:

$$u_д=\frac{Q_п}{LB_д}. \qquad (34-17)$$

На поверхности воды, где только что начинает развиваться движение, скорость u можно считать близкой к нулю. Среднее значение скорости u зависит от очертания живого сечения камеры и расхода $Q_п$:

$$u_{ср}\cong 0{,}5u_д.$$

Время выпадения частицы с высоты H на дно камеры будет тогда равно:

$$T=\frac{H}{w+u}. \qquad (34-18)$$

Составляя уравнение для скорости течения:

$$v = v_1 - (v_1 - v_2)\frac{x}{L} = \frac{dx}{dt} \qquad (34—19)$$

и заменяя t из выражения $y = (w + u)\,t$, получаем для длины камеры уравнение

$$L = \frac{H}{w+u} \cdot \frac{v_1 - v_2}{\ln \frac{v_1}{v_2}} = \frac{H}{w+u} \cdot \frac{v_1 + v_2}{2}. \qquad (34—20)$$

В уравнение (34—20) входит скорость u, зависящая от L; поэтому отыскание L следует вести подбором: приняв в первом приближении $u = 0$, находим L, по ней определяем u и уточняем по формуле (34—20) значение L.

Однако можно не применять подбора, а явно выразить L в функции от u. Для этого надо заменить u через:

$$u = \frac{Q_п}{LB_{ср}} \qquad (34—21)$$

и подставить в уравнение (34—20), что в результате дает следующее выражение:

$$L = \frac{H}{w} \cdot \frac{v_1 + v_1}{2} - \frac{Q_п}{wB_{ср}}. \qquad (34—22)$$

Средняя ширина камеры отстойников находится из уравнения:

$$B_{ср} = \frac{\Omega}{H}, \qquad (34—23)$$

где Ω — живое сечение отстойника;

H — глубина в камере, считая от верха донных решеток.

В отстойниках с периодической промывкой, проектируемых для осаждения наносов с диаметром частиц больше или равным 0,25—0,40 *мм*, величина средней скорости назначается 0,25—0,50 *м/сек*, причем эта скорость соответствует заиленному состоянию отстойника:

$$vBH_р = vB(H - h_м) = Q, \qquad (34—24)$$

где B — ширина отстойника;

H и $H_р$ — полная и расчетная глубина воды в нем;

$h_м$ — высота мертвого объема, заиляемого в период между промывками, предварительно принимаемая равной $(0{,}25—0{,}30)\,H$.

§ 34—4. РАСЧЕТ ЗАИЛЕНИЯ ИРРИГАЦИОННЫХ ОТСТОЙНИКОВ

Рассмотренные способы расчета заиления отстойников применяются к расчету отстойников ГЭС, в которых осаждаются преимущественно крупные взвешенные наносы, составляющие обычно небольшую часть от общей мутности потока.

В отстойниках оросительных систем осаждаются мелкие наносы в значительной доле (50—70%) от общей мутности потока; выпускаемая из отстойника в канал вода в периоды пиков мутности не должна содержать наносов более 2—2,5 *кг/м*^{3}, а обычно менее — около 1,0—1,5 *кг/м*^{3}.

Полную глубину отстойника с периодической промывкой (смывается только часть выпавших наносов, остальные убираются землесосами) принимают около 2,5—3,5 *м*; глубину слоя наносных отложений — 1,0—1,5 *м*.

Скорость выпадения мелких и мельчайших частиц в турбулентном потоке меньше их гидравлической крупности, причиной чего является большее влияние пульсации на мелкие частицы и, отчасти, условия стесненного выпадения.

Пульсация наиболее замедляет падение частиц в придонном слое, вследствие чего в нем мутность потока выше, чем в верхних слоях, что, в свою очередь, способствует замедлению падения.

При значительном содержании наносов падение их замедляется даже в том случае, когда все частицы принадлежат одной фракции; происходит это вследствие того, что в действительности частицы имеют различные формы и размеры, отчего траектории их падения и гидравлические крупности различны; сталкиваясь друг с другом, они теряют часть скорости.

По опытам Ричардса с частицами кварца $d = 2{,}67—0{,}175$ *мм*, скорость стесненного падения составляла 0,5—0,25 от гидравлической крупности w свободного падения. Частицы среднего песка $d = 0{,}25$ *мм* падают со скоростью $c = 0{,}84\ w$ при $\varrho = 50$ *кг/м*³ и со скоростью $c = 0{,}50\ w$ при $\varrho = 160$ *кг/м*³. Замедление увеличивается по мере уменьшения размера частиц и по мере увеличения концентрации пульпы. Явление замедления падения мелких частиц будет наблюдаться в придонном слое и тогда, когда будет иметься меньшее содержание наносов в воде, чем указано выше, что объясняется усилением здесь турбулентности.

Ирригационные отстойники должны задерживать более мелкие фракции взвеси, чем отстойники для ГЭС, и выпускать воду в канал с той мутностью, которая в состоянии будет транспортироваться до орошаемых полей или до внутрисистемного отстойника, не вызывая выпадения наносов в каналах. Ирригационные системы работают на переменном расходе, и часто пропуск форсированного расхода системы совпадает с паводковым периодом реки, т. е. с периодом наибольшей мутности; выпуску из отстойника в этот период воды с бóльшим по абсолютной величине содержанием наносов (и примерно с относительно постоянной долей задержания их в отстойнике) будет соответствовать и бóльшая транспортирующая способность каналов.

Однако не всегда наблюдается совпадение по времени паводкового периода и периода работы системы на форсированном расходе; в таком случае худшими условиями работы отстойника будет работа также в паводковый период, но уже при нормальном расходе системы.

Средние и низовые участки крупных рек характерны большим содержанием взвешенных наносов, преимущественно из мелких фракций. Механический состав заилений каналов показывает, что, например, на Вахшской оросительной системе наибольшее количество осевших наносов имели $d \geqslant 0{,}1$ *мм* [1].

Исследование осевших в каналах наносов Чимбайской системы (в низовьях р. Аму-Дарьи) показало, что оседают частицы с гидравлической крупностью около 0,016 *см/сек*, т. е. с $d \geqslant 0{,}015$ *мм*; примерно то же наблюдается в каналах Сыр-дарьинских систем.

Опыт эксплуатации отстойников на расширенных и углубленных участках каналов показал, что уже при скоростях течения 0,25—0,3 *м/сек* вода достаточно осветляется на длине 2—4 *км*.

Если бы в отстойнике был установившийся режим, то тогда разница между мутностью воды, вступающей в отстойник, и мутностью воды, выходящей из отстойника, умноженная на расход воды, показала бы расход наносов, выпадающих в отстойнике.

При длине отстойника в 2—4 *км*, судя по заилению начальных участков магистральных каналов, не снабженных отстойниками, можно полагать, что к концу отстойника и наносный и водный режимы будут близки к установившемуся; следовательно, в конце отстойника можно без большой погрешности применять формулы транспортирующей способности потока.

---

[1] С. Х. Абольянц. Противонаносные мероприятия на Вахшской ирригационной системе. «Ирригация и гидротехника» № 4, 1936.

Разумеется, для коротких отстойников (менее 1 *км*) формулы транспортирующей способности неприменимы, как выведенные для условий установившегося водного и наносного режимов.

Однако применение формул транспортирующей способности потока в случае длинных отстойников встречает ряд затруднений. Первое затруднение заключается в гидравлическом расчете; дело в том, что в процессе работы отстойник постепенно заиляется, стало быть, меняются его наполнения, гидравлические уклоны и прочие элементы потока,— другими словами, поток находится в неустановившемся состоянии.

Второе затруднение заключается в расчете движения наносов: поток, постепенно осаждая наносы в отстойнике, изменяет и свою мутность в крупность взвешенных наносов: другими словами, наносный режим потока находится также в неустановившемся состоянии.

Первое затруднение можно разрешить исходя из следующих соображений: относительная медлительность заиления отстойника вызывает и медлительность изменения условий установившегося движения, поэтому, если мы выберем достаточно короткие интервалы времени и для них будем проводить гидравлические расчеты как для установившегося режима по средним наполнениям, то тем самым мы не сделаем большой погрешности в расчетах и в то же время применим простые, общеизвестные приемы гидравлического расчета.

Более того, в случае малых заилений отстойника приемлем расчет не по средним наполнениям, т. е. не по полусумме начального наполнения до заиления и конечного после заиления в данном интервале времени, а по начальным наполнениям отстойника в выбранном интервале времени. Такой прием еще более упрощает гидравлический расчет отстойника, но в обоих случаях надо найти величину его заиления в принятый интервал времени, т. е. надо разрешить и второе затруднение.

По данным практики, при указанной длине отстойника можно ожидать полного осаждения фракций наносов до 0,1 *мм*, полного или близкого к полному осаждению фракций наносов 0,10—0,05 *мм* (в зависимости от гидравлических условий), значительного осаждения наносов фракций 0,05—0,01 *мм*; доля осаждения наносов фракций 0,010—0,005 *мм* неопределенна, во всяком случае она невелика. Зная механический состав взвешенных наносов, вступающих в отстойник, и приблизительно состав наносов, выходящих из отстойника, можно найти их средние гидравлические крупности, а по ним транспортирующие способности потока.

Профессор А. Н. Гостунский[1] предлагает расчет заиления ирригационных отстойников ввести с учетом транспортирующей способности потока $\varrho_т$ (или критической мутности, $\varrho_к = \varrho_т$) и рассматривает мутность потока ϱ, состоящей из активной части (иначе — избыточной мутности) $\varrho - \varrho_т$, постепенно заиляющей отстойник, и пассивной части $\varrho_т$, транспортируемой по отстойнику без осаждения. Расчетное уравнение для длины отстойника, мутность в котором представлена однородными наносами с гидравлической крупностью w, составляется из следующих соображений. Выделим в отстойнике с глубиной воды H вертикальную призму с площадью основания F; за промежуток времени dt из призмы выпадет следующее количество взвешенных наносов:

$$(\varrho - \varrho_т)\, wF \cdot dt$$

и призма переместится на $v \cdot dt$, где v — средняя скорость течения воды в отстойнике. Вследствие турбулентного перемешивания потока за время dt произойдет уменьшение мутности в призме на:

$$-d\varrho = \frac{(\varrho - \varrho_т)\, wF \cdot dt}{FH} = \frac{\varrho - \varrho_т}{H}\, w \cdot dt. \qquad (34—25)$$

---

[1] С. Х. Абольянц. Движение взвесей в открытых потоках. Труды САНИИРИ, вып. 96. Ташкент, 1958; А. Н. Гостунский. Поведение взвеси в турбулентной среде. Ташкент 1949.

Если считать H, v и $\varrho_т$ постоянными, как и w, то отсюда получаем:

$$\ln \frac{\varrho_0 - \varrho_т}{\varrho - \varrho_т} = \frac{wt}{H}, \qquad (34—26)$$

где ϱ_0 — общая мутность вступающего в отстойник потока;

ϱ — мутность потока в конце отстойника по прошествии времени t.

Подставляя в это уравнение значения $L = vt$ и $q = Hv$, получим длину отстойника L для заданной в конце его мутности ϱ:

$$L = \frac{q}{w} \ln \frac{\varrho_0 - \varrho_т}{\varrho - \varrho_т}. \qquad (34—27)$$

Так как в действительности по мере заиления отстойника величины H, v, $\varrho_т$ изменяются, то расчет следует вести по отдельным интервалам времени, в течение которых H, v и $\varrho_т$ можно считать постоянными.

В случае разнородного состава наносов А. Н. Гостунский вводит функции распределения их.

П. В. Михеев [1], выделяя в потоке критическую мутность $\varrho_т$, предлагает следующую зависимость для длины отстойника L_x мутностью ϱ_x в конце его:

$$L_x = \frac{Rv}{w_т} \ln \frac{\bar{w}_0 (\varrho_x - \varrho_т) + \bar{w}_т (\varrho_0 - \varrho_x)}{\bar{w}_0 (\varrho_x - \varrho_т)}. \qquad (34—28)$$

Здесь $\bar{w}_0$ и $\bar{w}_т$ — средние гидравлические крупности потока, вступающего и выходящего из отстойника.

А. Г. Хачатрян, изучая наносный режим рек, предложил в качестве основной характеристики состава взвешенных наносов график их распределения по равнобокой гиперболе с некоторой постоянной c_0 (рис. 34—6):

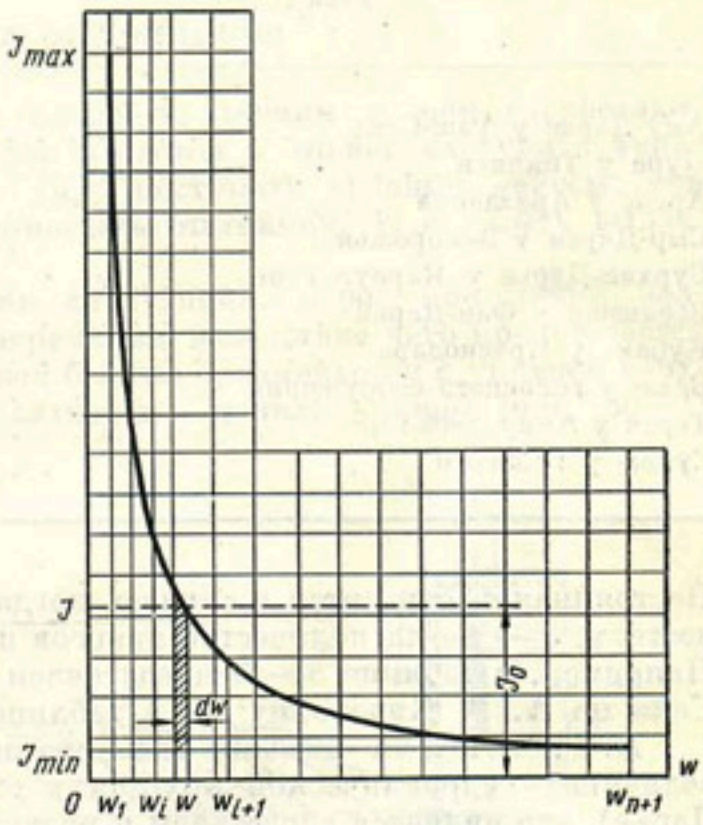


Рис. 34—6. График $\bar{j}_{ок}\, w = c_0$.

$$\bar{j}_{0к} w = c_0, \qquad (34—29)$$

где $\bar{j}_{0к}$ — ордината распределения наносов с гидравлической крупностью w, изменяющейся от $w_{\min} = w_1$ до $w_{\max} = w_{n+1}$. Относительная мутность определяется как средняя в пределах фракции

$$\bar{j}_i = \frac{\varrho_i}{w_{i+1} - w_i}, \qquad (34—30)$$

где ϱ_i — удельное содержание наносов фракции i с предельными гидравлическими крупностями частиц фракции w_i и w_{i+1}. Связь между c и c_0 выражается уравнением:

$$c = \frac{c_0}{\varrho_0}. \qquad (34—31)$$

[1] П. В. Михеев. Поток и наносы. ВНИИГиМ, М., 1952.

Таблица 34—3

ρ_0 и ρ_i	Мутность (в $кг/м^3$) по фракциям (в $мм$)				
	<0,015	0,015—0,05	0,05—0,10	0,10—0,25	>0,25
Средняя ρ_0=3,37 $кг/м^3$	1,33	1,36	0,60	0,06	0,02
Средняя ρ_i в % . . .	39,5	40,4	17,7	1,9	0,5

Таблица 34—4

Реки	Предельные значения гидравлической крупности (в $мм/сек$)		c
	w_{n+1}	$w_1 \times 1000$	
Аму-Дарья у Таш-Сака	11	36,0	0,210
Кура у Тбилиси	86	0,3	0,087
Аракс у Араздаяна	100	0,02	0,067
Сыр-Дарья у Запорожья	126	1,1	0,094
Сурхан-Дарья у Караул-Тепе	46	56,0	0,175
Зеравшан у Фан-Дарьи	115	3,0	0,105
Кубань у Краснодара	35	0,14	0,087
Вахш у головного сооружения	46	12,0	0,137
Терек у Амираджи-Юрт	9	0,0007	0,065
Сунжа у Грозного	59	0,0007	0,055

Постоянная c_0 относится к случаю, когда наносы даны общим весовым количеством, c — когда количество наносов принято равным единице (удельное). Например, в таблице 34—3 представлен состав наносов Аму-Дарьи у Таш-Сака по А. Г. Хачатряну[1], а в таблице 34—4 — величина c.

А. Г. Хачатрян отмечает большую разницу в принимаемых для расчета величинах гидравлической крупности смеси (в 10 раз для наносов Аму-Дарьи), что является следствием и различных способов вычисления ее величины и различных способов механического анализа наносов.

Постоянную c_0 можно определить из условия равенства площади, ограниченной кривой распределения (рис. 34—6) и прямыми $j_{0к} = j_{min}$ и $w = w_1$, весовому количеству наносов ρ_0:

$$\rho_0 = c_0 \left(\ln \frac{w_{n+1}}{w_1} - \frac{w_{n+1} - w_1}{w_{n+1}} \right). \qquad (34—32)$$

Величина наибольшей гидравлической крупности взвешенных наносов w_{n+1} принимается равной наибольшей взвешивающей скорости $u_в$, которая, на основании опытных данных, приближенно равна:

$$u_в = 0{,}065\,(v - 0{,}05)\,i^{1/4}. \qquad (34—33)$$

При предельном насыщении потока наносами постоянная кривой распределения наносов достигает своего предельного значения $c_т$, равной, как показали полевые исследования Куль-Арыкского отстойника (Аму-Дарья), в первом приближении:

$$c_т = 200 u_в. \qquad (34—34)$$

1 А. Г. Хачатрян. Отстойники на оросительных системах. Сельхозгиз, 1957.

Отсюда можно написать для транспортирующей способности следующую зависимость:

$$\varrho_т = c_т\left(\ln\frac{u_в}{w_1} - \frac{u_в - w_1}{u_в}\right) = 200\,u_в\left(\ln\frac{u_в}{w_1} - \frac{u_в - w_1}{u_в}\right). \qquad (34—35)$$

Считая, что выпадение наносов следует уравнению (34—1), А. Г. Хачатрян предлагает ряд уравнений, отражающих динамику осаждения наносов[1].

Глава 35

Промывка отстойников

§ 35—1. ПЕРИОДИЧЕСКАЯ ПРОМЫВКА ОТСТОЙНИКОВ

По мере заиления отстойника скорости течения в нем возрастают, интенсивность выпадения наносов уменьшается и может наступить такое положение, при котором в канал будут поступать вредные наносы; для предотвращения этого необходимо промыть отстойник, т. е. смыть выпавшие наносы.

Порядок безнапорной промывки следующий: перед промывкой полностью опускают затворы в начале деривации, вследствие чего прекращается течение в камере и уровень воды в ней быстро сравнивается с уровнем верхнего бьефа; после этого опускают затворы в начале камеры (рис. 35—1)

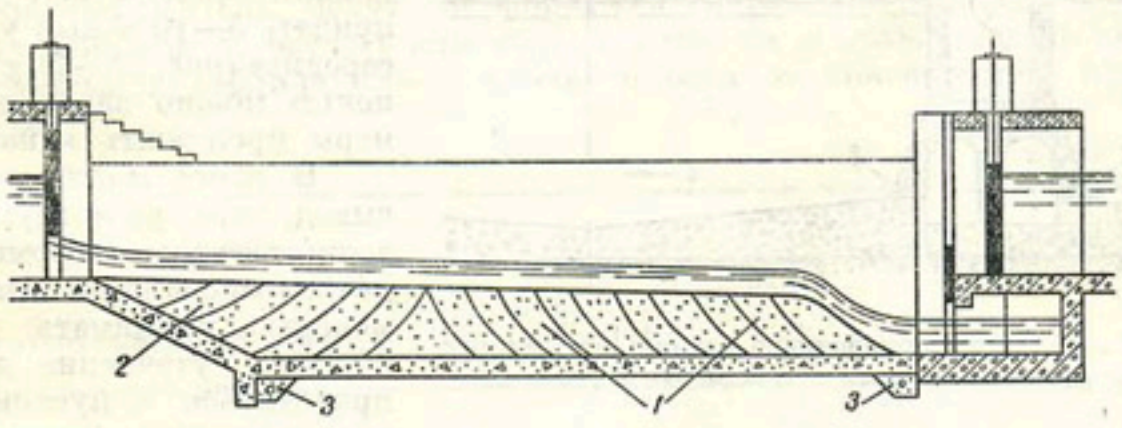


Рис. 35—1. Схема смыва наносов из камеры:
1 — глыбы обрушения; *2* — зоны вымыва; *3* — дренаж

на такую величину, чтобы при свободном истечении из-под затвора пропускался принятый промывной расход (около 0,5 — 1,0 рабочего расхода камеры), затем полностью поднимают затворы промывников. При такой последовательности операций с затворами уровень воды в камере быстро и значительно снижается, и затворы у входа в камеру начинают пропускать принятый промывной расход при свободном истечении.

Вследствие больших скоростей у входа в промывник наносы глыбами сваливаются на дно отстойника; глыбы быстро разрушаются падающим током воды и сносятся в промывник. В начале камеры большими скоростями истечения из-под затвора наносы также быстро размываются и транспортируются во взвешенном состоянии по верху отложений к промывнику. При этом потоком размывается и верхний слой наносных отложений, однако доля этой формы размыва наносов по сравнению с двумя первыми незначи-

[1] См. также Ф. С. Салахов. Гидравлический расчет ирригационных отстойников. Труды АзНИИГиМ, вып. 5. Баку, 1964.

тельна. Промывка описанным способом камеры отстойника с короткими пульповодами оросительной системы на р. Малке, проведенная экспедицией Московского гидромелиоративного института, с полным удалением двухметрового слоя наносов на длине около 50 *м* заняла 7 *мин*; опыт промывок камер других отстойников дает основание считать длительность их не более 15 *мин*.

Столь малая продолжительность промывок обязывает ставить, особенно у промывников и в начале камер, быстроходные затворы; медлительность операций с затворами может повести к бесцельной трате воды и к ухудшению условий работы нижнего бьефа.

После окончания промывки закрывают отверстия донных промывников, уровень в камере сравнивается с уровнем верхнего бьефа, далее поднимают затворы при входе в камеру и потом при выходе из отстойника в канал.

Организация промывки камер с отрицательным уклоном дна несколько отлична от описанной. Сначала полностью опускают затворы у деривации, затем опускают также полностью затворы у входа в камеру, потом полностью открывают затворы у водоводов (располагаемых в створе с входными в камеру затворами) и у промывников. Иногда к концу промывки входные затворы отстойника слегка приподнимают для смыва наносов с наклонной плоскости входа. Промывка таких камер несколько длительнее, чем камер с положительным уклоном, вследствие меньших скоростей потока, поступающего из конца водовода в камеру (из-за потери части напора в водоводах). С целью сокращения продолжительности промывок можно устроить ряд небольших отверстий из водоводов в камеру, а дну камеры в поперечном сечении придать 5—10%-ный уклон к середине (рис. 35—2); с той же целью можно вдоль оси камеры проложить канавку [1].

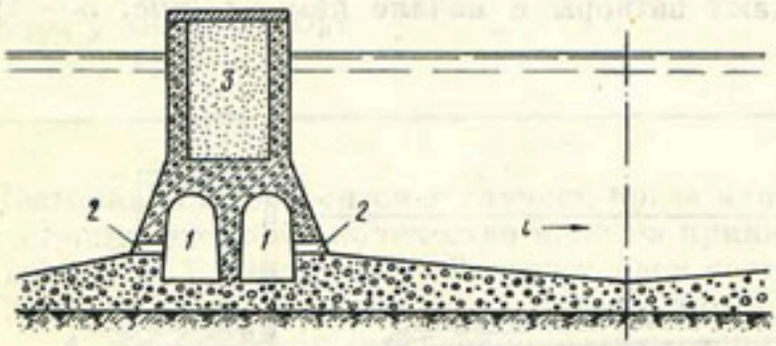


Рис. 35—2. Часть поперечного разреза отстойника: *1* — водоводы; *2* — отверстия; *3* — песчаное заполнение.

В итоге можно сделать вывод, что расчетную продолжительность промывок с учетом операций с затворами можно принимать около 30 *мин*; уточнение должно проводиться в пусковой период отстойника.

Следует подчеркнуть, что установленная в производственных условиях краткая продолжительность промывок должна быть обеспечена соответствующей пропускной способностью сбросных трактов для транспортирования пульпы; необеспеченность транспортирования пульпы, забивка трактов наносами может повести к увеличению длительности промывок.

Для отстойников ГЭС, в которых задерживаются преимущественно средние и крупные наносы, ТУ 24-110—48 рекомендуют назначать величину промывной скорости $v_{пр}$ по следующей приближенной эмпирической зависимости:

$$v_{пр} = w \sqrt{\frac{h_{пр}}{d}} \sqrt[4]{p}, \qquad (35—1)$$

где d — диаметр частиц наносов, мельче которых в отложениях содержится 75%;

w — их гидравлическая крупность, определяемая по таблицам 34—1 и 34—2;

[1] К. Г. Попов. Самопромывающийся отстойник системы инж. Попова. «Вопросы ирригации», сб 1. Изд. Узирстрой, Самарканд, 1934.

$h_{пр}$ — средняя глубина в отстойнике при промывке, составляющая около 10—30% от расчетной глубины в отстойнике $H_р$;

p — содержание в промывном потоке наносов в % по весу (2—8%).

Удельный промывной расход $q'_{пр}$ рекомендуется увеличивать на 10—25%, т. е. считать:

$$q'_{пр} \geqslant (1{,}1 \div 1{,}25)\, v_{пр} h_{пр}. \qquad (35—2)$$

Предполагая равномерный по времени смыв наносов, длительность промывки можно приближенно найти из формулы:

$$t_{пр} = \frac{100\gamma V}{(p - p_0)\, q'_{пр} B}, \qquad (35—3)$$

где V — кубатура смываемых наносных отложений;

γ — их объемный вес (объемная масса);

B — ширина камеры;

p_0 — содержание наносов (в % по весу) в потоке, вступающем в отстойник.

В отстойниках оросительных систем при промывке мутность потока $\varrho_{пр} = \varrho_т$ для гидравлических условий промывки, следовательно, из отстойника удаляется расход наносов $(\varrho_{пр} - \varrho_0)\, Q$ *кг/сек*. По мере смыва наносов уменьшается скорость течения, уменьшается $\varrho_{пр}$ и при $\varrho_{пр} = \varrho_0$ (мутности вступающего в камеру потока) смыв наносов прекращается. Наиболее интенсивно смываются наносы в начале промывки, поэтому вместо редких длительных промывок целесообразно вести частые, но кратковременные промывки.

В производстве гидромеханизационных работ нередко расчет транспортирования пульпы ведут по формулам гидравлики, увеличивая уклоны, получающиеся по расчету для чистой воды, на поправочные коэффициенты, указанные в таблице 35—1, в зависимости от консистенции пульпы (по объему) [1].

Таблица 35—1

Консистенция пульпы	1 : 12	1 : 10	1 : 8	1 : 5	1 : 3
Поправочный коэффициент	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5

По Г. Н. Роеру, для песчаных частиц скорость течения в водоводе прямоугольного сечения в условиях безнапорного потока должна быть не меньше [2]:

$$v_c = 11{,}2 \left(\frac{m+2}{m}\right)^{0{,}326} R^{0{,}473} [(\gamma_п - 1)\, w]^{0{,}326} \frac{\gamma_т^{0{,}0814}}{\Delta^{0{,}17}} \; м/сек, \qquad (35—4)$$

где $m = \frac{b}{H}$;

b — ширина потока в *м*;

H — его глубина в *м*;

R — гидравлический радиус в *м*;

$\gamma_п$ — удельный вес пульпы в $т/м^3$;

w — средневзвешенная гидравлическая крупность наносов в *м/сек*;

$\gamma_т$ — удельный вес частиц наносов в $т/м^3$;

Δ — абсолютная шероховатость русла в *м*.

[1] В. М. Шкундин. Гидромеханизация в строительстве. Машстройиздат, М., 1949, стр. 109.

[2] Г. Н. Роер. Новые формулы и метод расчета напорного и безнапорного гидротранспорта грунта. «Гидротехническое строительство» № 8, 1948.

Формулу (35—4) можно переписать так:

$$v_c = A\left[\frac{m+2}{m}(\gamma_п - 1)\,w\right]^{0,326} R^{0,473}, \qquad (35—5)$$

где $A = 39{,}3$ при $\gamma_т = 2{,}65$ $т/м^3$ и $\Delta = 0{,}001$ $м$ (цементная штукатурка);
$A = 29{,}8$ при $\gamma_т = 2{,}65$ $т/м^3$ и $\Delta = 0{,}005$ $м$ (бетонная кладка).

Создавая винтовое движение в пульповоде, можно значительно повысить его транспортирующую способность или, при тех же значениях b, H и $\varrho_{пр}$, понизить v_c.

Винтовое движение создается плавными поворотами пульповода или устройством невысоких донных и бортовых брусков искусственной шероховатости. Низкие живые сечения ($m > 2$) также содействуют уменьшению v_c.

§ 35—2. НЕПРЕРЫВНАЯ ПРОМЫВКА ОТСТОЙНИКОВ

В отстойниках с непрерывной промывкой консистенция пульпы невелика, мутность промывного расхода определяется следующим путем: пользуясь формулами (34—15) ÷ (34—23), устанавливают, какие наносы и сколько их оседают в камере; пусть это количество будет ϱ $кг$ в 1 $м^3$ при мутности вступающего в камеру потока ϱ_0. Далее, зная рабочий расход Q камеры и ее промывной расход $Q_{пр}$ (около 5—15% от рабочего), определяют мутность промывного расхода $\varrho_{пр}$:

$$\varrho_{пр} = \frac{(Q + Q_{пр})\varrho_0 - Q(\varrho_0 - \varrho)}{Q_{пр}} = \varrho_0 + \varrho\frac{Q}{Q_{пр}}. \qquad (35—6)$$

Промывка ведется в условиях напорного потока.

Для обеспечения транспортирования из отстойника по напорным пульповодам выпавших наносов надо развить скорости не менее (по Г. Н. Роеру):

$$v_c = B\,[(\gamma_п - 1)\,w]^{0,326} R^{0,473}, \qquad (35—7)$$

где $B = 58{,}8$ при $\gamma_т = 2{,}65$ $т/м^3$ при $\Delta = 0{,}001$ $м$;
$B = 44{,}7$ при $\gamma_т = 2{,}65$ $т/м^3$ и $\Delta = 0{,}005$ $м$.

Создание винтового потока в напорном пульповоде значительно повышает его транспортирующую способность.

Формулам (35—5) и (35—7) можно придать более простую форму при гидравлическом радиусе, меньшем единицы (за счет незначительного отклонения результатов).

Для свободного потока:

$$v_c = C\sqrt[3]{\frac{m+2}{m}(\gamma_п - 1)\,w}\,\sqrt{R}, \qquad (35—8)$$

где $C = 42$ при $\Delta = 0{,}001$ $м$ и $C = 32$ при $\Delta = 0{,}005$ $м$ (цементная штукатурка и бетонная кладка).

Для напорного потока:

$$v_c = E\sqrt[3]{(\gamma_п - 1)\,w}\,\sqrt{R}, \qquad (35—9)$$

где $E = 66$ при $\Delta = 0{,}001$ $м$ и $E = 50$ при $\Delta = 0{,}005$ $м$.

ТУ 24-110—48 рекомендуют эмпирическую зависимость, предложенную В. С. Кнорозом для галерей круглого сечения:

$$v_{пр}^{1,25} = w\sqrt[6]{p}\,\sqrt{\frac{4Q_{пр}}{\pi d^2}} \qquad (35—10)$$

при тех же обозначениях, что и в формуле (35—1).

Мутность промывного расхода редко превосходит 25 *кг/м*³, поэтому расчет пульповодов ведут по формулам гидравлики без введения коэффициента увеличения гидравлического уклона, и скорость в пульповоде назначают относительно малой, но не меньше 1,3 *м/сек* — для мелкого песка, 1,5 *м/сек* — для среднего песка, 2,0 *м/сек* — для гравия и 2,5 *м/сек* — для мелкой гальки.

Движение в донных пульповодах (галереях) совершается с переменной массой. В начале галереи протекает небольшой расход воды, вместе с тем здесь выпадает большее количество наносов, чем в конце галереи, и к тому же более крупных фракций. С целью облегчения транспортирования наносов по галерее, особенно в ее начальной части, в нее перед донными решетками или плитками с отверстиями впускается часть (около $^1/_5$) промывного расхода.

Поперечные сечения галереи назначают с учетом изменения величин промывных расходов, что скажется, во-первых, на выполнении требований о минимальных скоростях в галерее и, во-вторых, на ограничении максимальных скоростей в галерее 4—5 *м/сек* при больших промывных расходах.

Выполнение первого требования обеспечит транспортирование пульпы донной галереей; выполнение второго требования обеспечит как сохранение нормальных условий отстоя наносов в отстойнике, которые могут нарушиться при чрезмерных скоростях в галерее из-за энергичного подсоса воды через щели решеток или плиток галереи, так и меньшее истирание наносами пульповодного тракта. В целях предупреждения закупорки донной галереи наносами ее проектируют так, чтобы скорость в ней постепенно возрастала от начала к концу. Далее, так как непрерывная промывка наносов возможна при различных промывных расходах, то принятый наибольший промывной расход должен пропускаться из донной галереи в сборный пульповод при полностью поднятом затворе; все другие, меньшие промывные расходы, будут пропускать из-под затвора, поставленного в конце донной галереи.

Расчет донной галереи и пульповода за ней ведется проверочным способом; он заключается в том, что, ввиду множества действующих взаимно зависимых факторов и трудностей непосредственного учета их при отыскании размеров сооружений, последними задаются с последующей проверкой расчетом.

Донная галерея питается через отверстия в перекрывающих ее плитах (рис. 33—13 и 33—14), поэтому расход ее постепенно возрастает к концу, т. е. движение совершается с переменной массой; не составляя уравнения для потока с переменной массой, учтем этот факт уравнениями равномерного движения, составляемыми для отдельных створов потока. Для первичных проверок принятых конструкций выбирают 3—4 створа, размещаемые в центрах принятых долей длины донной галереи.

Если обозначить через ω площадь отверстий в плитах, приходящихся на 1 *пог. м* длины донной галереи, то расход q, проходящий через эти отверстия, будет равен:

$$q = \mu\omega\sqrt{2gz}, \qquad (35—11)$$

где z берется как разность между уровнем воды в отстойнике и линией пьезометрических напоров в донной галерее (показана пунктиром на рис. 33—14). Чтобы галерея равномерно питалась через отверстия, надо иметь постоянным q, что при переменном z требует переменной ω, полагая при этом коэффициент расхода за постоянную величину.

В начале отстойника z мало, значит, здесь следует увеличить ω путем учащения и увеличения отверстий в плитах. В конце отстойника z велико, здесь следует уменьшить ω путем уменьшения числа и размеров отверстий в плитах, перекрывающих галерею.

Далее находят гидравлические (пьезометрические) уклоны на каждом участке галереи и отвечающие им потери напора по формулам:

$$v = c\sqrt{Ri}; \quad h_w = il; \quad n \cong 0{,}035 \div 0{,}04.$$

Здесь коэффициент шероховатости несколько повышен за счет потерь, вызываемых пуском в поток струй через отверстия в плитах, и возможных отложений отдельных крупных наносов.

Сборный пульповод собирает промывные воды из донных галерей. Проектируется он в условиях напорного или безнапорного движения, при котором он более доступен осмотру и ремонту (в зимнее время). Гидравлический расчет ведут тем же способом, что и расчет донной галереи, рассматривая отдельные сечения пульповода, питаемые тем или иным количеством донных галерей.

Оглавление

ЧАСТЬ ПЕРВАЯ

ВВЕДЕНИЕ

Глава 1. **Краткий исторический обзор развития советской гидротехники** . . 5
§ 1—1. Гидротехника и ее задачи 5
§ 1—2. Состояние гидротехнической науки в дореволюционной России 6
§ 1—3. Гидротехническое строительство в дореволюционной России 10
§ 1—4. Развитие гидротехнического строительства в СССР 12
§ 1—5. Развитие гидротехнической науки в СССР 14

Глава 2. **Классификация и проектирование гидротехнических сооружений** . . 17
§ 2—1. Классификация гидротехнических сооружений 17
§ 2—2. Задачи и условия проектирования 23

ЧАСТЬ ВТОРАЯ

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ НА МЕЛИОРАТИВНЫХ И ГИДРОЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ СИСТЕМАХ

Глава 3. **Гидротехнический расчет** 25
§ 3—1. Задачи гидротехнического расчета 25
§ 3—2. Расчет флютбетов по способу линейной контурной фильтрации 28
§ 3—3. Расчет флютбетов по методу гидродинамики 32
§ 3—4. Сооружения на неоднородных грунтах 45
§ 3—5. Определение толщины флютбета 49
§ 3—6. Фильтры 51
§ 3—7. Дренирование сооружений 55

Глава 4. **Регулирующие сооружения на каналах** 60
§ 4—1. Регуляторы-водовыпуски 60
§ 4—2. Подпорные регуляторы 67
§ 4—3. Сбросные регуляторы 72
§ 4—4. Узлы регуляторов на каналах 74
§ 4—5. Сборно-блочные регуляторы 81
§ 4—6. Гидравлический расчет регуляторов 84

Глава 5. **Водопроводящие сооружения** 90
§ 5—1. Трубы под каналами 90
§ 5—2. Лотки и акведуки 93
§ 5—3. Дюкеры 102
§ 5—4. Гидротехнические туннели 111

Глава 6. **Сопрягающие сооружения** 122

§ 6—1. Перепады 122
§ 6—2. Гидравлический расчет перепадов 135
§ 6—3. Быстротоки 140
§ 6—4. Консольные перепады 154
§ 6—5. Сборные сооружения 163

ЧАСТЬ ТРЕТЬЯ

ЗАТВОРЫ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Глава 7. **Плоские затворы** 168

§ 7—1. Общие сведения о затворах 168
§ 7—2. Шандоры, спицы, плоские задвижные затворы 171
§ 7—3. Колесные затворы 181

Глава 8. **Криволинейные затворы** 190

§ 8—1. Сегментные затворы 190
§ 8—2. Секторные затворы 201
§ 8—3. Вальцовые затворы 204
§ 8—4. Вертикально-цилиндрические затворы 207

Глава 9. **Крышевидные и разборчатые затворы** 208

§ 9—1. Крышевидные затворы 208
§ 9—2. Разборчатые затворы 209

Глава 10. **Затворы глубинных отверстий** 214

§ 10—1. Дроссельные затворы 214
§ 10—2. Игольчатые и конусные затворы 217

Глава 11. **Затворы судоходных шлюзов** 219

§ 11—1. Затворы верхних голов шлюзов 219
§ 11—2. Затворы нижних голов шлюзов 220

ЧАСТЬ ЧЕТВЕРТАЯ

ВОДОХРАНИЛИЩНЫЕ ПЛОТИНЫ

Глава 12. **Виды плотин** 223

§ 12—1. Цели устройства плотин 223
§ 12—2. Классификация водохранилищных плотин 225

Глава 13. **Земляные плотины** 226

§ 13—1. Типы плотин 226
§ 13—2. Насыпные земляные плотины 228
§ 13—3. Намывные плотины 237
§ 13—4. Фильтрация через плотины на непроницаемом основании 243
§ 13—5. Фильтрация через плотины на проницаемом основании 250
§ 13—6. Фильтрация в обход плотины 255

Глава 14. **Устойчивость земляных плотин** 257

§ 14—1. Условия устойчивости земляных плотин 257
§ 14—2. Расчет устойчивости откосов 259
§ 14—3. Расчет устойчивости ядра намывных плотин 264
§ 14—4. Расчет устойчивости экрана 264

Глава 15. **Осадка земляных плотин и сооружений** 265

§ 15—1. Краткие сведения из механики грунтов 265
§ 15—2. Осадка земляных плотин 269

Глава 16. **Каменнонабросные плотины** 273

§ 16—1. Общие сведения 273
§ 16—2. Плотины из каменной наброски и противофильтрационные устройства 277
§ 16—3. Особенности полунабросных, из кладки насухо и смешанных плотин 284
§ 16—4. Водосливные и фильтрующие набросные плотины 287

Глава 17. **Гравитационные плотины** 291

§ 17—1. Плотины на скальном основании 291
§ 17—2. Конструкции гравитационных плотин 295
§ 17—3. Силы, действующие на гравитационные плотины 302
§ 17—4. Расчет гравитационных плотин 306
§ 17—5. Расчет устойчивости гравитационных плотин 310
§ 17—6. Новые конструкции гравитационных плотин 311

Глава 18. **Бетонные плотины на нескальном основании** 313

§ 18—1. Общие соображения 313
§ 18—2. Конструкции частей плотины 316
§ 18—3. Расчет устойчивости плотины и ее основания 324
§ 18—4. Примеры бетонных плотин на нескальном основании 328

Глава 19. **Арочные плотины** 331

§ 19—1. Общие сведения 331
§ 19—2. Конструкции арочных плотин 335
§ 19—3. Способы статического расчета арочных плотин 341

Глава 20. **Железобетонные контрфорсные плотины** 346

§ 20—1. Общие сведения 346
§ 20—2. Контрфорсные плотины с плоскими плитами 347
§ 20—3. Многоарочные железобетонные плотины 354
§ 20—4. Многокупольные и массивно-контрфорсные плотины 359

Глава 21. **Сооружения при водохранилищных плотинах** 362

§ 21—1. Состав сооружений при водохранилищных плотинах 362
§ 21—2. Водовыпуски при земляных плотинах 363
§ 21—3. Туннельный водозабор из водохранилищ 367
§ 21—4. Водосбросные сооружения 369

ЧАСТЬ ПЯТАЯ

ВОДОПОДЪЕМНЫЕ ПЛОТИНЫ

Глава 22. **Бетонные и железобетонные плотины** 386

§ 22—1. Комплекс сооружений речного водозаборного гидроузла 386
§ 22—2. Водосливные плотины 387
§ 22—3. Плотины с затворами 395
§ 22—4. Разборчатые плотины 399
§ 22—5. Сборно-блочные плотины 400
§ 22—6. Конструкции выхода из плотин 406

Глава 23. **Деревянные плотины** 412

§ 23—1. Применение деревянных плотин 412
§ 23—2. Типы плотин 412
§ 23—3. Флютбеты низконапорных плотин 416
§ 23—4. Устои плотин 430
§ 23—5. Промежуточные опоры 438
§ 23—6. Мосты и верхние опорные брусья 446

Глава 32. **Плотинный водозабор** 544

§ 32—1. Выбор створа гидроузла 544
§ 32—2. Общие условия компоновки водозаборов 546
§ 32—3. Горные водозаборные гидроузлы 550
§ 32—4. Предгорные водозаборные гидроузлы 564
§ 32—5. Равнинные водозаборные гидроузлы 574
§ 32—6. Запани и шугосбросы 576

ЧАСТЬ ВОСЬМАЯ

ОТСТОЙНЫЕ БАССЕЙНЫ

Глава 33. **Конструкции отстойников** 582

§ 33—1. Назначение отстойников 582
§ 33—2. Отстойники с периодической промывкой 583
§ 33—3. Конструкции отстойников с периодической промывкой 587
§ 33—4. Отстойники с непрерывной промывкой 591
§ 33—5. Отстойники оросительных систем 595

Глава 34. **Проектирование и расчет отстойников** 598

§ 34—1. Проектирование отстойников 598
§ 34—2. Определение основных размеров отстойника с периодической промывкой 600
§ 34—3. Определение основных размеров отстойника с непрерывной промывкой 607
§ 34—4. Расчет заиления ирригационных отстойников 608

Глава 35. **Промывка отстойников** 613

§ 35—1. Периодическая промывка отстойников 613
§ 35—2. Непрерывная промывка отстойников 616

Замарин Е. А. и *Фандеев В. В.*
ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ СООРУЖЕНИЯ.
Пятое издание. М., изд-во «Колос», 1965.
623 с. (Учебники и учеб. пособия для высших с.-х. учеб. заведений)

УДК 626(075. 8)

Редактор Г. Я. Кравцов.
Художник Е. М. Ганнушкин.
Художественный редактор И. А. Новичкова.
Технический редактор О. Н. Трухина.
Корректор В. П. Карпикова.

Сдано в набор 12/XII 1964 г. Подписано к печати 17/III 1965 г. Т 01072 Формат. 70×108¹/₁₆.
Печ. л. 39 (54,6). Уч. изд. л. 52,83.
Изд. № 2741. Т. п. 1965 г. № 428. Тираж 6000 экз.
Заказ № 663. Цена 2 руб.

Издательство «Колос»,
Москва, К-31, ул. Дзержинского, 1/19.

Московская типография № 16 Главполиграфпрома Государственного комитета Совета Министров СССР по печати.
Москва, Трехпрудный пер., д. 9.