

Н. И. АНИСИМОВ

ПЛОТИНЫ



ИЗДАТЕЛЬСТВО
МИНИСТЕРСТВА РЕЧНОГО ФЛОТА СССР

МОСКВА - 1947

Проф. Н. И. АНИСИМОВ

*Мин
2/5 48*

ПЛОТИНЫ



ИЗДАТЕЛЬСТВО МИНИСТЕРСТВА РЕЧНОГО ФЛОТА СССР
МОСКВА

1947

ПРЕДИСЛОВИЕ

Многие вопросы проектирования плотин достаточно полно рассмотрены в литературе на русском языке (конструкция земляных плотин, фильтрация через земляные плотины, гидравлика нижнего бьефа, массивные бетонные гравитационные и арочные плотины, многоарочные плотины и др.). Однако по отдельным основным вопросам проектирования плотин нужен более полный учет новейших данных из практики гидротехнического строительства, а также теоретических выводов и экспериментальных исследований, полученных в СССР и за границей, преимущественно с 1935 по 1946 год. Задачей настоящей работы и является главным образом систематическое изложение последних достижений в области проектирования и строительства плотин.

Приятным долгом своим считаю выразить глубокую благодарность инженеру Т. М. Корсаковой за внимательный подбор чертежей и просмотр рукописи.

Глава I

МЕТОДЫ УЛУЧШЕНИЯ ЕСТЕСТВЕННОГО ОСНОВАНИЯ ПЛОТИН

В основании плотины могут залегать нескальный грунт или скала (плотная, трещиноватая или разрушенная).

Бурение скалы позволяет получить керны (рис. 1). Однако в последние годы в ответственных случаях в США предпочитают уст-

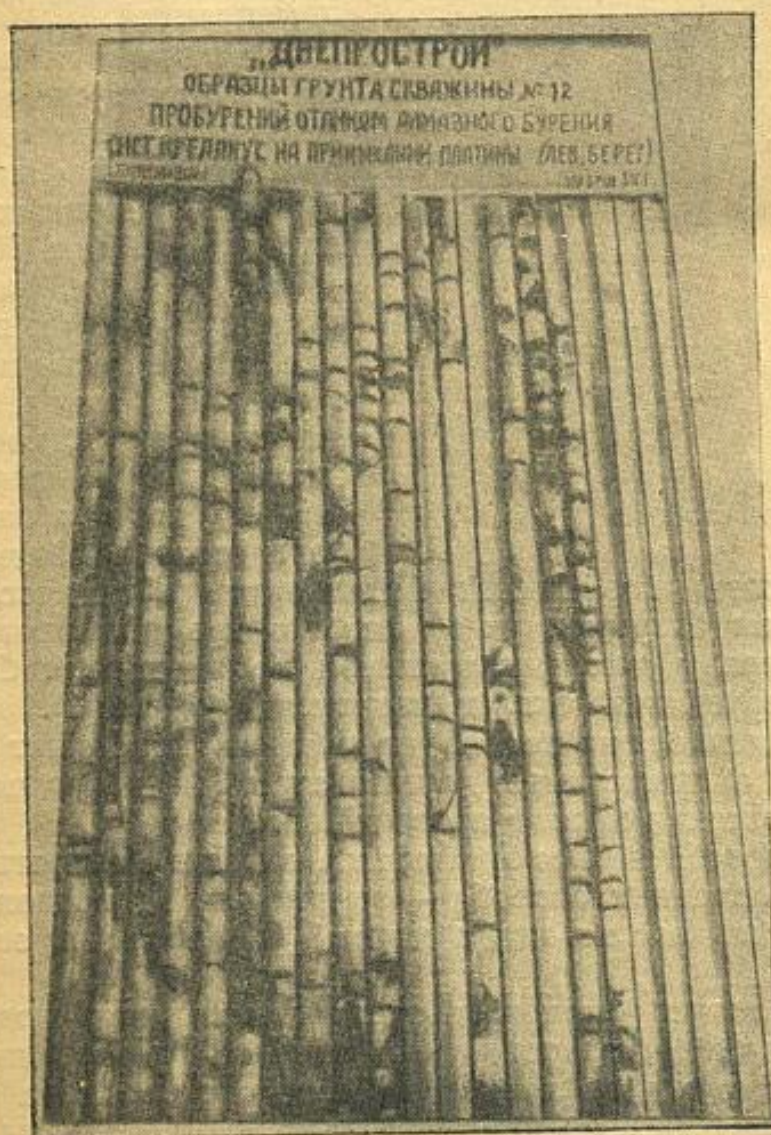


Рис. 1. Керны гранито-гнейсов (Днепрострой)

раивать скважины диаметром до одного метра, чтобы можно было изучить структуру скалы, спустившись в скважину-шахту (рис. 2).

Для улучшения качества скалы повышают ее прочность и понижают ее фильтрационную способность.

С уменьшением проницаемости скалы падает фильтрация в основании и понижается давление воды на подошву плотины, что позволяет полнее использовать вес бетона при работе плотины на сдвиг в нижний бьеф.

К сожалению, трудно получить ненарушенные образцы несвязного скального грунта со значительной глубины. Впрочем, имеется пример извлечения образца водонасыщенного песка с большой глубины, что достигнуто с помощью бурения скважин диаметром

до 90 см после предварительного замораживания грунта (плотина Форт Пек в США).

Улучшение качества скального основания производится цементацией, битумизацией или, наконец, глинизацией его. Цементацию скалы основания не следует применять при большой скорости фильтрации воды в природных условиях, именно — свыше $80 \text{ м/сутки} = 0,9 \text{ мм/сек.}$, вымывающей раствор цемента; в этом случае можно рекомендовать битумизацию скалы, не дающую повышения механической прочности массива скалы основания, но хорошо заполняющую поры скалы битумом, имею-

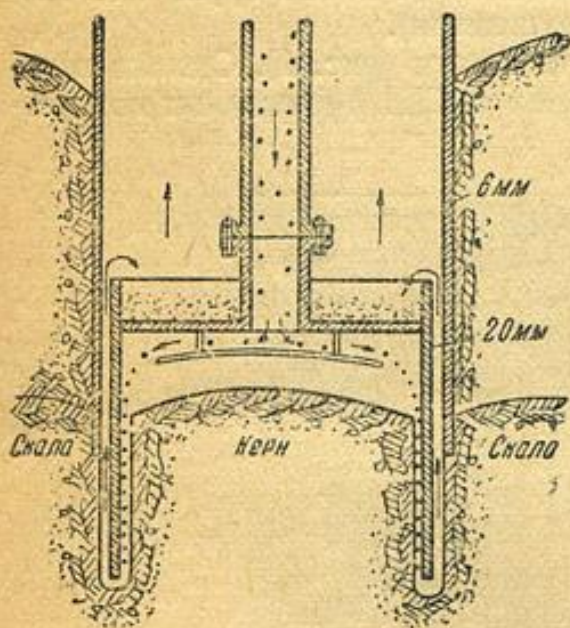


Рис. 2. Скважина диаметром в 1 м

щим ничтожный коэффициент фильтрации, практически близкий к нулю. Путем битумизации можно создать под плотиной вертикальную преграду для фильтрующей воды, доведя битумизацию до менее разрушенной скалы (известняки, мергели).

К глинизации скалы основания плотины прибегают лишь в тех случаях, когда применение других способов обходится слишком дорого (кавернозная порода в основании).

Все три способа нашли применение в практике плотиностроения, из них два последних способа — относительно недавно (пятнадцать — двадцать лет назад), а первый способ имеет значительную давность.

Цементация скального основания под всей подошвой плотины производится относительно редко. Только низкое качество скалы вынуждает к этому. Обычно же задача цементации состоит в устройстве вертикальной водупорной завесы под верхней частью плотины, что обеспечивает резкое снижение напора фильтрационной воды, все же проникающей и давящей снизу вверх

на сплошную подошву бетонной плотины. Для производства цементации по длине плотины бурят скважины в расстоянии 1,5—5 м друг от друга, в зависимости от качества скалы: для изверженной породы это расстояние обычно ближе к 5 м, а для осадочной — ближе к 1,5 м. Диаметр скважины берется от 5 до 15 см.

До цементации скала покрывается толщей бетона (нижняя часть тела плотины), чтобы при нагнетании раствора цемента в воде под давлением, всегда превышающим будущий напор плотины, не возникло в скале новых трещин.

Чтобы сразу же не забить цементом ближайшие трещины в скале и не закрыть путь к отдельным трещинам, сначала нагнетают более жидкий состав цемента (например, 1 : 7; 1 : 5), а затем по мере увеличения давления содержание цемента повышают (до 1 : 2 и даже до 1 : 1).

Толщина трещин при этом играет значительную роль: в более толстые трещины можно нагнетать более жирный раствор.

После цементации и возведения солидного слоя бетона в нижней части плотины основание испытывают, для чего иногда бурят контрольные скважины, в которые нагнетают воздух под давлением, отвечающим весу скалы с уложенным бетоном над скважиной. Если в течение десяти минут давление воздуха падает в скважине не более чем на 15%, основание признается удовлетворительным; в противном случае производится нагнетание раствора в новые скважины (Днепровская плотина).

Обычно считают цементацию законченной, если фильтрация воды на один погонный метр скважины в течение пятнадцати минут не превосходит одного литра в минуту при давлении, отвечающем полуторному напору плотины.

Расход цемента на улучшение основания плохо поддается каким-либо предварительным расчетам: иногда под одной и той же плотинной некоторые скважины требуют 20—40 кг цемента, другие — 100 кг, тогда как отдельные скважины могут потребовать до 2000 кг и более. Особенно большого расхода цемента требуют известняки. При скоростях фильтрации воды в основании до 20 м/сутки в неагрессивной воде целесообразно применение нормального портландцемента (ГОСТ В-970-42) марок 300—400. При увеличении скоростей фильтрации свыше 20 м/сутки (но не более 80 м/сутки) в неагрессивной воде следует переходить к глиноземным цементам, характеризующимся быстрым нарастанием прочности в начале твердения, или же добавлять до 2% CaCl_2 для ускорения схватывания цемента.

В случае агрессивной воды применяют пуццолановый или кремнеземистый цемент, добавляя не более 2% CaCl_2 лишь при скоростях фильтрации свыше 20 м/сутки.

На практике выбор марок цемента и состава ускорителей схватывания разрешается пробной цементацией.

Битумизация скальных оснований производится обычно нагнетанием в скважины расплавленного битума с помощью насоса. Из скважины жидкий битум по трещинам распространяется по

скальному массиву. Таким образом, битумизация сводится к механическому заполнению битумом трещин и пустот в породе. Битум химически более устойчив, чем цемент, поэтому битумизация предпочтительнее цементации не только при повышенных скоростях движения грунтовых вод, но также в случае известнякового основания, в особенности карстового.

Битум быстро остывает, что очень важно в случае повторного уплотнения скалы уже после поднятия напора.

Глинизація скального основания плотины возможна только в тех случаях, когда предусмотрены конструктивные меры, позволяющие при эксплуатации плотины повторить процесс глинизации. Критическая скорость фильтрации воды, при которой глинизация еще целесообразна, зависит от качества скалы и применяемой глины, вследствие чего вопрос разрешается на месте опытным путем.

Для глинизации применяют грунты с числом пластичности 10—20 при наличии не менее 20% глинистых частиц, 4—6% песчаных и 70—75% пылевато-илистых фракций.

Ни очень тощие, ни очень жирные глины для глинизации не применяются, так как первые не обеспечивают заполнения мелких трещин, а вторые в силу своей ничтожной водоотдачи неспособны быстро заполнять крупные пустоты.

Для лучшего проникания грунта в тонкие трещины применяют добавку жидкого стекла (до 3% веса воздушно-сухого грунта). Консистенцию раствора устанавливают на месте опытным путем. При нагнетании в скважины глинистого раствора вода под давлением постепенно отжимается из грунта и грунт откладывается в порах, трещинах и пустотах скалы. Поэтому для плотного заполнения трещин глиной необходимо нагнетать раствор при наибольшем возможном давлении, поддерживая его некоторое время даже после прекращения поглощения раствора скважиной.

Скважины целесообразно располагать так, чтобы они пересекали максимальное количество трещин.

Гидроэнергострой СССР выпустил в 1942—1943 годах технические условия на производство цементации оснований (вып. V, 1943 г.), битумизации (вып. VI, 1942 г.) и глинизации (вып. V, 1943 г.).

При слабом нескальном основании земляной плотины, когда возникает опасность большой осадки и обрушения откосов сооружения, обычно приходится разрешать вопрос о том, вынуть ли слабый грунт или, оставив его на месте, устроить более пологие откосы земляной плотины. В практике СССР наблюдается решительное тяготение ко второму приему, так как выемка с водоотливом замедляет производство работ.

При несвязных рыхлых грунтах основания в США в 1941 году успешно применен взрывной метод уплотнения грунтов, позволивший избежать увеличения объема работ на устройство более пологих откосов плотины и внесший в проект и постройку большую определенность.

Заряды динамита весом в 3—3,5 кг каждый погружались на глубину 4—5 м ниже дневной поверхности грунта в расстоянии 5—6 м один от другого. Однако в каждом конкретном случае необходимо опытным путем найти вес заряда, расстояние между зарядами и глубину погружения.

Указанным способом уплотнено основание земляных плотин Франклин Фолс и Дэнисон.

Способ оказался экономичным (12 центов на один кубический метр рыхлого грунта), обеспечивающим удовлетворительное уплотнение грунта (например, от $\varepsilon_1 = 0,95$ до $\varepsilon_2 = 0,80$), с резким понижением при этом величины коэффициента фильтрации грунта в горизонтальном направлении вследствие нарушения слоистости грунта.

Для полного успеха необходимо, чтобы грунт был рыхлым, несвязным (мелкий песок с илом или незначительной примесью глины) и насыщенным водой.

Уплотнение основания плотин увеличило угол внутреннего трения грунта, что позволило запроектировать тело плотин нормально-го профиля («Proceed. Amer. Soc. Civ. Eng.», May 1941).

Глава II

ГЛУХИЕ ЗЕМЛЯНЫЕ УЧАСТКИ ПЛОТИН И ЗЕМЛЯНЫЕ ПЛОТИНЫ

В настоящей главе рассмотрен вопрос об использовании местных землистых грунтов для устройства тела плотины. Роль этих материалов в гидротехническом строительстве СССР весьма велика, так как применение их дает экономию цемента и металла и разгружает транспорт, т. е. в конечном счете способствует усилению темпов индустриализации страны. В восстановительный период роль местных материалов еще более повышается. Если в течение первых лет эксплуатации земляной плотины внимательно следить за ее состоянием, без промедления прибегая к ремонту, она становится вечным сооружением, не вызывающим дополнительных наблюдений и затрат.

1. Сфера применения земляных плотин

Глухие земляные участки плотин, устраиваемые на любых грунтах основания, являются обычно береговыми участками промышленных плотин при наличии деревянного, бетонного или железобетонного водослива в русле реки (рис. 3).

При постройке плотин канала Москва—Волга земляная плотина нашла применение в девяти случаях из тринадцати (70%). Однако и в остальных четырех случаях земля успешно использована для создания береговых участков плотин. Бетон применяется преимущественно лишь на водосливных участках, где при эксплуатации плотины сбрасывается паводковая вода. Часто устраивают водослив в берегу, что обычно имеет место при небольших расходах реки.

Тогда тальвег перегораживают земляным телом плотины. В таком случае говорят, что сооружается земляная плотина. Однако и здесь для устройства водослива нужны привозные материалы: цемент, металл или дерево (рис. 4).

Таким образом, по существу, идет речь о большей или меньшей роли земли как строительного материала для устройства плотины.

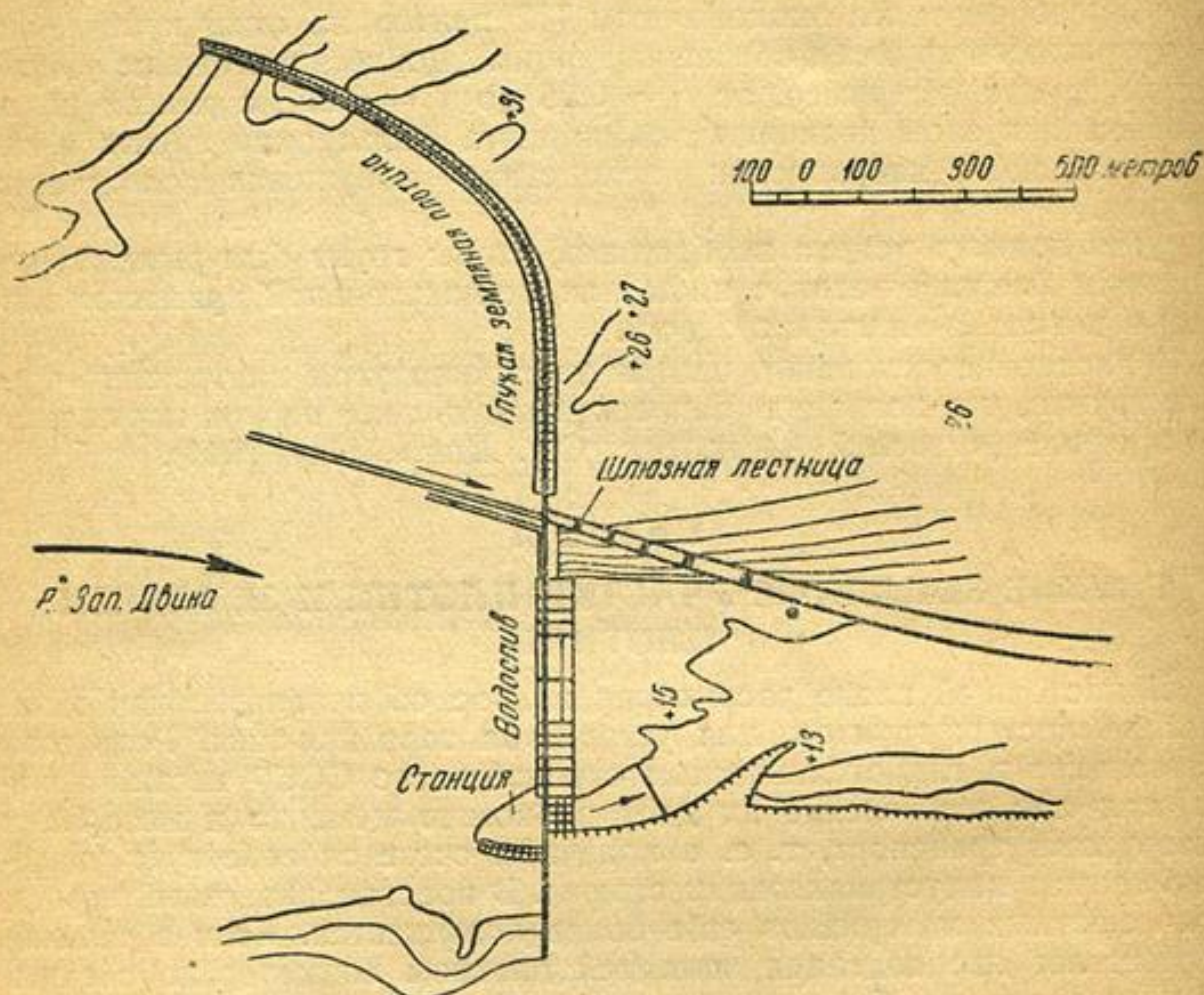


Рис. 3. План плотины Кегум (Латвийская ССР)

Возникает вопрос, устраиваются ли плотины земляные только из грунтов.

Случаи устройства земляных плотин без употребления дерева, бетона и железобетона известны и имеют место при создании небольших сельских прудов, откуда паводковая вода автоматически удаляется по канаве, идущей в берегу, в обход тела плотины. Такой тип сельских плотин оказался, как показал опыт их эксплуатации, наиболее надежным.

С увеличением масштаба сооружения такой примитивный, но при малых расходах весьма надежный, водослив уступает место водосливу из дерева, бетона или железобетона, хотя в отдельных случаях не прекращаются попытки пропускать воду через гребень земляной плотины при сложной обделке низовых откосов бетонными массивами.

В зарубежных странах глухие участки плотин обычно возводятся из того же материала, из которого строится водослив, т. е. из бетона и железобетона, реже из дерева. Это объясняется разницей экономических условий зарубежных и наших. В СССР такое решение возможно лишь в случае, когда глухой участок весьма мал по сравнению с водосливом, идущим с берега до берега, так что нет достаточных оснований принимать смешанное решение. При

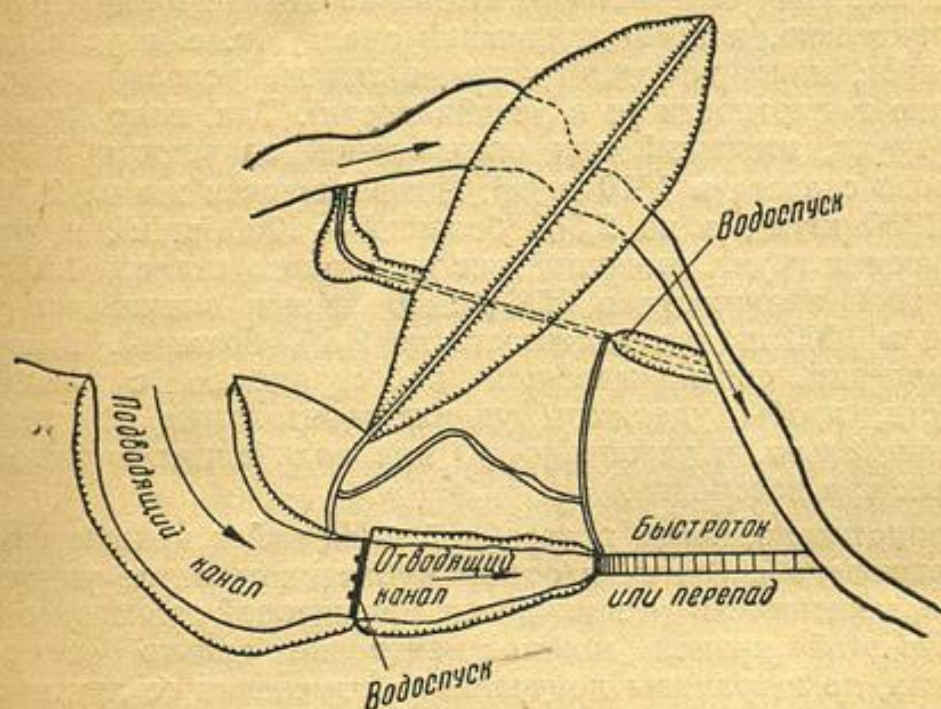


Рис. 4. План земляной плотины с береговым водосливом и водоспуском

возведении сооружения из разных материалов оно проиграло бы в архитектурно-художественном отношении.

Последнее обстоятельство особенно важно для крупных плотин.

2. Два различных способа возведения земляного тела плотины. Конструкция насыпной плотины

Земляное тело плотины возводится одним из двух способов: путем насыпки слоями грунта из карьеров, смачивания грунта и уплотнения его катками или же путем намыва его в жидком состоянии в тело плотины. В первом случае земляная плотина называется насыпной, во втором — намывной.

Для устройства насыпной плотины применяются самые различные сыпучие и связные грунты, укладываемые в соответствующих местах профиля плотины.

Однако при любых обстоятельствах следует стремиться получить наиболее плотный грунт в теле плотины, обеспечивающий наибольшую устойчивость сооружения, а следовательно, и минимальные размеры профиля плотины. Это достигается подбором

грунтов. Дело в том, что каждому грунту отвечает оптимальная влажность, при которой он может быть уплотнен в наибольшей степени. Однако существенно важно заранее знать объем потребных усилий для этого уплотнения. Чем больше требуется этих усилий, тем менее пригоден грунт для устройства солидной и ответственной плотины. Заведомо предпочтительны грунты, которые будучи уплотнены без особых усилий при влажности, на 2—3% большей или меньшей оптимальной, не сильно теряют в своей плотности, а следовательно, и в сопротивлении сдвигу (т. е. в устойчивости), и, наоборот, малопригодны грунты, в тех же условиях резко утрачивающие в плотности (и в устойчивости). Так, надо признать хорошим грунт, имеющий при оптимальной влажности в 31% вес грунтового скелета в 1820 кг/м^3 , при влажности же на 2,5% меньшей — 1750 кг/м^3 , а на 2,5% большей — 1760 кг/м^3 , и, наоборот, малопригоден грунт, имеющий вес грунтового скелета 1700 кг при оптимальной влажности в 36%, 1400 кг при влажности на 2,5% меньшей и 1600 кг при влажности на 2,5% большей. Такой грунт надо уплотнять при повышенной по сравнению с оптимальной влажности, чтобы удержать удовлетворительную плотность его (а следовательно, и устойчивость) при колебаниях влажности, неизбежных при постройке.

Следовательно, перед постройкой надо найти кривую изменения веса грунтового скелета в одном кубическом метре уплотненного грунта в зависимости от влажности, при которой произведено уплотнение. По этой кривой можно найти не только оптимальную влажность, но и границы допустимого изменения ее при постройке. В частности, в нашем примере грунт придется укатывать не при оптимальной влажности, а при влажности в 37,5%. Можно утверждать, что при влажности грунта, близкой к его максимальной молекулярной влагоемкости, грунт находится в наиболее удобообрабатываемом состоянии.

К сожалению, встречаются случаи, когда за отсутствием удовлетворительных грунтов приходится использовать и малопригодные. Даже тощая супесь, с трудом поддающаяся обработке, и та может быть использована. При этом надо лишь помнить о роли сотрясений в работе насыщенных водой откосов несвязных грунтов с малой водоотдачей, укладывая эти грунты не к откосам, а в центральной части профиля и устраивая у откосов призмы устойчивого грунта.

С помощью вибраторов можно довести и пылеватый песок до плотного состояния. По возможности надо избегать применения грунтов с обилием органических остатков или растворимых солей. В случае крайней необходимости их следует насыпать лишь в верхней части низового откоса, т. е. там, где грунт не насыщен водой.

При содержании растворимых солей свыше 10% грунт надо считать малопригодным для приготовления из него тела плотины. Однако при поливке грунта в карьерах во время постройки можно сильно снизить процент содержания растворимых солей.

При возведении земляных плотин снимают растительный слой, удаляют с корнями кусты, норы грызунов тщательно заделывают вязким суглинком.

Впрочем, от этих общих правил неизбежны отступления. Так, в экспертной практике автора встретился случай (1934 г.), когда в

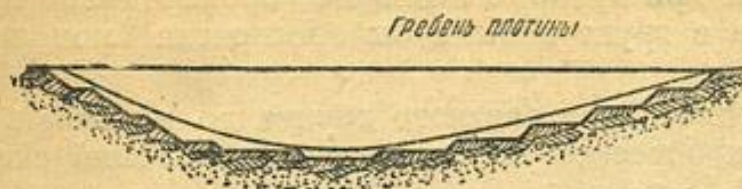


Рис. 5. Сопряжение земляной плотины с основанием и с берегами

основании залегал на большую толщу вязкий глинисто-илистый грунт с обилием неразложившегося тростника. Предстояло возвести весьма ответственную плотину напором в 10 м. Очевидно, нельзя было рекомендовать снять растительный слой на толщину 10 м. Плотина возведена на указанном грунте и благополучно работает до сих пор (Манычский канал). Работа производилась в обычном порядке, без принятия специальных мер для уплотнения грунта основания.

Основание и склоны плотин устраиваются без вертикальных уступов (рис. 5) во избежание появления трещин (рис. 6), вызываемых разной величиной осадки грунта на соседних ступенях обделки.

Толщина слоев грунта, насыпаемых в тело земляной плотины, берется в 15—25 см в рыхлом состоянии, в зависимости от рода грунта, высоты плотины, места укладки слоев и способа их уплотнения. Глинистый грунт в плотинах значительной высоты в нижних слоях насыпается толщиной до 15 см, в верхних слоях — до 20 и даже 25 см. Песчаные грунты, как малосжимаемые при статической нагрузке, насыпаются при обильной поливке слоями в 25 см и более.

Чрезмерная толщина насыпаемых слоев вызывает большую осадку тела плотины и, как следствие, появление трещин в теле плотины, опасных для целостности сооружения.

При толщине слоев глинистого грунта в 15 см и незначительной сжимаемости основания осадка обычно не превосходит одного

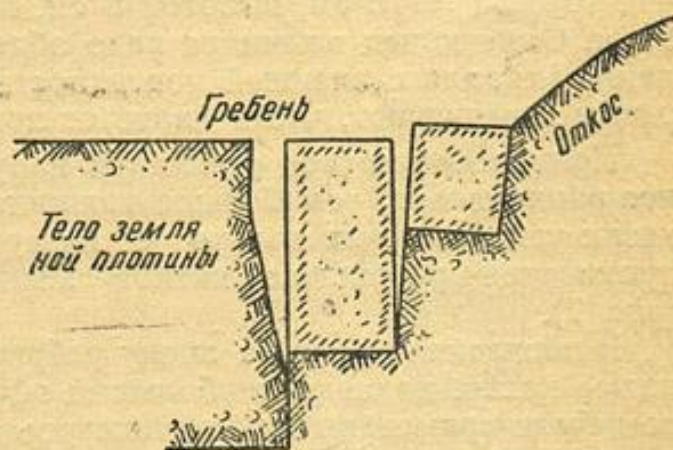


Рис. 6. Трещины при неправильном сопряжении с основанием

процента высоты сооружения. При различных грунтах в теле плотины и в основании ее осадка земляной плотины, как показал опыт, наблюдается в пределах от одного до шести процентов.

Комковатый грунт разбивают металлическими зубьями бороны на месте укладки и дополнительно разрыхляют при поливке до укатки, чтобы при проходе катка не происходило продавливания сухих комков в грунт и была бы обеспечена монолитность тела плотины.

Степень уплотнения связного грунта должна быть такова, чтобы в одном кубическом метре плотины грунтовый скелет весил не менее 1,50—1,55 т.

По ходу работы с каждого слоя берутся пробы цилиндрическими приборами, обмазываемыми с внутренней стороны оленом.

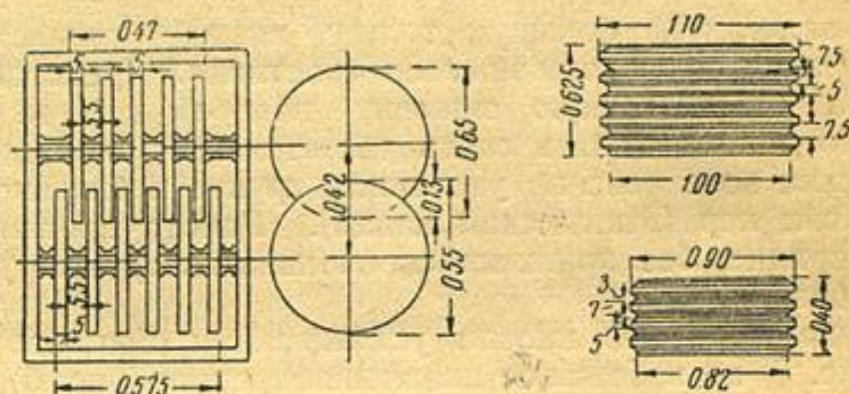


Рис. 7. Типы ребристых катков

до погружения в грунт. Удовлетворительные результаты дает кусок трубы $d = 15$ см, высотой 8 см, при толщине стенки в 1,5—2 мм. Один конец цилиндра надо обделать в виде ножа путем удаления металла с внешней поверхности цилиндра. Высушенные образцы взвешивают, что и является контролем качества работ.

Применение катков с гладкой наружной поверхностью тем менее рационально, чем больше толщина укатываемого слоя: гладкие катки утюжат грунт только с поверхности. Этим было вызвано применение ребристых катков несколько десятков лет назад (рис. 7).

В последнее время на смену ребристым каткам появились шиповые катки, дающие наибольший эффект. Шиповые катки с успехом были применены на Чирчикстрое (Средняя Азия).

После прохода шипового катка нет необходимости взрыхлять поверхность слоя: она уже негладкая и пригодна для укладки нового слоя. Шипы кованые, приваренные к барабану. Нужную степень уплотнения можно получить, варьируя нагрузку катка. Каток Чирчикстроя весил 1500 кг, с нагрузкой песком — 3000 кг, давление на грунт — от 9 до 18 кг/см² (рис. 8).

Умеренно устойчивые и малопроницаемые грунты всегда предпочтительны при устройстве плотин малой и средней высоты, так

как они дают достаточно экономный профиль плотины (крутые откосы) и отличаются ничтожной фильтрацией. Отсюда — широкое распространение вязких суглинков в земляных плотинах.

Недостаточная мощность карьеров суглинка вынуждает устраивать из него лишь напорную призму (экран); к ней примыкают приз-

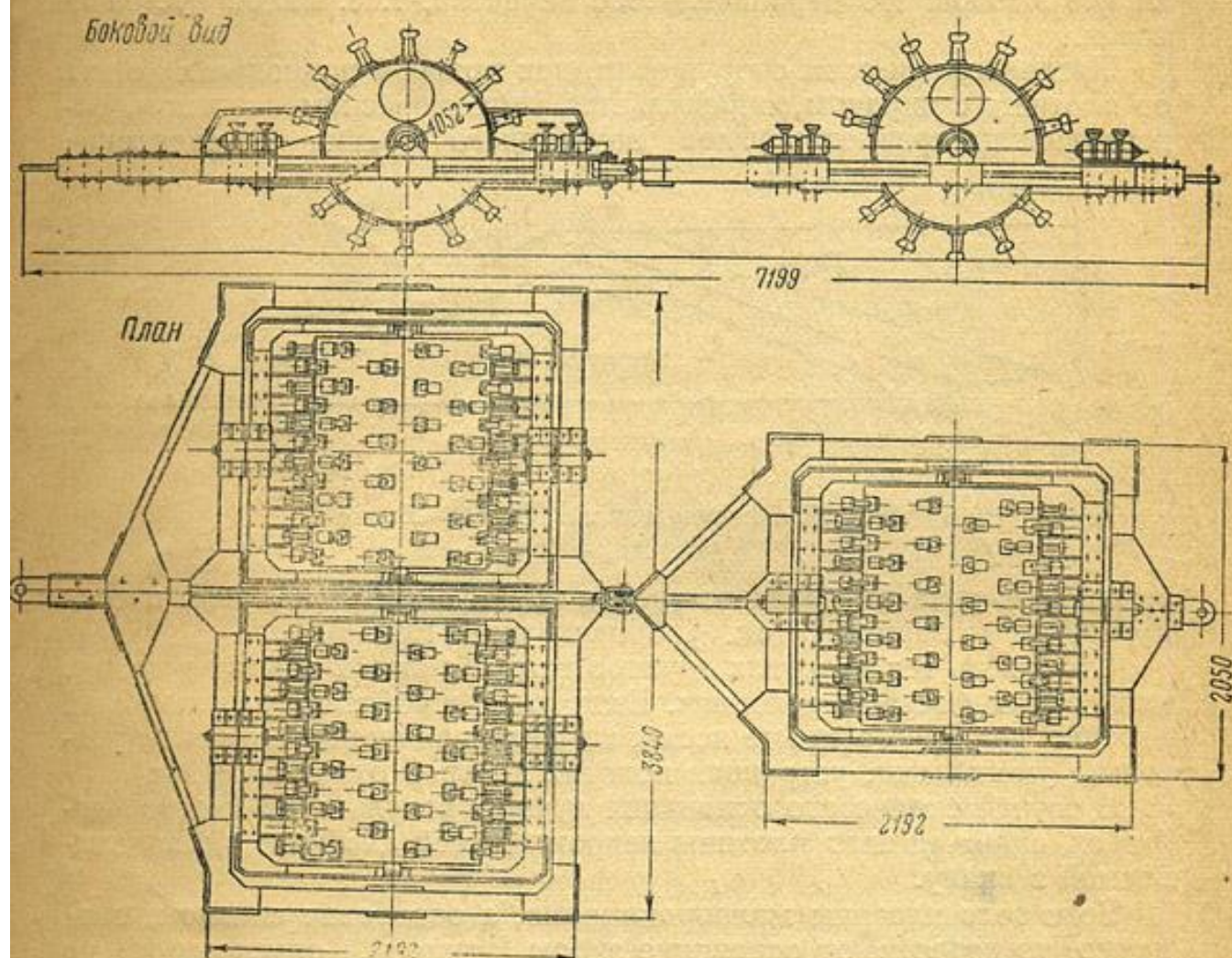


Рис. 8. Шиповой каток Чирчикстроя

мы из супеси, песка и гравия, через которые легко проходит профильтровавшая вода, вследствие чего низовой откос остается сухим (рис. 9). Недостаточная устойчивость суглинков ($\varphi < 18^\circ$ и $c < 0,20$ кг/см²) при значительной высоте плотины привела бы к весьма пологим откосам плотины, т. е. вызвала бы большой объем работ. Поэтому для высокой плотины выгоднее поступить иначе: в центральной части профиля устраивается ядро из суглинка, роль которого лишь противофильтрационная, а с боков размещаются призмы более проницаемых и более устойчивых грунтов (снаружи — песчано-гравелистые грунты, имеющие большой угол внутреннего трения, например, до 40°).

Чем выше плотина, тем естественнее переход к профилю с ядром из суглинка (глины) от профиля с экраном, так как с увеличе-

нием высоты плотины угол естественного откоса суглинка падает, что вызывает потребность более пологого верхового откоса плотины, т. е. приводит к неэкономичному решению. Между тем, укладывая суглинок в середине профиля, можно использовать его положительные качества (малую проницаемость), оставаясь практически вне влияния его отрицательного качества, т. е. малой устойчивости.

Предельная высота сооружения, при которой рационален отказ от плотины с экраном, определяется экономическим анализом, основанным на сравнении углов внутреннего трения и сцепления

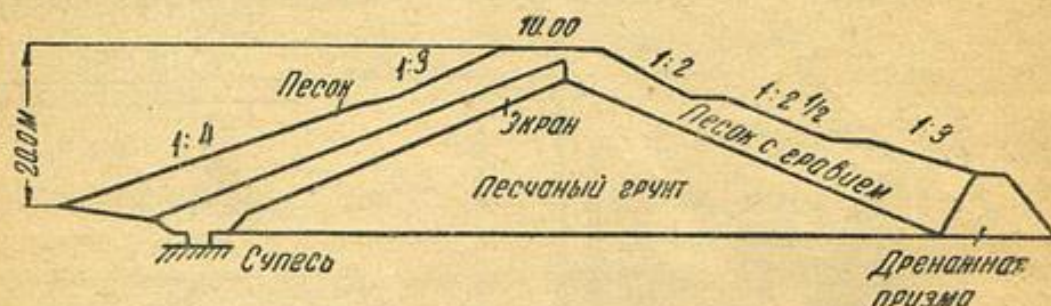


Рис. 9. Плотина канала Москва—Волга

суглинка и угла внутреннего трения грунтов внешних призм в конкурирующем варианте (см. § 3 настоящей главы).

Стоимость тех и других грунтов также должна быть учтена в конкретных местных условиях. Если для устройства тела земляной плотины нет ничего кроме песка, то фильтрационные потери ощутительно уменьшают, устраивая пологий низовой откос плотины.

В случае скалистого основания лучших результатов можно добиться, снабжая тело плотины непроницаемой диафрагмой, заделываемой в скалу.

Если тело плотины малопроницаемо, а основание сильно проницаемо, то пересекают основание зубом (замком), опускаемым до плотного малопроницаемого грунта. Таким образом, цель устройства ядра диафрагмы—уменьшение потери воды через тело плотины, цель устройства замка—устранение значительной потери воды, фильтрующей в основании.

При строительстве канала Москва—Волга был применен новый прием для уменьшения фильтрации воды через песчаное тело плотины — поливка слоя песка не водой, а смесью глины с водой, с боронованием и укаткой слоев в целях получения более или менее однородного состава тела плотины с резко уменьшенным коэффициентом фильтрации благодаря участию глинистых частиц.

При постройке сооружений канала Москва—Волга были использованы пески, которые при поливке и уплотнении их в лаборатории дали следующие показатели:

Пористость, %	$K_{ф}$ см/сек.
33,4	0,002
30,0	0,0012
26,0	0,0003

Поливка этих песков смесью воды с суглинком (всего лишь один грамм сухого суглинка на двести граммов воды) привела к другой характеристике песков, а именно:

Следовательно, коэффициент фильтрации K_{ϕ} понизился от двадцати до ста раз при ничтожных расходах суглинка, который в столь небольшом количестве почти всегда можно доставить на место работ.

Прежде чем перейти к описанию конструкций диафрагм, отметим необходимость защиты суглинка от морозов путем прикрытия их песчаными призмами на толщину 2—3 м, в зависимости от климатических условий (рис. 10).

Остается укрепить откосы мощением крупным камнем по слою гравия и песка, что обеспечивает сохранность их на неопределенно большое число лет. Стремление уменьшить первоначальные за-

Пористость, %	K_{ϕ} см/сек.
34	0,0001100
29	0,0000190
26	0,0000029

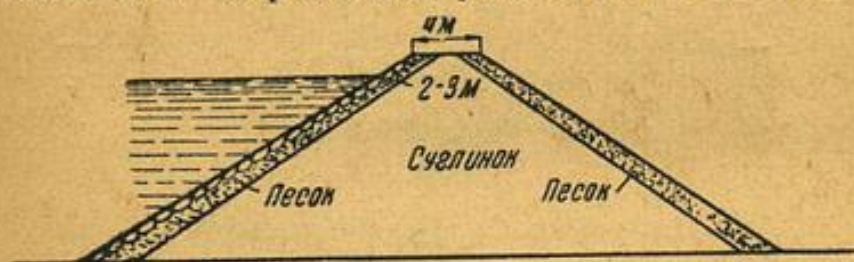


Рис. 10. Защита суглинка от мороза

траты побуждает применять более дешевые способы: посев травы по низовому откосу, одерновка и т. д.

Чем выше плотина, тем нужнее дренаж низовой части профиля, чтобы низовой откос работал в более выгодных условиях, т. е. без воздействия фильтрационных вод, ухудшающих устойчивость откоса. Для этой цели высокие земляные плотины в низовой части профиля возводятся из грунтов сильной водоотдачи, что приводит к осушению всей низовой части профиля плотины и позволяет устраивать низовой откос более крутым. Тело плотины при этом получается значительно меньшего объема.

В предгорных местностях нередко встречаются карьеры щебенисто-гравелистых грунтов, в сухом виде производящих впечатление весьма плотных грунтов благодаря большой величине сцепления. При насыщении их водой картина резко меняется: грунт становится маловязким, почти сыпучим. При оценке устойчивости таких грунтов надо прежде всего выяснить, заполняет ли мелкозем все поры в грунте и остается ли он в избытке или, наоборот, не вполне заполняет поры. В первом случае устойчивость грунта в целом определяется главным образом устойчивостью мелкозема, т. е. величинами ϕ и c грунта, насыщенного водой, во втором случае устой-

чивость грунта в целом определяется скорее устойчивостью жесткого каркаса, т. е. углом внутреннего его трения. Этот угол почти равен углу естественного откоса грунта без мелкозема (несколько меньше его благодаря смазывающему действию мелкозема).

В итоге гравелисто-щебенистый грунт может оказаться весьма устойчивым, но пористым (супесчаный мелкозем не заполняет пор) или малопроницаемым, но малоустойчивым (избыток супесчаного мелкозема).

Перейдем к вопросу о конструкции диафрагм.

В случае скалистого основания глиняная (или из вязкого суглинка) диафрагма сопрягается с основанием с помощью бетонного фундамента, получающего особую форму. При этом диафрагму готовят с использованием песка и гравия, с тщательнейшим трамбованием (слоями по 8—10 см толщиной).

Если скала залегает на некоторой глубине, то диафрагма переходит в замок (зуб). Однако в СССР обычна замена таких диа-

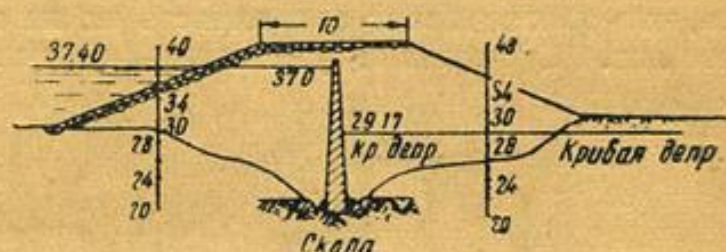


Рис. 11. Профиль Сызранской земляной плотины

фрагм ядром из суглинка (более толстым, но быстрее выполняемым).

Вопрос о расчете прочности бетонных и железобетонных диафрагм на скалистом основании до сих пор не получил строго научного разрешения, так как современные теоретические методы не вполне объясняют успешную работу диафрагм во многих плотинах. Дело в том, что игра сил отчетливо не выявлена: действительное давление грунта и воды на диафрагму со стороны верхнего берега заранее неизвестно, так как неизвестна заранее потеря напора воды на диафрагме, и еще менее известно, при какой деформации диафрагмы вступит в действие отпор грунта низовой части профиля. Отсюда—тяготение в практике к гибким железобетонным диафрагмам, оказавшимся значительно практичнее.

При постройке Сызранской плотины автором была рекомендована армированная бетонная диафрагма толщиной сверху в 0,60 м с почти отвесными гранями (16 : 1). Процент армирования — 0,40 (рис. 11).

Тело плотины высотой в 18 м, из чистого овражного песка. Диафрагма погружена на два метра в доломит основания. Она гасит 90 % напора; работает успешно.

На рис. 12 показана плотина Прист с железобетонной диафрагмой. При скалистом основании железобетонная диафрагма хорошо

сопрягается с бетонным водосливом в русле реки при отличной характеристике всего сооружения в антифильтрационном отношении. Рис. 13 показывает шов между двумя участками железобетонной диафрагмы (см. рис. 12).

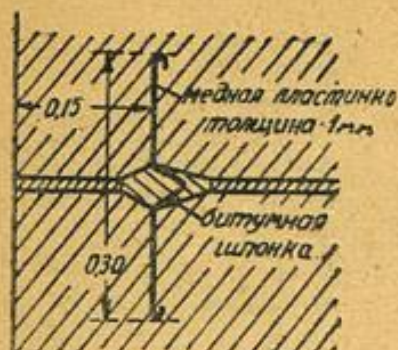


Рис. 13. План шва между двумя участками диафрагмы

Иногда железобетонную диафрагму устраивают, наращивая зуб плотины из металлического шпунта, который с помощью подмыва можно пустить на большую глубину (рис. 14). Закончив подмыв, необходимо добить шпунт в непроницаемую породу, иначе эффект применения шпунта резко снизится.

Диафрагмы возводятся на один метр выше уровня воды в водохранилище во избежание сифонного капиллярного истечения ее из верхнего бьефа в нижний.

В любой земляной плотине обычного профиля, при отсутствии трещин в теле плотины, фильтрационный поток практически не вымывает грунта из тела плотины, так как на выходе из откоса ско-

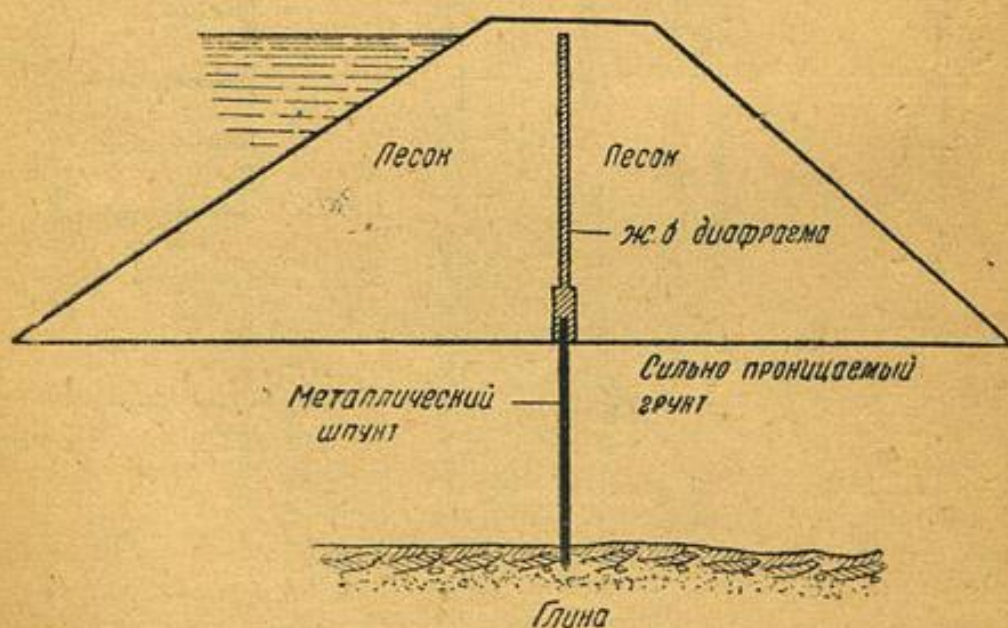


Рис. 14. Диафрагма на металлическом шпунте

рость фильтрации не превышает величины $\frac{K_{\phi}}{m_1} \approx \frac{K_{\phi}}{2,5}$ или $\frac{K_{\phi}}{3}$

Следовательно, градиент $i_{\text{вых}} = 0,4, 0,3$ и менее, что допустимо для песков, так как уклон низового откоса обычно равен 1:2, 1:3.

Для связных грунтов нет никакой опасности вымывания грунта через неукрепленный откос при современных заложениях откосов.

3. Расчет устойчивости откосов земляных плотин

Откосы земляных плотин в статическом отношении можно рассматривать неукрепленными, что дает лишь небольшой дополнительный запас устойчивости.

Рассмотрим случай постройки плотины из однородного грунта. Грунт в теле плотины может быть во влажном состоянии (выше кривой депрессии, где он имеет вес около 1,75—1,80 т/м³) или насыщенным водой (во всей остальной части тела плотины). Насыщенный водой грунт взвешен в воде, поэтому весит $(1-n) \times (\delta-1)$ т/м³, где n — пористость и δ — удельный вес частиц грунта. Величина $(1-n) \times (\delta-1)$ колеблется в пределах от 0,95 до 1,08 т/м³, поэтому для упрощения предварительных расчетов ее можно принять равной единице, т. е. 1 т/м³. В окончательных расчетах следует внести уточнение.

Предыдущую формулу можно представить в ином виде:

вес грунта в воде

$$\gamma_{\text{взв}} = \frac{\delta - \varepsilon}{1 + \varepsilon}$$

вес грунта с водой равен

$$\frac{\delta + \varepsilon}{1 + \varepsilon} \cong 2 \text{ т/м}^3.$$

Если определить вес тела плотины и величину сдвигающей ее горизонтальной силы, то во всех случаях убедимся в заведомой устойчивости сооружения, однако это не подтверждается опытными данными: много плотин разрушилось вследствие неустойчивости откосов. Эти разрушения имеют место до самого последнего времени, хотя они обратили на себя внимание уже свыше 30 лет назад. Шведы дали к 1927 году метод расчета устойчивости откосов, который вошел в практику проектирования всех стран без существенных изменений, хотя ряд авторов и доработал его. Этот метод носит название метода криволинейных поверхностей скольжения. Он основан на многочисленных наблюдениях разрушенных откосов, которые сползают всегда по криволинейной поверхности, близкой к круглоцилиндрической (об этом свидетельствует свыше четырех сот наблюдений, произведенных в натуре проф. Терцаги над обрушением земляных откосов выемок и насыпей).

Проектная практика показала, что, с точки зрения этого нового метода расчета, откосы оказываются неустойчивыми там, где раньше этого нельзя было и предполагать.

Возьмем ближайшую к откосу часть насыпи. При расчете надо найти невыгоднейшие центр и радиус скольжения (рис. 15).

Допустим, что мы их нашли: точка O — искомый центр и радиус R — искомый радиус. Разобьем сползающую часть откоса вер-

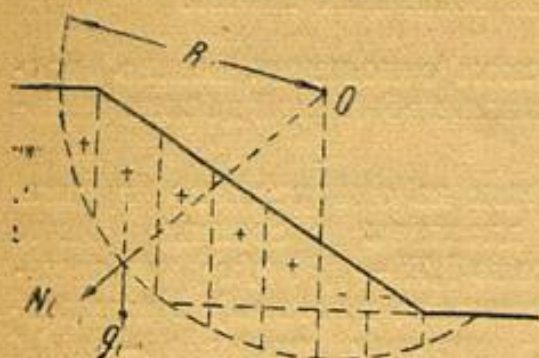


Рис. 15. К расчету устойчивости откоса

тикальными плоскостями на отдельные призмы, возьмем произвольную призму (вторую слева) весом g_i ; его составляющую, нормальную к кривой обрушения, обозначим N_i . Обрушению препятствует сила трения $N_i \times \operatorname{tg} \varphi$, где φ — угол внутреннего трения грунта.

Скольжение земляных масс происходит по той причине, что алгебраическая сумма моментов всех весов призм относительно центра O больше суммы момен-

тов сил трения $N_i \times \operatorname{tg} \varphi$ относительно центра O . Сдвигающий момент $M_{сдв}$ равен:

$$g_1 l_1 + g_2 l_2 + \dots + g_n l_n,$$

где l_i — плечо силы веса g_i .

Все плечи, лежащие вправо от вертикали OQ , отрицательные, влево — положительные.

Момент сил, сопротивляющихся сдвигу:

$$M_{сопр} = RN_1 \times \operatorname{tg} \varphi + RN_2 \times \operatorname{tg} \varphi + \dots + RN_n \times \operatorname{tg} \varphi = R \times \operatorname{tg} \varphi \sum N_i.$$

Коэффициент устойчивости откоса:

$$K = \frac{R \times \operatorname{tg} \varphi \sum N_i}{M_{сдв}}.$$

Зная положение точки O и величину радиуса R , нетрудно графоаналитически определить величину K при заданном угле φ .

Если грунт связный, то надо учесть роль сцепления. Изменится выражение для момента $M_{сопр}$, который в этом случае имеет значение:

$$M_{сопр} = R \times \operatorname{tg} \varphi \sum N_i + Rsc,$$

где:

s — длина дуги в пределах всей обрушающейся части откоса;
 c — сцепление.

Однако отыскание невыгоднейших центра и радиуса требует обильных вычислений.

Много авторов потрудились над упрощением расчетов откосов по шведскому методу, но ни один из них не достиг таких успехов, как американский профессор Тэйлор, который, уловив аналитическую зависимость между величиной $\frac{c}{\gamma H}$ и величиной угла α устойчи-

вого откоса и проделав несколько сот примеров расчета, построил графики, избавляющие инженера от необходимости отыскивать невыгоднейшие центр и радиус поверхности обрушения и определять моменты сил.

Пользуясь методом Тэйлора, можно решить задачу об устойчивости откоса в несколько минут. При этом необходимо помнить, что грунт в основании насыпи (выемки) предполагается не менее устойчивый, чем в теле насыпи (выемки).

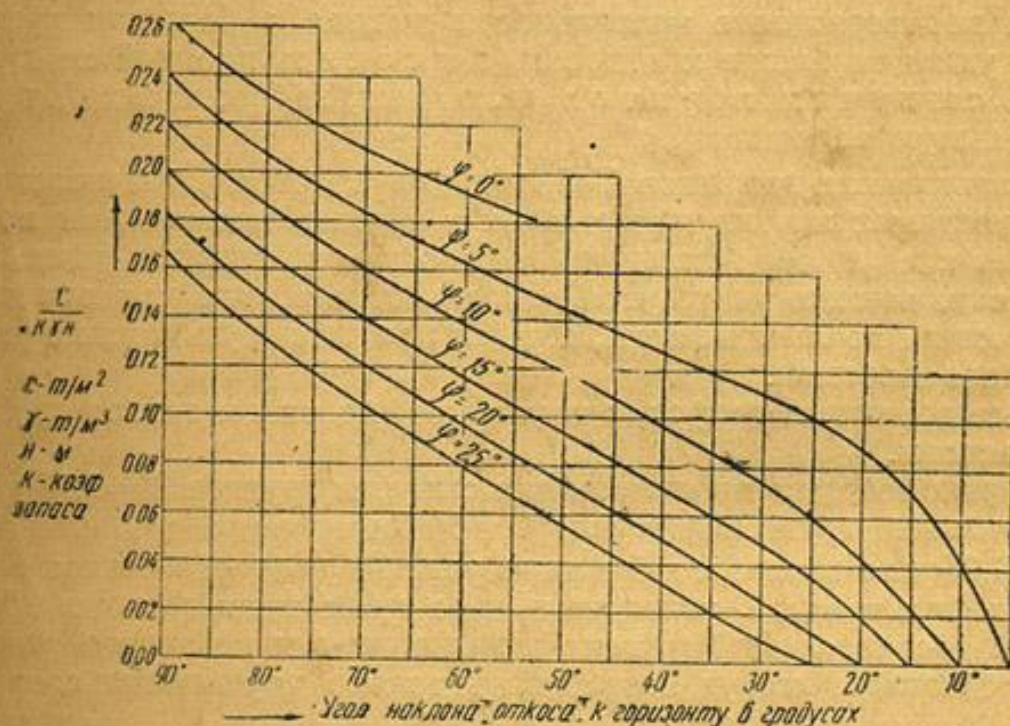


Рис. 16. Графики Тэйлора для расчета устойчивости откосов

Приведем пример пользования графиками Тэйлора, на которых по оси абсцисс отложена величина угла α откоса насыпи, а по оси ординат—число $M = \frac{c}{K \gamma H}$, где K —коэффициент устойчивости (рис. 16).

Высота насыпи — 25 м при $\varphi = 15^\circ$ и $c = 0,2$ кг/см². Влажный грунт насыпи имеет $\gamma = 1,85$ т/м³. Найти заложение откоса насыпи при коэффициенте запаса $K = 1,50$.

Без значительной погрешности $\varphi_{расч} = \frac{15^\circ}{K} = 10^\circ$. Находим:

$$M = \frac{c}{K \gamma H} = \frac{0,2}{1,5 \times 1,85 \times 25} \approx 0,03.$$

При $M = 0,03$ и $\varphi_{расч} = 10^\circ$ по графику Тэйлора получаем $\alpha = 17^\circ$; $\text{ctg } \alpha = 3,3$, т. е. необходим откос $1 : 3^{1/3}$.

С помощью графиков Тэйлора при любой высоте насыпи легко сделать экономическое сравнение грунтов, имеющих различную

геотехническую характеристику. Для каждого грунта будет найдено свое заложение откоса, что и определит предпочтительность того или иного грунта. При этом интересно отметить, что для сыпучих грунтов угол естественного откоса при $K = 1$ определяется величиной $\operatorname{ctg} \varphi$ независимо от высоты плотины, а для грунтов связных — не только величиной $\operatorname{ctg} \varphi$ (угол φ здесь гораздо меньше), но и величиной $\frac{c}{K \gamma H}$, стремящейся к нулю с увеличением H .

Отсюда подтверждение правильности вывода о большом преимуществе укладки ближе к откосам высоких насыпей не глинистых, а сыпучих грунтов (галечных, наброски и пр.), имеющих большую величину φ .

Использование графиков Тэйлора для расчета устойчивости откосов земляных плотин или выемок в грунте, насыщенном водой, встречает следующее затруднение: надо учесть влияние фильтрационных сил, понижающих устойчивость откоса, так как эти силы, действующие по линиям тока, стремятся вытолкнуть частицы грунта из тела плотины.

Далее возникает вопрос, с каким коэффициентом запаса производить расчеты.

Мы рекомендуем принимать для сыпучих грунтов $K = 1,15 \div 1,20$, для связных грунтов $K = 1,15 \div 1,20$ для низового откоса и $1,30 \div 1,35$ для верхового (верхние участки низового откоса не захвачены фильтрацией, вследствие чего силы трения здесь будут больше, а сдвигающий момент меньше, чем у верхового откоса). Больших запасов могут потребовать только крупнейшие сооружения.

Далее, дренированные плотины и с диафрагмой при скалистом основании или с экраном рассчитываются: первые — как насыпи при $K = 1,50$ и вторые — как насыпи при $K = 1,35$, т. е. при $\gamma \approx 1,80 \text{ т/м}^3$ и без учета явления фильтрации.

В случае наличия под плотинной пласта грунта с малым углом φ оба откоса плотины должны иметь заложение $\operatorname{ctg} \varphi$. При детальном проектировании можно в этом последнем случае удалить некоторый запас, проделав для этого пробные вычисления по отысканию невыгоднейших R и O поверхностей скольжения, подчиненных одному условию: они касаются нижней границы слабого слоя грунта. Последнее установлено автором в результате многочисленных вычислений, проделанных во время экспертиз ряда проектов.

Перейдем к учету влияния фильтрации на устойчивость откосов плотины.

Остановим внимание на низовом откосе плотины. Рассмотрим условия равновесия воды в объеме $SCABDMS$ (рис. 17).

Действующие силы:

- 1) вес воды в объеме $SCAMS$ (сила P);
- 2) вес воды в сегменте $MNDBAM$;
- 3) гидростатическое давление, нормальное к поверхности обрушения;

4) сопротивление I грунтового скелета фильтрации воды (численно равно равнодействующей сил фильтрации).

Берем моменты всех сил относительно центра O .

Моменты сил 2 и 3 равны нулю, так как плечи сил 2 и 3 равны нулю, поэтому $Pq_1 = Iq_2$, т. е. момент фильтрационных сил M_ϕ равен моменту веса воды в объеме $ACDBA$. Другими словами, $M_{сдв}$

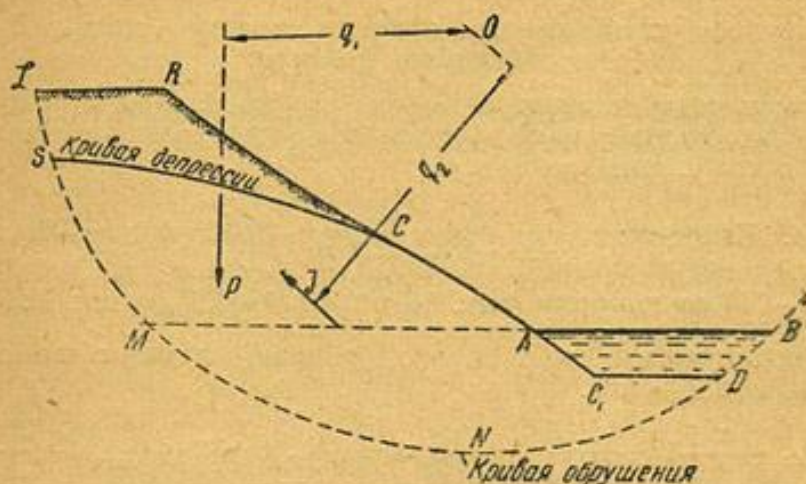


Рис. 17. К учету сил фильтрации при расчете устойчивости откоса

при откосе, насыщенном водой, равен моменту веса взвешенного грунта в объеме $LRCAMSL$ плюс моменту $Pq_1 = Iq_2$. В предельном случае объемы $SCAMS$ и $LRCAMSL$ равны между собой, поэтому можно сказать, что $M_{сдв}$ равен моменту веса грунта с водой в нем, т. е. при $\gamma \cong 2 \text{ т/м}^3$.

Но для пользования графиками Тэйлора, пригодных при единой расчетной величине γ грунта, опять возникает затруднение: момент сопротивляющихся сил надо исчислять при $\gamma_{взв}$, а момент сил сдвигающих — при $\gamma_{нас} \cong 2\gamma_{взв}$. Принимая во внимание, что $\gamma_{нас} \cong 2\gamma_{взв}$, поступаем следующим образом.

Исчисляем $M_{сопр}$ тоже при $\gamma_{нас} = 2 \text{ т/м}^3$, зато вместо $\text{tg } \varphi$ берем $\frac{1}{2} \text{tg } \varphi \cong \text{tg } \frac{\varphi}{2}$, т. е. исчисляем $M_{сопр}$ при $\gamma_{нас}$ и $\text{tg } \frac{\varphi}{2}$. Другими словами, для пользования графиками Тэйлора надо при расчете откосов плотины брать $\gamma \cong 2 \text{ т/м}^3$ при $\varphi_{расч} = \frac{1}{2} \frac{\varphi}{K}$.

Приравнивая $\gamma_{нас} = 2\gamma_{взв}$ и $\frac{1}{2} \text{tg } \varphi = \text{tg } \frac{\varphi}{2}$, в итоге делаем незначительную ошибку. Для устранения этой ошибки можно пользоваться точными выражениями для величин $\gamma_{взв}$ и $\gamma_{нас}$, а именно:

$$\gamma_{взв} = (1 - n) \times (\delta - 1) = \frac{\delta - \varepsilon}{1 + \varepsilon}$$

$$\gamma_{нас} = \delta(1-n) + n = \frac{\delta + \varepsilon}{1 + \varepsilon}.$$

Таким образом, графики Тэйлора позволяют быстро рассчитать неукрепленный откос грунта как при отсутствии сил фильтрации, так и при их наличии.

Примеры расчета устойчивости откосов плотин, насыпей и выемок по графикам Тэйлора

1. Какой откос следует придать выемке глубиной в 10 м в грунте с $\varphi = 18^\circ$ и $c = 0,15$ кг/см² при положении грунтовых вод у поверхности? Коэффициент запаса $K = 1,25$. Выемка с водоотливом.

Решение. Находим: $\frac{c}{K\gamma H} = \frac{1,50}{1,25 \times 2 \times 10} = 0,06$ при $\gamma = 2$ т/м³; $\varphi_{расч} = \frac{18}{2 \times 1,25} \approx 7^\circ$, $\alpha = 17^\circ$ по графику (рис. 16); $\text{ctg } 17^\circ = 3,25$, откос $1:3\frac{1}{4}$;

2. Та же задача, но выемка в затоне без водоотлива с помощью черпаковых снарядов, при $K = 1,50$.

Решение. $\frac{c}{K\gamma H} = \frac{1,5}{1,5 \times 1 \times 10} = 0,10$ при $\gamma = 1$ т/м³ и $\varphi_{расч} = \frac{18}{1,5} = 12^\circ$, $\alpha = 45^\circ$, т. е. откос одиночный.

3. Рассчитать низовой откос плотины при $n = 0,32$, $\delta = 2,6$; $\varphi = 18^\circ$, $c = 2$ т/м², $H = 25$ м, $K = 1$.

Решение. Находим коэффициент пористости $\varepsilon = \frac{0,32}{1 - 0,32} = 0,47$.

Получим $\gamma = \frac{\delta + \varepsilon}{1 + \varepsilon} = \frac{2,6 + 0,47}{1 + 0,47} = 2,04$ т/м³ ≈ 2 т/м³; $M = \frac{c}{K\gamma H} = 0,036$. При $M = 0,036$ и $\varphi_{расч} = \frac{18^\circ}{2K} = 9^\circ$ имеем $\alpha = 16^\circ$ и откос $1:3,5$.

4. Водохранилище наполнено до гребня плотины. Найти заложение верхового откоса плотины, устойчивого в этих условиях при $K = 1,50$, $H = 25$ м, $\varphi = 15^\circ$ и $c = 1$ т/м².

Находим:

$$\frac{c}{K\gamma H} = \frac{1}{1,5 \times 1 \times 2,5} = 0,03.$$

При $\varphi_{расч} = \frac{15}{1,5} = 10^\circ$ и $\frac{c}{K\gamma H} = 0,03$ находим $\alpha = 17^\circ$, $\text{ctg } \alpha = 3,3$ и откос $1:3\frac{1}{3}$.

5. Рассмотрим случай быстрого падения горизонта воды водохранилища после наполнения его почти до гребня плотины. Целость плотины должна быть обеспечена и в этих условиях, когда вода фильтрует из тела плотины в водохранилище, при насыщении водой всего верхового откоса.

В этом случае $\gamma_{расч} = \frac{\delta + \varepsilon}{1 + \varepsilon} \approx 2$ т/м³.

Пусть $\varphi = 15^\circ$, $c = 3$ т/м², $H = 25$ м, $K = 1,50$, $\gamma = 2$ т/м³.

Тогда

$$\varphi_{расч} = \frac{15^\circ}{K} \cdot \frac{1}{2} = 5^\circ,$$

$$\frac{c}{K\gamma H} = \frac{3}{1,5 \times 2 \times 25} = 0,04.$$

По графику Тэйлора находим $\alpha = 10^\circ$ и $\text{ctg } \alpha = 5,67$, т. е. необходим откос почти шестерной.

Так как рассматриваемый случай полностью никогда не может иметь места, то искомый откос лежит между найденным и определенным для более благоприятного случая (низового откоса), когда верхняя часть откоса не насыщена водой, что позволяет взять $K = 1 \div 1,10$.

Тогда

$$\varphi_{\text{расч}} = \frac{15^\circ}{2 \times 1} = 7,5^\circ \text{ и } M = 0,06 \text{ при } K = 1.$$

По графику Тэйлора имеем $\alpha = 18^\circ$, т. е. получаем почти тройной откос.

В средних условиях и берем откос не 1:6 и не 1:3, а 1:4 $\frac{1}{2}$. В случае слабой водоотдачи малосвязного грунта берем более пологий откос, увеличивая пологость с возрастанием высоты плотины и ее значения. В предельном случае имеем откос 1:6.

6. Откос сухого оврага имеет уклон 1:1, т. е. $\text{ctg } \alpha = 1$, $c = 0,15 \text{ кг/см}^2$; $\varphi = 15^\circ$, $\delta = 2,7$ и $n = 0,40$ при весовой влажности 10%.

Будет ли устойчив откос после выпадения дождей при увеличении весовой влажности вдвое, если высота откоса $H = 10 \text{ м}$?

Решение. При весовой влажности в 10% имеем вес 1 м³ грунта $\gamma_1 = 1,1 (\delta = 1) (1 - n) = 1,78 \text{ т/м}^3$, а при весовой влажности 20% имеем $\gamma_2 = 1,94 \text{ т/м}^3$.

В первом случае $\frac{c}{K \gamma H} = 0,084$, а во втором (случай предельного равновесия грунта, т. е. при $K = 1$) $\frac{c}{K \gamma H} = 0,078$.

До выпадения дождей угол естественного откоса по графику Тэйлора $\alpha = 45\frac{1}{2}^\circ$, т. е. чуть круче одиночного откоса. После выпадения дождей, т. е. при $\frac{c}{\gamma H} = 0,078$, имеем $\alpha = 42\frac{1}{2}^\circ$, т. е. откос 1:1 утрачивает устойчивость и обрушается.

7. Почему в природе часто наблюдаются вогнутые откосы глинистых грунтов?

Решение. С увеличением высоты H откоса угол естественного откоса падает, так как величина $\frac{c}{\gamma H}$ при этом уменьшается; это и вызывает постепенное увеличение пологости откоса в нижней его части с возрастанием H при сохранении равноустойчивости всего откоса.

8. Как учесть трещиноватость глинистых откосов при расчете их устойчивости?

Решение. При обследовании грунтов на месте необходимо попытаться установить процент трещиноватости по отношению к величине поверхности обрушения (например, 20—25%) и соответственно уменьшить расчетную величину сцепления, т. е. взять не $\frac{c}{\gamma H}$, а $\frac{0,75 c}{\gamma H}$.

9. Проанализировать условия работы глинистых берегов реки.

Решение. Перед весенним паводком глинистые откосы берегов реки в верхней своей части находятся в естественно влажном состоянии, а в нижней части могут быть насыщены водой даже выше горизонта воды в реке, что определяется положением кривой депрессии грунтовых вод, стекающих в реку. При проходе паводка происходит насыщение грунта водой на значительную высоту над зимним горизонтом воды в реке (в наших условиях — на 6—7 м и более), а также дополнительное увлажнение верхних частей откоса водой, образовавшейся от таяния снега. При этом вес 1 м³ грунта близ гребня откоса увеличивается (пример 6-й), но подавляющая часть массы грунта от-

коса насыщается водой, поднявшейся в паводок, вследствие чего откос в целом обычно находится в устойчивом состоянии, несмотря на возможное снижение величины сцепления в грунте.

Лишь движение льда и быстрое течение реки вызывают размыв берегов, создавая еще более крутые откосы. Это последнее обстоятельство резко скажется после падения горизонта воды в реке, когда вода фильтрует из откоса в реку (пример 5-й). В результате после прохода паводка, а также во время его прохода (размыв берегов) наблюдаем обрушение глинистых берегов реки. Новые откосы получают иное заложение, отвечающее предельному равновесию грунта ($K=1$), однако явление подмыва берегов не прекращается в дальнейшие годы, вследствие чего совместное действие размыва берегов и быстрого падения горизонта воды в реке после прохода паводка из года в год продолжает деформировать глинистые откосы подмываемых берегов реки.

4. Выводы для проектирования земляных плотин, полученные из анализа причин разрушений построенных плотин при учете новейших достижений науки и практики

В современной литературе часто приводят статистические данные о разрушениях земляных плотин в виде таблиц, более или менее подробных и почти всегда без должного анализа причин аварий. Данные в таблицах приводят за восемьдесят — сто последних лет, что нельзя признать правильным: нас могут особо интересовать данные последних двадцати лет для сооружений, выстроенных при более высоком уровне техники.

Бесспорным является факт преимущественного разрушения земляных плотин малой и средней высоты: 82% случаев разрушения земляных плотин относится к сооружениям высотой до 23 м и 29% к плотинам высотой до 7,50 м. Объяснение — в недостаточном внимании к роли факторов, перечисленных ниже. С увеличением высоты плотины внимание к этим факторам должно повышаться. По данным таблиц, главной причиной разрушения земляных плотин за пятидесятилетие является перелив воды через гребень.

Однако в настоящее время эта причина не может быть главной, так как величина паводкового расхода за последние годы перестала быть загадкой для большинства рек СССР.

Следующей причиной разрушения, сохраняющей силу и в настоящее время, является действие фильтрующей воды на грунт тела плотин при наличии в нем трещин (плохое уплотнение тела плотины, обычно вызываемое излишней толщиной укатываемых слоев грунта, а также различной осадкой тела земляной плотины и водослива в русле реки). К тому же приводят плохие антифильтрационные устройства в сопряжении указанных основных элементов сооружения (недостаточная длина шпоры, малая глубина забивки шпунта, плохое качество последнего). Хотя оползание откосов земляных плотин и дает лишь 5% случаев разрушения, но эти случаи относятся к крупным плотинам, что производит сильное впечатление. Оползания происходят в последнее время чаще всего из-за недоучтенных свойств основания (плотина Форт Пек) или вследствие исключительно редкого паде-

ния горизонта воды в водохранилище, хотя бы и существующего 25 лет (плотина Бель Фурш) без должного использования.

Способы предотвращения этих разрушений изложены в настоящем труде. Следует помнить, что размягчающиеся в воде слабые разрушенные скалы, лежащие в основании земляных плотин, должны быть тщательно изучены в отношении их сопротивления сдвигу до расчета сооружения по криволинейной поверхности скольжения.

Остальные причины — землерои, землетрясения и невыясненные обстоятельства. Вредная роль землероев парализуется применением сыпучих грунтов снаружи тела плотины. Надо помнить, что несвязные грунты со слабой водоотдачей при землетрясении утрачивают положительную статическую роль, вследствие чего их не следует помещать в наружных призмах тела плотины.

Особое внимание уделим вопросу о борьбе с вредными последствиями фильтрации воды в рыхлом аллювии основания. В борьбе с вымыванием грунта из-под земляной плотины применяется или вертикальная преграда, прорезающая проницаемый грунт, или удлинение пути фильтрации (понур) с устройством дренажа в хвостовой части профиля плотины. К сожалению, эти инженерные приемы неравноценны, так как аллювий гораздо сильнее фильтрует в горизонтальном направлении, чем в вертикальном. К тому же при двухслойной проницаемой среде, когда нижний слой более проницаем, создаются особенно неблагоприятные условия для вертикального вымывания грунта у хвоста или за хвостом профиля плотины. Это явление эрозии замечено на существующих плотинах, а также в аналогичных условиях при обрушениях глинистых пологих берегов, под которыми проходят грунтовые воды в рыхлых песках основания, поэтому пересечение фильтрационного потока вертикальной преградой до сих пор остается лучшей мерой борьбы с опасными последствиями фильтрации воды в основании.

Глава III

ПЛОТИНЫ ИЗ КАМЕННОЙ НАБРОСКИ И ИЗ СУХОЙ КЛАДКИ

1. Сфера применения и общая характеристика

Плотины из каменной наброски получили распространение в глухих, удаленных от железных дорог, местностях, при отсутствии грунтов для постройки земляной плотины и при наличии хорошего камня близ места работ, если при этом основание не вполне пригодно для бетонной плотины (глубокое залегание скалы под аллюviем, низкое качество скалы). Условия применения набросной плотины являются ключом для понимания путей развития ее конструкции, значительно изменяющейся с течением времени. Отличительная особенность плотины из каменной наброски — большая трудоемкость ее возведения. Без применения специальных механизмов для бурения, выломки, транспорта и укладки камня не следует при-

ступать к постройке солидной набросной плотины, если задан жесткий срок ее окончания.

При условии жестких сроков строительства, ограниченного количества рабочей силы, недостаточности средств механизации и вспомогательных сооружений рассматриваемый тип плотины является непригодным. Затруднительно также обеспечить исправную работу плотины из каменной наброски при весьма крутых склонах ущелья вследствие больших вертикальных и горизонтальных смещений экрана при незыблемых склонах. Здесь возможна большая утечка воды, поэтому обычен отказ от постройки набросной плотины значительной высоты при крутых склонах ущелья.

2. Конструкция набросной плотины

Рассматриваемый тип плотины, известный с 1859 года, за последние двадцать лет постепенно переходит в разряд инженерных сооружений.

Этот переход еще не закончился, так как факторы, определяющие успешную работу набросной плотины, количественно еще не полностью опробованы в практике плотиностроения, однако уже свыше пятнадцати лет назад, в практике США, где набросных плотин возведено много больше, чем в остальных государствах, вместе взятых, установилась тенденция при удовлетворительном скалистом основании придерживаться калифорнийского типа плотины.

Калифорнийская плотина состоит из наброски крупных камней, весом до 2—3 и даже до 10 т, с армированным бетонным экраном, устраиваемым с напорной стороны со специальным упором по на-

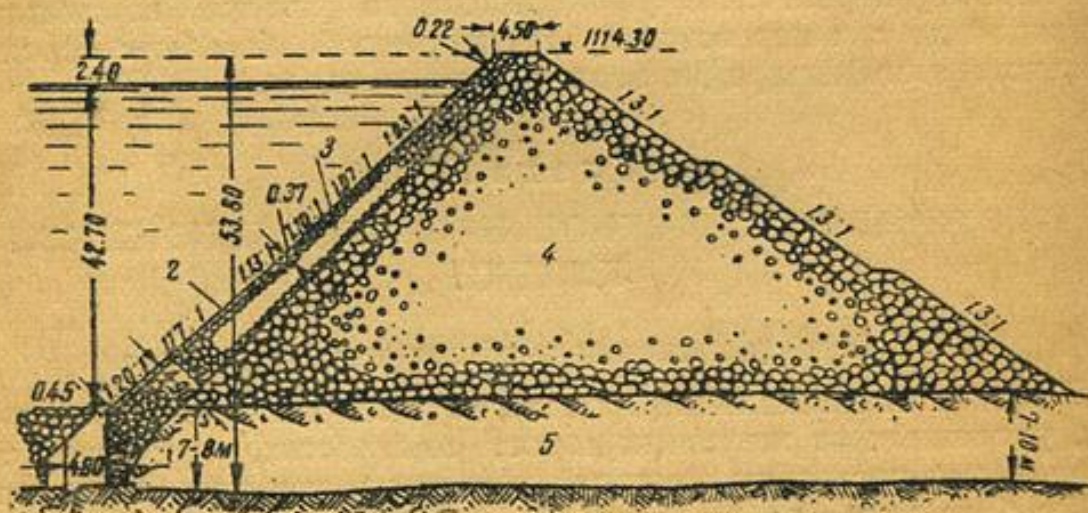


Рис. 18. Профиль плотины Строберри

1—бетонный зуб с контрфорсом, 2—железобетонный экран, 3—сухая кладка, 4—каменная наброска, 5—плотный аллювиальный слой толщиной в 7—10 м

броске. При упоре экрана в цементированную прочную скалу он должен обеспечить ничтожную водопроницаемость сооружения (рис. 18—20). Скважины для цементации устраиваются через 3—

5 м, в зависимости от качества скалы, жидкий раствор цемента нагнетается под давлением в 5—10 атм. и более. Упор для экрана

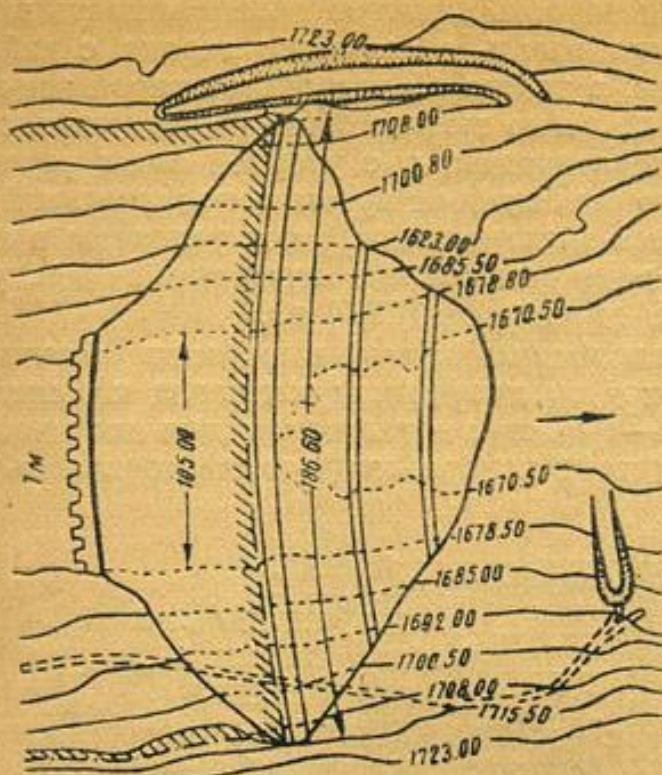


Рис. 19. План плотины Строрерри

приготавливается в виде призмы из подобранных более или менее постелистых крупных камней, укладываемых с помощью дерриков. Уклон верхового откоса 1:1, низового—1:1 $\frac{1}{2}$. Тело плотины, т. е. каменная наброска, при этом насыпается на скале, если скала залегает неглубоко, в противном случае—на плотном валуно-галечном аллювии, достигающем иногда весьма значительной толщи (10—20 м).

Толща экрана понизу берется примерно в $\frac{1}{50}$ — $\frac{1}{60}$ высоты плотины. Напорный откос плотины вследствие наличия экрана, имеющего значительный вес, а также упорной призмы устраивается более крутым (от 1:1 вверху до 1:1,25 внизу), чем низовой, образованный простой наброской. Однако и откос из наброски должен иметь коэффициент устойчивости больше единицы для успешной работы тела плотины при давлении на него воды, поэтому низовой (сухой) откос плотины имеет уклон от 1:1,3 до 1:1,5 в зависимости от качества основания, вследствие чего ширина профиля плотины понизу в 2,5—3 раза больше высоты.

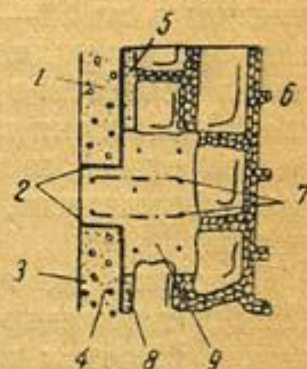


Рис. 20. Прикрепление экрана в плотине Строрерри

1—железобетонный экран толщиной вверху в 22 см, внизу—37 см, 2—температурный шов, 3—передняя грань, 4—плата экрана, 5—бетон (8 см), 6—тело плотины, 7—сталь $d=25$ мм, 8—бетон, 9—бетонный прогон толщиной от 0,40 вверху до 0,01 внизу

Калифорнийский тип плотины, с трудоемкой призмой — упором для экрана, при пористости наброски в 35—45% не всегда обеспечивал полную жесткость и малую проницаемость экрана плотины, поэтому возникла мысль о создании экрана с гибкой связью его с зубом плотины, а также об устройстве такой непроницаемой преграды, в которой легко можно было бы заделать трещины, возникающие при эксплуатации, а с утечкой воды через скалу основания можно было бы бороться путем дополнительной цементации основания во время эксплуатации. Этим условиям в наибольшей степени отвечает идея устройства внутренней (центральной) полой железобетонной диафрагмы (1924 г.).

Плотину с такой диафрагмой выстроили французы в Тунисе (рис. 21). С боков от диафрагмы отсыпана каменная наброска пористостью в 42—45% при неизвестном для нас проценте мелочи и земли. При поднятии напора диафрагма оторвалась в основании и

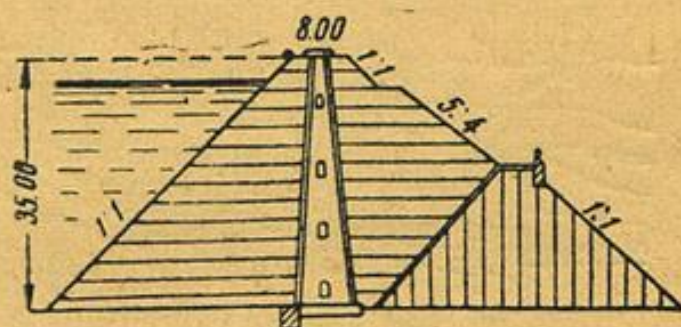


Рис. 21. Профиль плотины Кебир в Тунисе

сдвинулась на 30—40 см в сторону нижнего бьефа, т. е. произошло тяжелое повреждение сооружения (1928 г.). Отрыв диафрагмы произошел вследствие давления воды и наброски на диафрагму: отпор низовой наброски вызван был к работе, очевидно, слишком поздно; следовательно, низовая призма наброски подверглась значительным деформациям, не представляя собой жесткого упора для диафрагмы.

Подобное же явление произошло в 1916 году в плотине Отэй (США), снабженной металлической центральной листовой диафрагмой. Плотина полностью разрушилась. Известно, что в ней каменная наброска производилась без заполнения пустот щебнем; камень шел в дело прямо из карьера с карьерной мелочью и землястыми примесями.

В свете приведенных данных неудача французов в Тунисе в 1928 году не могла бы полностью похоронить идею центральной полой диафрагмы: реабилитация последней была бы достигнута, если бы низовая призма тела плотины могла служить более жестким упором для диафрагмы, являясь в то же время просто каменной наброской без повышенных затрат на ее устройство. Однако французы после описанной неудачи в Тунисе отказались от центральной диафрагмы и от наброски пористостью в 40%, а ограничили последнюю вплоть до настоящего времени 26—32%.

В 1930 году закончена постройка плотины на р. Риоха, в Аргентине, при высоте сооружения в 66 м над скалистым основанием и 46 м над дном реки (рис. 22). Сооружение имеет центральную полу диафрагму из железобетона шириной поверху в 2,80 м и понижу 3,6 м, снабженную колодцами $D = 1,20$ м и пятью горизонтальными инспекционными галереями. Диафрагма врезана в прочный гранит основания на 2,50 м («Civil Engineering», July, 1944, США).

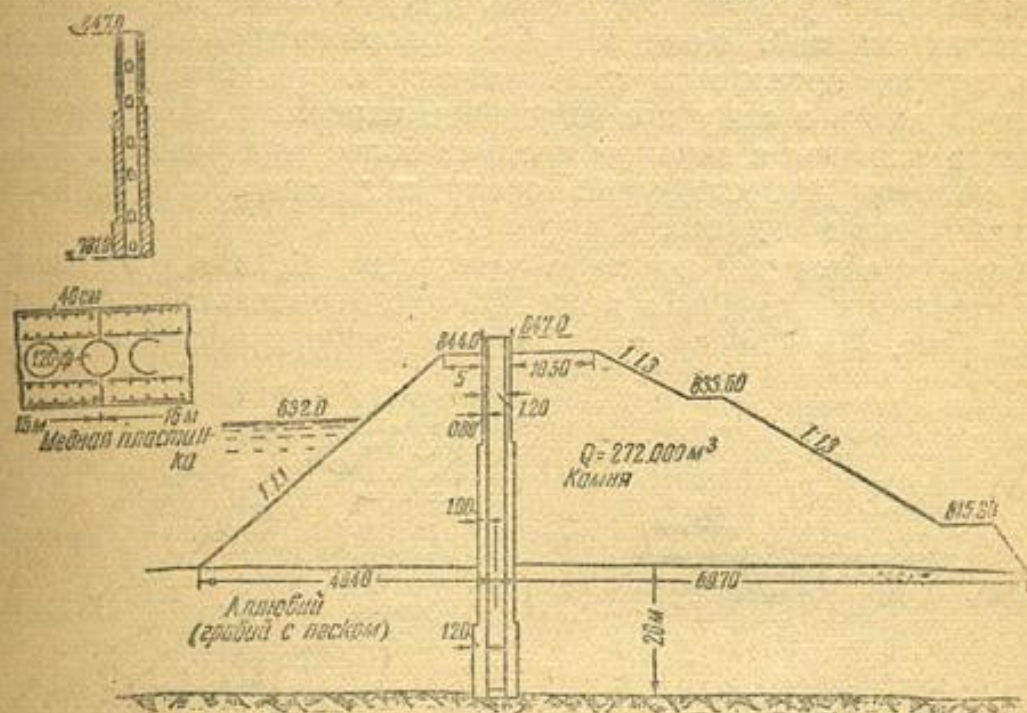


Рис. 22. Плотина Риоха в Аргентине

Толщина стенок диафрагмы вверху 0,80 м и внизу 1,00 м. Через 16 м по длине диафрагмы устроены швы с медными антифильтрационными листами в них.

При постройке было принято, что наброска получит 40% пустот. Особый интерес представляют требования к наброске напорной и низовой призм: если для первой было допущено до 20% примесей песка и землистых грунтов, то для второй лишь 5%. При этом во время постройки наброска поддерживалась в мокром состоянии для обеспечения своевременной осадки тела плотины с понижением в процессе постройки процента землистых примесей в наброске.

В начальный период эксплуатации плотины была отмечена осадка тела плотины на 30 см по вертикали со смещением диафрагмы на 11 см (по гребню) в сторону нижнего бьефа, что было признано нормальным явлением. Сооружение исправно работало до 1944 года. Утечка воды через всю плотину достигала всего лишь 2 л/сек.

Этот пример показывает, что центральная диафрагма из железобетона может считаться допустимой даже при толще аллювия

под наброской до 20 м (плотина Риоха). По мере эксплуатации плотины фильтрация через скалу может усиливаться, тогда наличие полой диафрагмы позволит дополнительно процемментировать скалу в основании.

В случаях, когда каменная наброска хорошего качества (пустот до 40%, наброска хорошо промыта, при малом проценте земляных примесей и карьерной мелочи) уложена прямо на скале, напорный экран работает удовлетворительно, будучи оперт на призму из постелистых камней. Конечно, без опорожнения водохранилища здесь нельзя произвести дополнительную цементацию основания, что надо иметь в виду при сравнении вариантов. В случае выбора варианта плотины с экраном следует более тщательно и под большим напором цементировать скалу и уделить особое внимание упорной призме экрана.

Экран укладывают по железобетонным балкам, втиснутым в тело плотины и идущим в двух взаимно перпендикулярных направлениях (рис. 23). Иногда плиты экрана свободно опираются на бал-

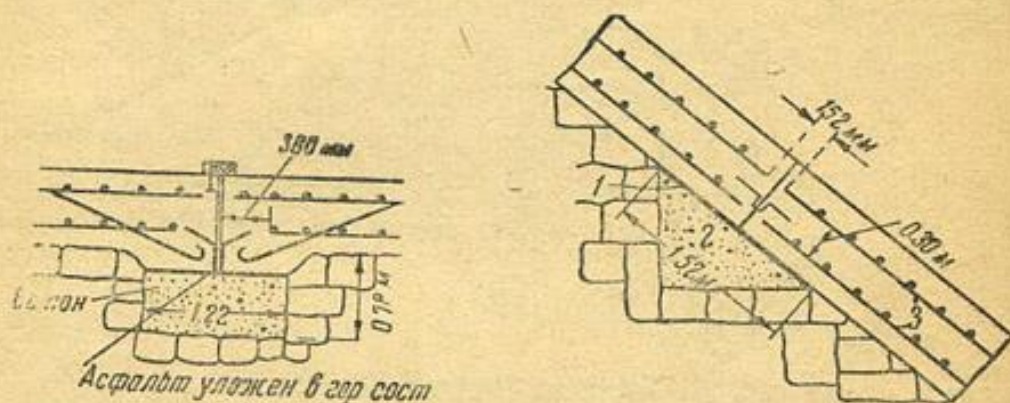


Рис. 23. Вертикальный (слева) и горизонтальный (справа) швы напорного экрана

ки, не будучи связаны медными пластинками (близкое залегание прочной скалы), необходимыми при солидной толще аллювия. В отдельных случаях устраивается металлический экран (плотины Пенроз, Скагей и др. в США).

Возможно устройство и деревянного экрана (чему имеются в прошлом примеры), но он хорошо работает, лишь находясь все время под водой, что полностью едва ли может быть обеспечено. Доски укладываются вразброс в два—три ряда с хорошей осмолкой; каждый ряд досок покрывается асфальтированной тканью или битумными матами. Доски концами опираются на деревянные балки, уложенных параллельно оси плотины, и на брусья, идущие по откосу сверху вниз.

По предложению американского инженера Грунского, для лучшей работы экрана, нередко подвергающегося повреждению, упорную призму для экрана надо устроить в виде солидной призмы из сухой кладки, а экран сделать почти отвесным. Недостаточный вес плотины в связи с отказом от одиночного уклона напор-

ной грани следует компенсировать более пологим устройством низового откоса (рис. 24).

Улучшение данного типа плотины достигается путем введения в проект весьма трудоемкого элемента (призмы из сухой кладки).

Предложение Грунского, принятое французами в алжирской практике последних лет, а также частью в СССР, возвращает нас к 1917 году, когда была удачно построена плотина Эскондидо по этому же типу, правда, там сухая кладка не была строго выдержана.

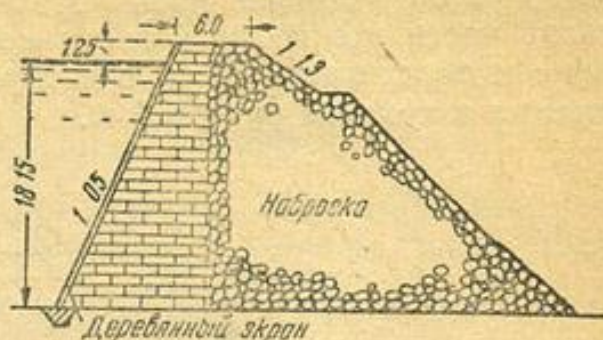


Рис. 24. Профиль плотины Беломорско-Балтийского канала. Экран деревянный

Эти предложения говорят о колебании взглядов инженеров на калифорнийский тип плотины, который, видимо, удастся полностью удержать только для плотин на хорошей скале основания и малой толще аллювия, при пористости тела плотины до 40% и небольшом проценте примеси земли и мелочи.

В Италии с 1910 по 1930 год возведено много плотин из сухой кладки. Все они имеют крутые откосы, например, половинные, вследствие чего профиль такой плотины кажется весьма экономным.

Однако плотины из сухой кладки много более трудоемки, чем плотины из наброски, вследствие чего за рубежом они имели успех лишь в условиях борьбы с безработицей.

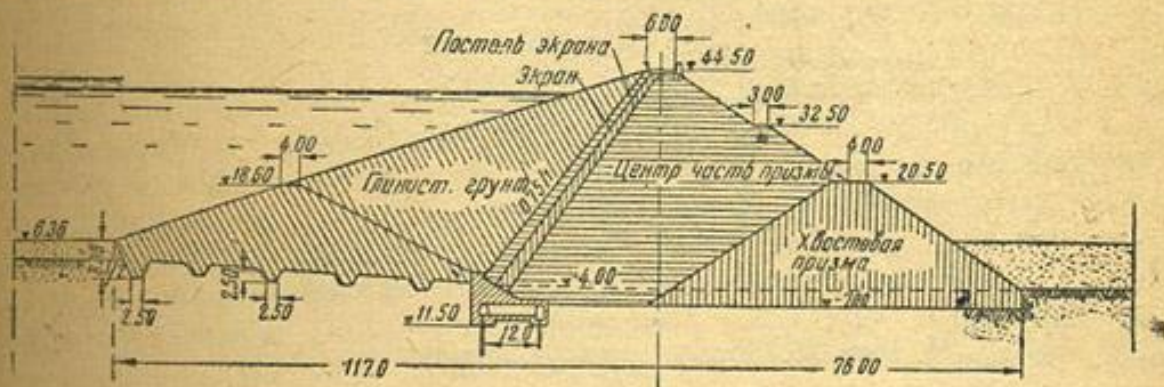


Рис. 25 Профиль плотины Гайо

В новейшей плотине Гайо (Португалия), имеющей высоту в 65 м и выстроенной на не вполне надежном сланце (рис. 25 и 26), экран устроен из кладки на битумном растворе, состоящем из 47% битума, 47% мелкого песка и 6% асбестовых волокон (по весу); толщина экрана вверху 1,5 м, внизу 3 м. Снаружи экран покрыт битумом в два слоя общей толщиной в 5 см. Экран уложен на постель той же толщины, устроенную из подобранных камней (25% пустот). С напорной стороны уложен укатанный шестьютонными вальцами гли-

нистый грунт. К экрану с низовой стороны примыкает призма из камней средней крупности (по 50—200 кг); хвостовая часть состоит из крупных камней (по 1—1,5 т). Предусматривая необходимость дренажа и дополнительной цементации скалы основания, составители проекта устроили полый железобетонный упор для экрана. В полый части можно произвести цементацию основания с расположением скважин $d = 5$ см в два ряда, с расстоянием между скважинами в каждом ряду в 5 м.

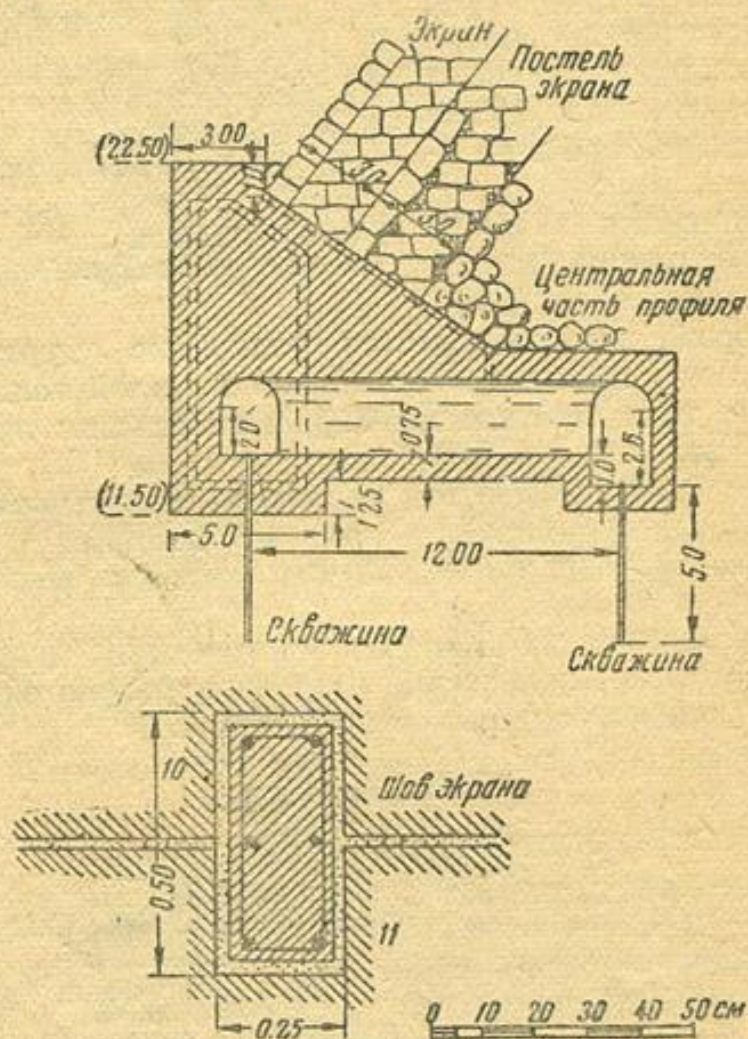


Рис. 26. Детали конструкции плотины Гайо.

Этот тип плотины требует минимальной затраты бетона и приближается к земляной плотине, однако здесь требуется наличие глинистого грунта.

Опыт показал, что, повысив требования к качеству наброска, можно создать успешно работающую плотину с полый центральной диафрагмой. Приняв 3% для землистых веществ вместо 5%, предусмотренных на р. Риоха, можно рассчитывать, что и этот тип плотины с технической стороны не встречает возражений. Выбор определится местными геологическими условиями и экономическими соображениями при сравнении вариантов.

Существующие плотины из каменной наброски достигают высоты более 100 м над основанием. Все они запроектированы так, чтобы вода через гребень не переливалась во время эксплуатации плотины. Поэтому водослив для плотины из каменной наброски проектируется столь же осторожно, как и для земляных плотин. Устраивают его всегда в берегу. Равным образом и водоспуск устраивают вне тела плотины значительной высоты.

3. Расчет набросной плотины

Расчет сводится к установлению правильного заложения откосов и к проверке устойчивости сооружения в целом (калифорнийский тип) при действии сил:

- а) веса одного погонного метра плотины P_1 ;
- б) веса воды над напорной гранью P_2 ;
- в) сдвигающей горизонтальной силы давления воды E .

Сопротивлением экрана срезыванию пренебрегают. Коэффициент трения f в основании принимается в зависимости от рода и качества грунта основания: скала удовлетворительного качества, наброска по наброске или наброска по валунно-галечному грунту при малом участии глины требуют $f = 0,6 \div 0,7$; разрушенная скала при неблагоприятной роли глины может заставить принять $f = 0,5 + 0,45$.

Уравнение равновесия имеет вид:

$$(P_1 + P_2) f = KE,$$

где K — коэффициент запаса.

В действительности коэффициент запаса в два-три раза меньше, так как он лимитируется устойчивостью низового откоса. В случае центральной диафрагмы при угле α естественного откоса наброски заложение откосов должно быть не менее $1,25 \operatorname{ctg} \alpha$, где 1,25 — коэффициент запаса. Полное гидростатическое давление E воды, сложенное с давлением наброски E_2 при $\varphi = \alpha$ и $\gamma = 1 \text{ т/м}^3$, передается на центральную диафрагму, а от нее на низовую призму из каменной наброски. Отпор этой последней при $\varphi = \alpha$ должен быть заведомо больше суммы $E_1 + E_2$. Тип Гайо рассчитывается как калифорнийский тип, с той лишь разницей, что экран получает дополнительную силу веса грунта при $\gamma = 1 \text{ т/м}^3$, а плотина в целом — дополнительную сдвигающую силу (горизонтальное давление грунта).

4. Осадка набросной плотины

Величина осадки набросной плотины зависит от процента пустот в наброске и от процента землистых грунтов и карьерной мелочи, а также от прочности камня и количества воды, использованной для поливки наброски во время постройки. Непрерывный промыв наброски во время постройки способствует ее осадке до устройства экрана или диафрагмы, и, наоборот, слабый полив наброски приводит к тому, что после первого же ливня плотина резко садится с

разрушением напорного экрана (Сан Габриэль № 2). Поэтому в новейшей практике объем воды для поливки принято принимать равным от двух до четырех объемов наброски, выполняя наброску раньше устройства напорной части плотины.

Под действием давления воды плотина претерпевает также горизонтальные смещения, что видим из табл. 1.

Таблица 1

Название плотины	Высота в м	Период наблю- дений в годах	Горизон- тальное смеще- ние в см	Вертикальная осадка	
				величина в см	в про- центах к высоте
Ферст Бауман	29	45	—	39	1,33
Дикс Ривер	82	11	58	85	1,00
Строберри	42	19	48	63	1,50
Свифт	38	22	93	90	2,34
Морена	45	—	—	50	1,00
Кебир	34	—	—	93	2,70
Ваннино	23	—	—	50	2,20
Солт Спрингс	100	8	30	60	0,60
Нантагела	80	2	12	30	0,40

Таким образом, инженерные свойства плотины из каменной наброски в сильнейшей степени зависят от методов производства работ и от степени строгости соблюдения величины допусков земляных примесей и карьерной мелочи. Камень для постройки плотины должен быть прочный, водоупорный, морозоупорный, лишенный трещин в кусках.

В заключение остается подчеркнуть ошибочность высказываемого иногда мнения, что крутые склоны ущелья позволяют путем взрывов сбросить в тело плотины из каменной наброски огромные массы камня, не прибегая к транспорту. Такой прием приводит к печальным последствиям после поднятия напора и сильных дождей: тело плотины резко оседает, что вызовет повреждение экрана. Таким образом, применение взрывов для сброса камня вниз не освобождает строителя от разборки, сортировки, промывки и транспорта камня для создания надежного тела плотины. Следовательно, крутые склоны, препятствуя созданию непроницаемого сопряжения их с телом плотины, не имеют преимуществ.

ГЛУХИЕ БЕТОННЫЕ МАССИВНЫЕ ПЛОТИНЫ ГРАВИТАЦИОННОГО ТИПА

В СССР не построено ни одной глухой бетонной плотины гравитационного типа, что вполне понятно: устойчивые особенности нашей экономики заставляют в этих случаях обращаться к использованию местных материалов.

В главе о выборе типа плотины указаны весьма редкие случаи целесообразного применения глухой бетонной плотины и в наших условиях. Сооружение данного типа отличается незначительными эксплуатационными издержками. В США массивную плотину из бетона строят в местностях, лежащих недалеко от железной дороги, что объясняется необходимостью доставки обильных потребных привозных материалов.

Массивные глухие плотины имеют профиль, близкий к прямоугольному треугольнику (рис. 27) при ширине основания профиля $B = \beta H$, где H — высота плотины и $\beta = 0,65 \div 0,8$. Как увидим далее, β возрастает с увеличением высоты плотины.

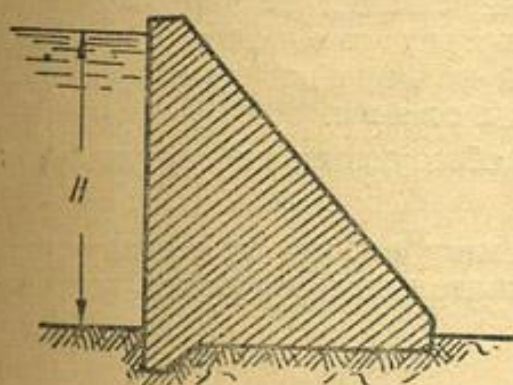


Рис. 27. Профиль глухой массивной гравитационной плотины

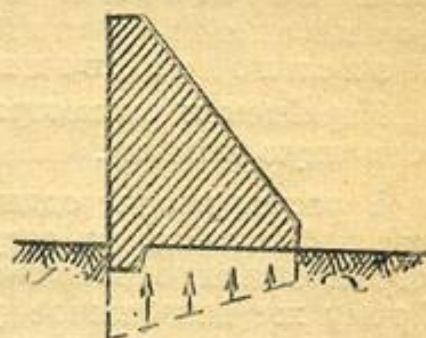


Рис. 28. К расчету плотины до поднятия напора

Если бы можно было иметь абсолютную уверенность в отсутствии угрозы перелива воды через гребень в паводок, то можно было бы устроить гравитационную плотину не только на скале, но также на плотнейшем материке, ограничив высоту плотины величиной давления, допустимого для такого грунта.

Гравитационная плотина имеет повышенное давление на грунт у напорной грани и пониженное у низовой грани (рис. 28). С поднятием напора имеем обратную картину: повышенное давление на грунт имеем у низовой грани и пониженное — у напорной грани (рис. 29). Это создает переменные условия работы грунта, предъявляя к нему требование незыблемости. Такому требованию удовлетворяет в полной мере лишь хорошее скалистое основание.

При умеренной высоте плотины можно использовать скалу посредственного качества, улучшив ее цементацией, а также плотнейший песчано-гравелистый грунт, поры которого заполнены глиной. При отсутствии избытка глины в порах такой грунт и ничтожно проницаем, и весьма мало сжимаем (материк).

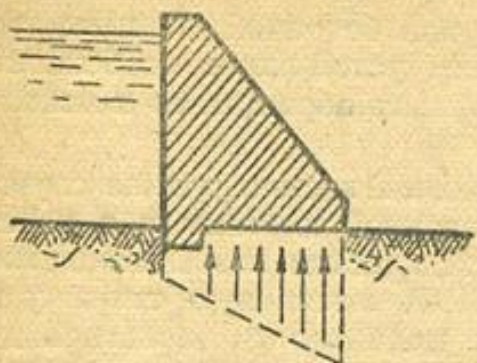


Рис. 29. К расчету плотины при поднятом напоре

Сброс паводков в случае устройства глухой плотины происходит в берегах, водоспуск же устраивают или в берегу, или в теле плотины, в зависимости от высоты плотины. При большой высоте плотины наблюдается тенденция устраивать водоспуск вне тела плотины. Строительные паводки могут сбрасываться через недостроенное тело плотины, если пропуск воды через береговые тоннели полностью не обеспечен.

При наличии только материкового грунта основания составитель проекта должен полностью застраховать сооружение от возможного подмыва его основания, предусмотрев запас пропускной способности как береговых строительных водоводов, или донных отверстий первой очереди работ, так и эксплуатационного водослива.

Перейдем к рассмотрению сил, действующих на глухую гравитационную плотину.

В расчет вводят один погонный метр ее, что не вносит существенной ошибки при отсутствии значительных переломов поперечного профиля основания плотины. К тому же неизбежное устройство температурно-усадочных швов в теле плотины позволяет использовать места этих переломов.

Силами, действующими на один погонный метр сооружения, являются:

- 1) вес тела плотины;
- 2) давление воды на напорную грань;
- 3) давление воды на низовую грань;

4) взвешивающее давление S_0 (рис. 30) при наличии воды в нижнем бьефе (по закону Архимеда);

5) фильтрационное давление S_ϕ , вызванное созданным напором. Это давление ослабевает по длине подошвы плотины, а также в местах залегания скалы повышенного качества.

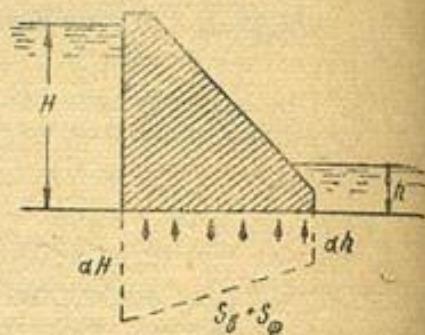


Рис. 30. Фильтрационное и взвешивающее давления

Так как сооружение сопротивляется сдвигу своим весом, то имеет значение величина коэффициента трения f в основании.

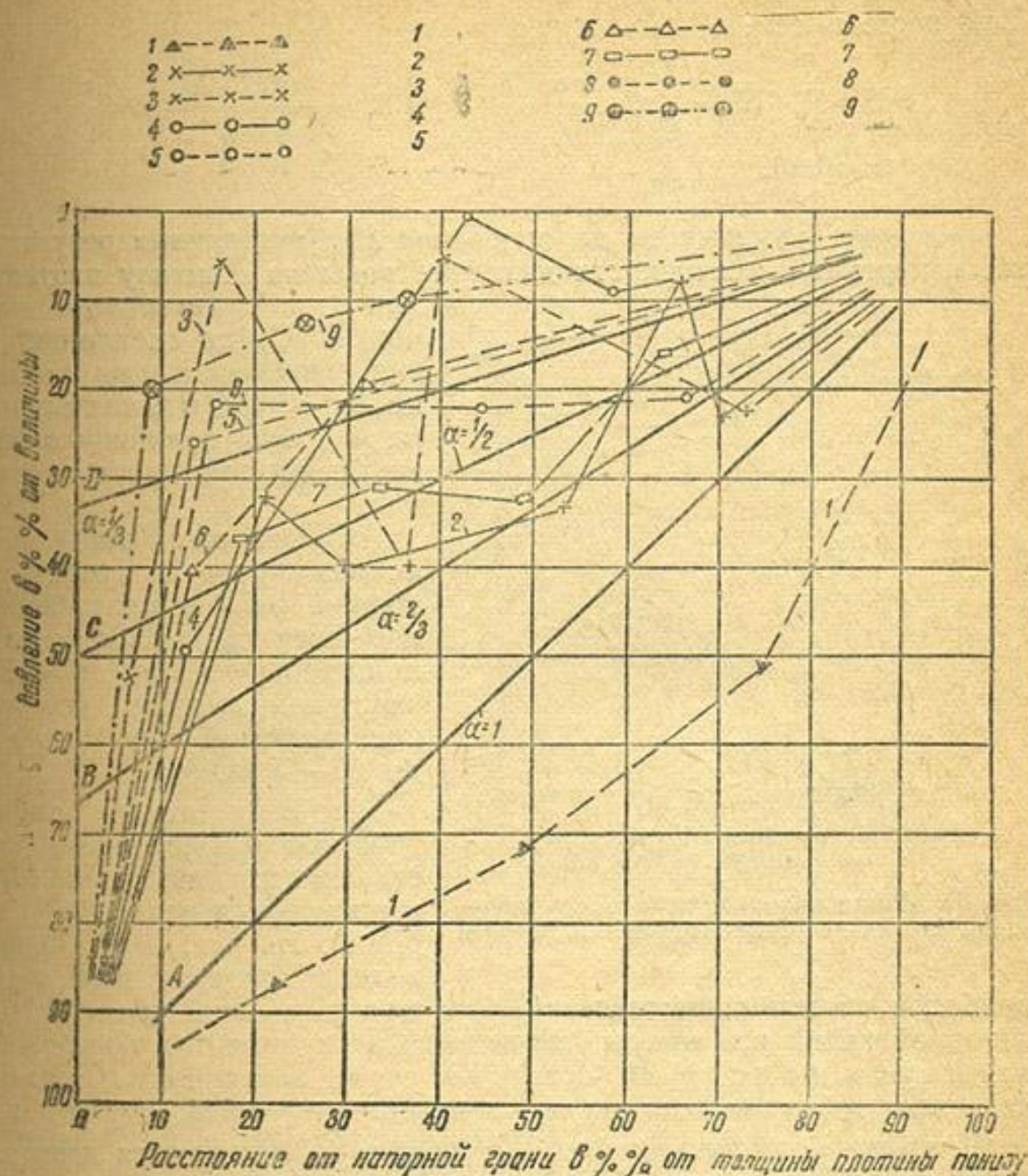


Рис. 31. Фильтрационное давление в основании девяти бетонных плотин

Вычисление первых трех сил не требует пояснений. Если бы скала свободно пропускала воду, то сила S_a исчислялась бы, очевидно, весом столба воды площадью $B \times 1 = B$ и высотой h , отсчитанной от подошвы основания до уровня воды в нижнем бьефе. В действительности от силы S_a вода давит на подошву не с напором h , а с напором αh , где $\alpha < 1$, если скала хорошего качества. Равным образом интенсивность давления S_ϕ изменяется по длине по-

дошвы не от величины $H - h$ до нуля, а от величины $\alpha (H - h)$ до нуля, где $\alpha < 1$.

В итоге имеем:

$$S = S_a + S_{\phi} = \left[\alpha h + \frac{\alpha (H - h)}{2} \right] B = \frac{\alpha (H + h)}{2} B$$

при $0,2 < \alpha < 0,65$.

Величину α учитываем на основании опубликованных результатов измерения интенсивности давления воды на подошву плотины

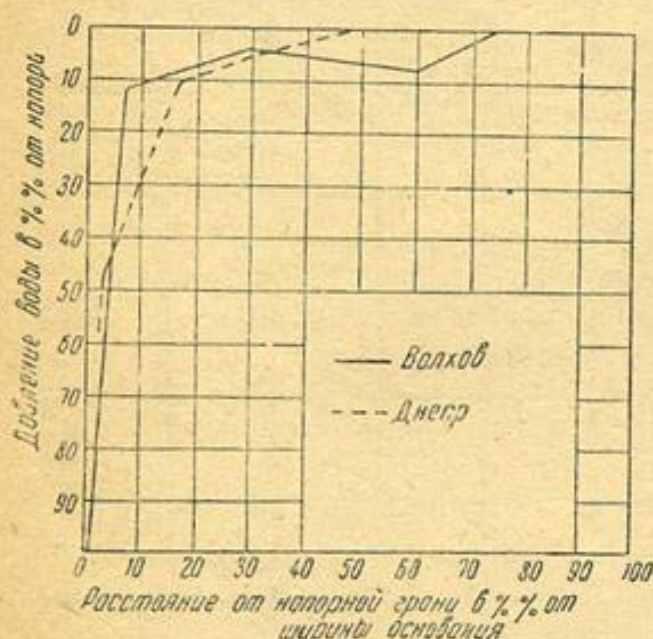


Рис. 32. Фильтрационное давление в основании плотин на реках Волхове и Днепре

приборов об интенсивности давления под подошвой плотины. У напорной грани все эпюры имеют произвольно принятую величину напора H . Остальные точки нанесены по показаниям приборов, заложенных при постройке плотины.

Для еще большего снижения величины α применяется дренаж, путем устройства в скале специальных скважин, которые выводят воду вверх, в тело плотины, откуда вода удаляется наружу (рис. 33). Однако предварительные, далеко не полные, итоги применения дренажных устройств показали, что плотины, дренированные и без дренажа, в сущности, не отличаются по величине S_{ϕ} при прочих равных условиях. Между тем дренаж удорожает сооружение на 8—12% и задерживает темпы строительства. В настоящее время происходит дальнейшее накопление фактических данных об эффективности дренажа массивных плотин, полного отказа от которого до сих пор все же не наблюдается, так как теоретически дренаж обоснован. Дренажные скважины имеют диаметр от 5 до 30 см при расстоянии между ними в 1,5—6 м и глубине, равной от $\frac{1}{4}$ до

при скале различного качества. Среди специалистов нет единого мнения по вопросу о том, в каких случаях и какую величину α надо брать при проектировании.

Приведенная выше величина $\alpha = 0,2$ отвечает обычно редкой плотнейшей изверженной породе, почти лишенной трещин, $\alpha = 0,65$ разрушенной скале, все же используемой при напорах до 20—30 м.

Хорошая скала, слабо тронутая разрушением, заставляет принять $\alpha = 0,5$ (изверженные и осадочные породы). На рис. 31 и 32 приведена сводка показаний

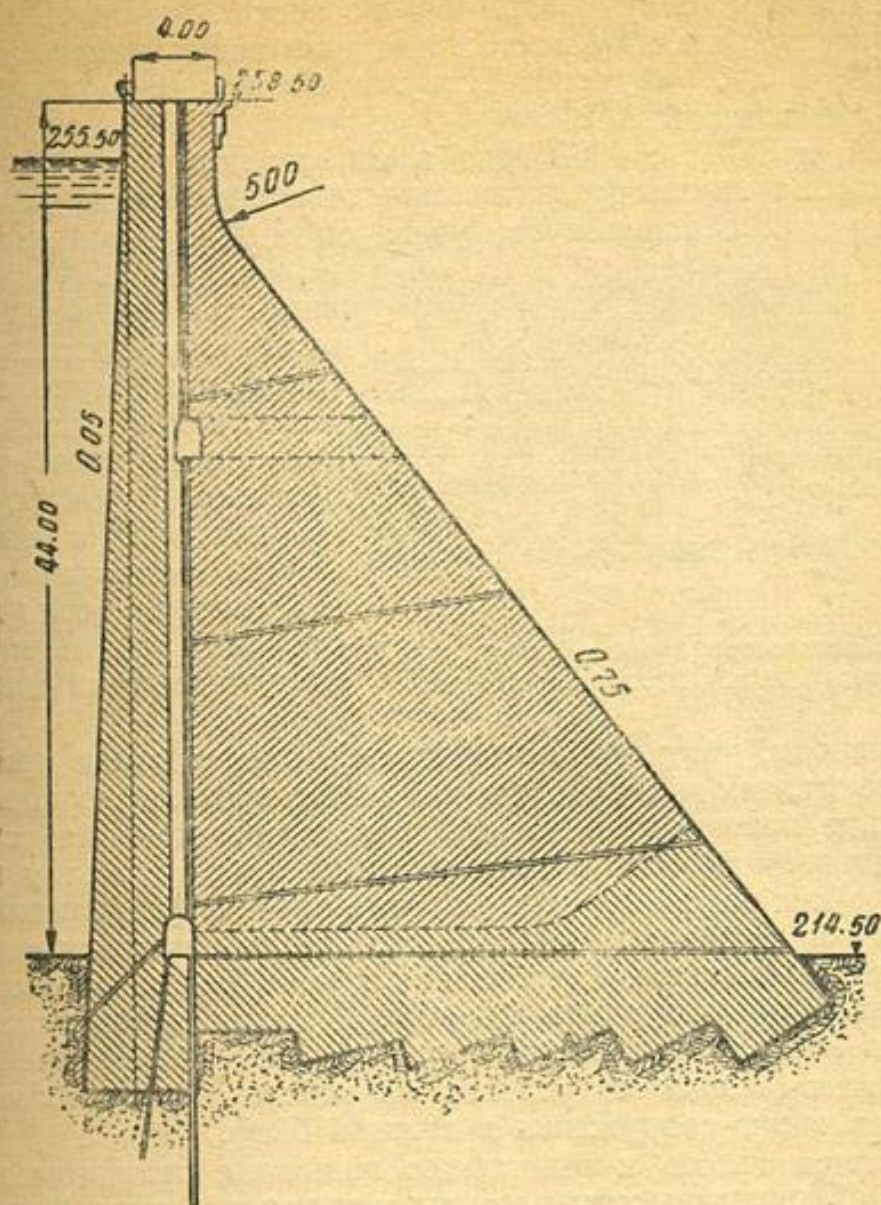


Рис. 33. Профиль плотины Идана

$\frac{1}{2}$ ширины профиля плотины. Рис. 34 показывает дренаж основания плотины при горизонтальном напластовании скалы. Бурение скалы с выводом скважины наружу в этом случае совершенно необходимо для уменьшения фильтрационного давления.

Во всех случаях скала цементируется под напором не менее $2H-3H$ и более, в особенности при невысоком качестве скалы.

Интересно вспомнить, что до 1895 года величина силы S_{ϕ} вовсе не учитывалась при проектировании гравитационных плотин, так как инженеры не допускали и мысли о возможности ее возникновения при тщательно проведенной цементации скалистого основания.

Крушение ряда плотин высотой до 22 м, запроектированных и выстроенных на посредственной скале без учета силы S_{ϕ} , привело инженеров США к изменению точки зрения: с 1895 года в США

стали учитывать силу $S = S_s + S_{\phi}$ во всех случаях. Уже с 1912 года во всех странах пришли к выводу о необходимости учета силы $S = S_s + S_{\phi}$, чему способствуют показания приборов, заложенных при постройке.

Однако в США с 1860 года и до сих пор исправно работают свыше сорока глухих гравитационных плотин, возведенных на хорошем скалистом основании без учета силы S , притом при высотах

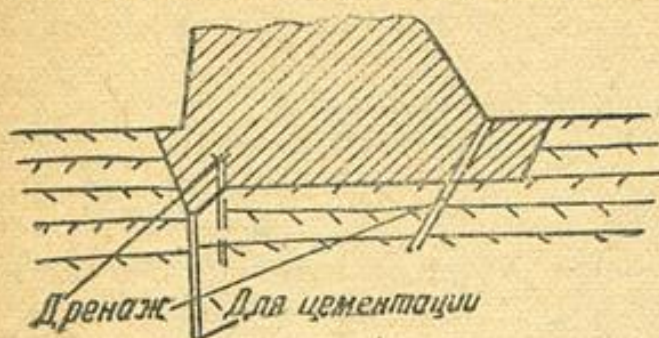


Рис. 34. Дренаж основания плотины при горизонтальном напластовании скалы

больше 40 м. Очевидно, доведенная цементацией до отличного состояния скала (посредственную скалу не довести до такого состояния) имеет какие-то дополнительные фонды, наличием которых и надо объяснить безнаказанное пренебрежение силой S при отличной скале и наличии сцепления тела плотины со скалой.

Дело в том, что хорошая скала после цементации превращается в монолит, так что облегченный сдвиг плотины по какому-либо слою скалы невозможен, тогда как посредственная скала не исключает возможности сдвига плотины по шву между пластами скалы, что как раз имело место в ряде случаев разрушения плотины.

Коэффициент трения материала шва может оказаться меньше 0,6, если материал глинистый, тогда как трение бетона по скале и скалы по скале обычно равно 0,6—0,7. К этому добавляется огромная роль сцепления. Отсюда видим, что основание массивной плотины определяет условия ее работы и условия основного расчета на сдвиг сооружения в нижний бьеф.

Обратимся теперь к выявлению величины отрицательной роли силы S_{ϕ} . Приняв высоту плотины и напор равными H (в нижнем бьефе воды нет), а ширину подошвы $B = 0,7H$, получим вес тела плотины на один погонный метр:

$$P = \frac{2,3 \cdot 0,7 \cdot H H}{2} = 0,8H^2 \text{ т.}$$

При $\alpha = 0,5$ потеря в весе из-за наличия силы S_{ϕ} равна:

$$\frac{0,5 \cdot H \cdot 0,7H}{2} = \frac{0,35H^2}{2} = 0,175H^2,$$

что дает почти 22% величины силы P , а при $\alpha = 0,65$ имеем потерю в весе в 28,6%. Другими словами, потеря в весе более ощутительна при пониженном качестве основания. Таким образом, пониженное качество скалы резко ухудшает условия работы плотины как по причине отсутствия сцеп-

ления, так и вследствие уменьшения эффективного веса сооружения, способствующего устойчивости, а также уменьшения коэффициента трения в основании. Опыт показал, что для скалы удовлетворительного качества устойчивость плотины обеспечена, если:

$$(P-S)f = KE,$$

где:

E — сдвигающая горизонтальная сила давления воды и льда;
 P — сумма сил веса тела плотины и воды над ее верховой и низовой гранями;

f — коэффициент трения, равный 0,6 — 0,7;

K — коэффициент запаса, равный лишь единице.

Отсюда вывод: $K = 1$ отвечает в данном случае не предельному равновесию, а устойчивому состоянию плотины, работающей при участии отдельно не учитываемого в расчете сцепления.

Давлением наносов в США и в Европе пренебрегают ввиду незначительной их роли. Лишь в редких случаях при проектировании существующих плотин принято во внимание давление наносов, которые могут заполнить водохранилище до гребня плотины. Вес одного кубического метра наносов в воде принимается равным 1 т/м³ при $\varphi = 30^\circ$. Следовательно, при толщине H наносов перед плотинной их давление равно $\frac{1}{6} H^2$ т на один погонный метр. Если сцепление плотины со скалой принять на всю подошву равным tB , то получим уравнение равновесия:

$$KE = (P-S)f + tB.$$

При $B = \beta H$ и E, P и S пропорциональных H^2 получаем уравнение вида:

$$K = \mu f + \frac{\lambda}{H} t.$$

Другими словами, с увеличением высоты плотины роль сцепления падает, однако она остается весьма большой и при $H = 100$ м. Инж. Келен в 1933 году доказал, что при фактическом распределении скалывающих напряжений и при величине сцепления $t = 12$ кг/см² коэффициент запаса на сдвиг равен:

$$K = \frac{84}{H} + 1,14.$$

Из этой формулы видно, что даже при высоте плотины $H = 60$ м и $B = 0,7H$ имеем:

$$K = \frac{84}{60} + 1,14 = 2,50,$$

тогда как при расчете по формуле:

$$KE = (P-S)f$$

имели бы лишь $K = 1$. Таким образом, при высоте в 50 и в 100 м положительная роль сцепления много выше, чем отрицательная роль силы S_{ϕ} . Отсюда понятно, почему при $K = 1$ и $f = 0,7$ не разрушилась ни одна из плотин значительной высоты, выстроенных с 1860 года в США на хорошей скале при тщательной цементации, тогда как там же, в США, плотины меньшей высоты (до 22 м), выстроенные на посредственной скале (например, Остин в Техасе и Остин в Пенсильвании), в значительном числе разрушились при $K = 1$ и $f = 0,7$. К этому надо добавить, что для плотин высотой до 20—25 м опаснейшим периодом службы является проход паводка, когда относительная роль величины S_{ϕ} резко возрастает, что не имеет места при больших высотах плотин. При малых высотах плотины сдвигающая сила также уменьшается, но эффективный вес тела плотины падает резче. Этим и надо объяснить, что разрушение упомянутых выше массивных бетонных плотин произошло именно во время паводков.

В новейшей американской практике принято силу S_{ϕ} учитывать без внесения коэффициента α , т. е. формула:

$$S = \frac{\alpha (H+h)B}{2}$$

заменяется теперь формулой:

$$S = \frac{\alpha (H-h)B}{2} + hB,$$

где $H - h$ — напор.

Это изменение вполне логично, так как со стороны нижнего бьефа подошва плотины не всегда защищена от проникновения воды. Однако налицо дальнейшее утяжеление профиля плотины, не вызванное и не оправданное практикой плотиностроения.

Итак, расчет плотины высотой до 25—35 м (этот предел растет с ростом амплитуды колебания воды в нижнем бьефе) должен быть произведен для двух случаев:

- 1) для периода прохода расчетного паводка;
- 2) для периода наинизшей межени с учетом давления льда.

Высокие плотины рассчитывают лишь на второй случай. Расчет прочности тела плотины начинают с определения величин нормальных напряжений у напорной и низовой граней плотины σ_1 и σ_2 по формуле неравномерного сжатия:

$$\sigma_{1,2} = \frac{P}{\omega} \pm \frac{M}{W},$$

где:

$$M = Pz,$$

ε — эксцентриситет равнодействующей сил, действующих на плотину в данном горизонтальном сечении;
 ω — площадь этого сечения.

Далее определяют главные нормальные напряжения (минимум) N_1 у верховой грани и N_2 у низовой грани (максимум). Для этого выделим элементарные призмы у напорной и низовой граней плотины на глубине y (рис. 35). Рассматривая левую призму у верхового откоса и составив уравнения равновесия сил в вертикальной и горизонтальной плоскостях, получим:

$$\tau + \sigma_1 m - \gamma y m = 0;$$

$$\gamma y - \tau m - \sigma_0 = 0,$$

откуда:

$$\sigma_1 - \sigma_0 = \tau \frac{m^2 - 1}{m},$$

где m и n — тангенсы углов наклона напорной и низовой граней к вертикали. Главные нормальные напряжения у напорной грани равны:

$$N_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_0}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_0)^2 + 4 \tau^2}$$

и

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_0}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_0)^2 + 4 \tau^2}.$$

Очевидно, что:

$$\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_0)^2 + 4 \tau^2} = \tau \frac{1 + m^2}{m} = (\gamma y - \sigma_1) (1 + m^2);$$

$$\sigma_1 + \sigma_0 = 2 \gamma y - \tau \frac{1 + m^2}{m}.$$

Следовательно:

$$N_1 = \gamma y$$

и

$$N_2 = \sigma_1 (1 + m^2) - \gamma y m^2;$$

$$T_1 = T_2 = \frac{1}{2} (\gamma y - N_2).$$

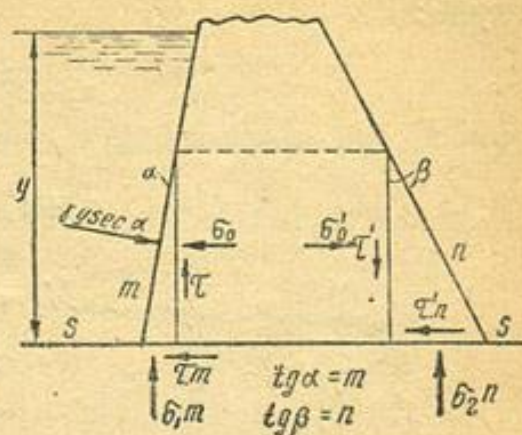


Рис. 35. К расчету прочности плотины

На низовой грани аналогично получаем два уравнения:

$$\tau^1 = \sigma_2 n$$

и

$$\sigma_0^1 = \tau^1 n = \sigma_2 n^2,$$

откуда:

$$\sigma_2 - \sigma_0^1 = \tau^1 \frac{1 - n^2}{n};$$

$$\sigma_2 + \sigma_0^1 = \tau^1 \frac{1 + n^2}{n};$$

$$N_1 = \sigma_2 (1 + n^2);$$

$$N_2 = 0$$

и

$$T_1 = T_2 = \frac{N_1}{2}.$$

В результате при наполненном водохранилище получаем у напорной грани:

$$\sigma_1 = \frac{N_2 + \gamma y m^2}{1 + m^2};$$

$$N_1 = \gamma y;$$

$$\tau = \frac{\gamma y - N_2}{1 + m^2} m$$

и

$$N_2 = \sigma_1 (1 + m^2) - \gamma y m^2;$$

$$\sigma_0 = \frac{\gamma y + N_2 m^2}{1 + m^2};$$

$$T_1 = T_2 = \frac{1}{2} (\gamma y - N_2);$$

у низовой грани:

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{1 + n^2};$$

$$N_1 = \sigma_2 (1 + n^2);$$

$$\tau = \frac{N_1}{1 + n^2} n$$

$$N_2 = 0;$$

$$\sigma_0 = \frac{N_1}{1+n^2} n^2;$$

$$T_1 = T_2 = \frac{1}{2} N_1.$$

При опорожненном водохранилище найдем напряжения, приняв $\gamma = 0$.

Определим напряжения в теле плотины от действия давления льда T , в зависимости от климатических условий принимаемого от 2,5 до 4 т на один погонный метр плотины на каждые десять сантиметров толщины льда (рис. 36). Приняв треугольный профиль плотины и обозначив через z расстояние от центра тяжести O горизонтального сечения плотины до точки A , где отыскиваем нормальное напряжение, получим:

$$\sigma_y = \frac{Mz}{I},$$

где:

$$M = Ty;$$

$$I = \frac{y^3 \times \operatorname{tg}^3 \alpha}{12} \quad (\text{момент инерция сечения});$$

$$z = x - \frac{1}{2} y \times \operatorname{tg} \alpha.$$

Отсюда следует, что:

$$\sigma_y = -\frac{12T}{y} \cdot \operatorname{ctg}^2 \alpha \left(\frac{x}{y} \operatorname{ctg} \alpha - \frac{1}{2} \right)$$

при $\sigma_x = 0$.

Средняя величина скалывающего напряжения равна:

$$\tau = \frac{T}{y} \operatorname{ctg} \alpha.$$

Эти напряжения должны быть добавлены к напряжениям от давления воды. Величины σ_x , σ_y и τ лимитируют толщину верхней части профиля плотины, вынуждая к утолщению ее, необходимому, впрочем, и по условиям эксплуатации плотины (проход, доставка материалов и пр.).

Давление наносов на переднюю грань плотины редко принимается во внимание из тех соображений, что надлежало запроек-

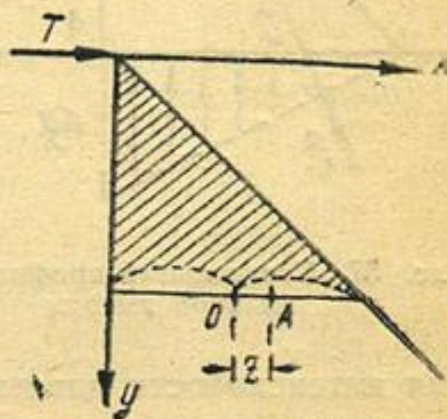
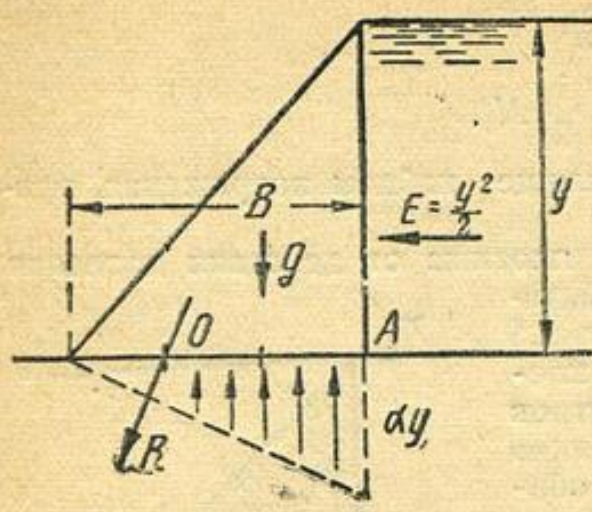


Рис. 36. Учет давления льда

тированная плотина почти не меняет степени своей устойчивости при учете давления насосов. Эта точка зрения господствует в настоящее время в США.

Приняв профиль плотины в виде прямоугольного треугольника



при отсутствии в нем растягивающих напряжений при поднятом напоре (рис. 37), проведем равнодействующую R через левую границу средней трети (точка O). Взяв сумму моментов сил относительно точки O , получим уравнение:

$$\left(\frac{1}{2} \gamma_1 B y - \frac{1}{2} \alpha B y \right) \frac{B}{3} = \frac{y^3}{6},$$

где:

γ_1 — вес одного кубического метра бетона;

α — известный нам коэффициент уменьшения

Рис. 37. Треугольный профиль максимальной высоты

интенсивности давления воды за подошву, меньший единицы.

Отсюда:

$$B = \frac{y}{\sqrt{\gamma_1 - \alpha}}.$$

При $\gamma_1 = 2,3 \text{ т/м}^3$ и $\alpha = 0,5$ получили бы $B = 0,75y$.

Максимальное напряжение на низовой грани в любом сечении равно:

$$N_2 = \sigma_2 (1 + n^2) = \gamma y \left[1 + \left(\frac{y}{B} \right)^2 \right] = y \left(1 + \frac{y^2}{B^2} \right)$$

при $\gamma = 1 \text{ т/м}^3$.

Приняв по предыдущему $B = \frac{y}{\sqrt{\gamma_1 - \alpha}}$, получим:

$$N_2 = y \left[1 + \frac{y^2(\gamma_1 - \alpha)}{y^2} \right] = y (1 + \gamma_1 - \alpha).$$

Отсюда при $N_2 = \sigma_{\text{доп}}$ кг/см² получим предельную допустимую высоту:

$$y_{\text{пред}} = \frac{\sigma_{\text{доп}}}{1 + \gamma_1 - \alpha}.$$

Так, приняв $\gamma_1 = 2,3$ и $\alpha = 0,5$, получим при $\sigma = 400$ т/м² предельную высоту плотины в этих условиях:

$$H = \frac{400}{1 + 2,3 - 0,5} = \frac{400}{2,8} = 143 \text{ м.}$$

Однако, как увидим ниже, трудно удержать при этой высоте современный профиль массивной плотины.

В современных проектах не допускается растягивающих напряжений в теле плотины, исчисляемых изложенными здесь методами. Однако совместный учет упругих свойств бетона и скалы приводит к заключению, что в действительности растягивающие напряжения в теле бетонной плотины неизбежны в случае большой ее высоты (см. ниже).

Материал для постройки бетонной плотины — плотный морозоупорный бетон. Литой бетон оказался неудовлетворительным в условиях длительной зимы, как показал опыт швейцарского плотиностроения, где в целом ряде высоких плотин через пять лет бетон дезинтегрировался с поверхности на толщину до одного метра.

Количество цемента на один кубический метр бетона устанавливается требованием морозоупорности бетона, которое полностью перекрывает характеристику прочности. Так, бетон Днепровской плотины при содержании цемента в 285 кг/м³ имел $K_{28} = 232$ кг/см², а при 265 кг/м³ — 202 кг/см².

По нормам можно было бы допустить напряжение в бетоне до 70 кг/см², но практически даже при возведении массивных плотин высотой до 150 м, по современным расчетам, напряжение на сжатие не получается более 40 кг/см² (см. выше). Между тем в первые месяцы после укладки бетона в Днепровской плотине заложённые приборы показали растягивающие напряжения до 40 кг/см², которых мы не обнаруживаем обычными нашими расчетами.

Для весьма ответственных плотин требование морозоупорности становится все строже и строже для повышения долговечности сооружения, что заставляет увеличивать содержание цемента до 260 — 300 кг/м³, приготовляя плотный бетон, по возможности вибрированный, с малым водоцементным фактором.

Сопоставляя со всеми этими данными наши сведения об основании плотины, следует признать, что основание массивной плотины является ее слабейшим местом как с точки зрения опасности сдвига плотины в нижний бьеф, так и с точки зрения работы основания на сжатие (опасность податливости основания). Эти опасения несколько отпадают лишь при отличной скале, но при скале только удовлетворительной они лимитируют и размеры профиля плотины и высоту сооружения. Недоиспользование бетона в работе плотины, вызванное наличием фильтрационного и взвешивающего давлений, и крайне неблагоприятные условия твердения бетона являются крупнейшими недостатками плотины данного

типа. Однако и этим дело не ограничивается: при учете деформации скального основания и усадки бетона при современном профиле бетонной плотины возникают весьма значительные растягивающие напряжения в бетоне, что установлено расчетом по методам теории упругости и подтверждено фотоэластическими исследованиями моделей в лабораториях.

Приведем выводы применительно к профилю плотины высотой в 100 м и шириной в основании в 75 м (прямоугольный треугольник). Рассмотрим три случая:

1) модуль упругости скалы вдвое больше модуля упругости бетона плотины ($E_{ск} = 2E_{бет}$);

2) оба модуля упругости равны $E_{ск} = E_{бет}$ и

3) модуль упругости скалы вдвое меньше модуля упругости бетона ($E_{ск} = \frac{1}{2} E_{бет}$).

При порожнем водохранилище значительные растягивающие главные напряжения распределяются в нижних слоях профиля и в хвостовой части, но вдали от напорной грани. При $E_{ск} = 2E_{бет}$ в хвосте плотины растяжение достигает 20 кг/см², а близ середины подошвы — 8—9 кг/см², при $E_{ск} = E_{бет}$ соответственно имеем 14 кг/см² и 4—5 кг/см² и при $E_{ск} = \frac{1}{2} E_{бет}$ имеем 9 кг/см² и 1 кг/см², т. е. для более слабой скалы (по отношению к бетону плотины) получаем более благоприятную картину.

При наполненном водохранилище в том случае, когда $E_{ск} = 2E_{бет}$ растяжением захвачена масса бетона, прилегающая к скале, исключая хвостовую часть плотины. В середине подошвы главные растягивающие напряжения достигают 13—14 кг/см², а у напорной грани — 23 кг/см²; при $E_{ск} = E_{бет}$ в качественном отношении картина выражена аналогично, но величина растягивающих напряжений в середине подошвы достигает 8—9 кг/см², а у напорной грани — 15 кг/см², наконец, при $E_{ск} = \frac{1}{2} E_{бет}$ почти 40% подошвы (к хвосту) свободны от растяжения; в середине подошвы имеем 2—3 кг/см² и у напорной грани — до 10 кг/см². Следовательно, и в этом случае при более слабой однородной скале имеем более благоприятную картину.

Указанные высокие растягивающие напряжения могут вызвать появление трещин, которые особенно нежелательны у напорной грани, так как при этом последовало бы увеличение фильтрационного давления на подошву и укорочение пути фильтрации. Таким образом, повышенная прочность скалы — источник растягивающих напряжений, а пониженное качество скалы ведет к ее неоднородности и трещиноватости. Если вследствие пластических деформаций эти напряжения и снизятся до 5—6 кг/см², то все же опасность появления трещин сохраняется.

Остановив внимание на главных сжимающих напряжениях в плотине высотой в 100 м и шириной профиля в 75 м ($\frac{B}{H} = 0,75$), мы должны отметить, что при слабой скале ($E_{ск} = \frac{1}{2} E_{бет}$) главные сжи-

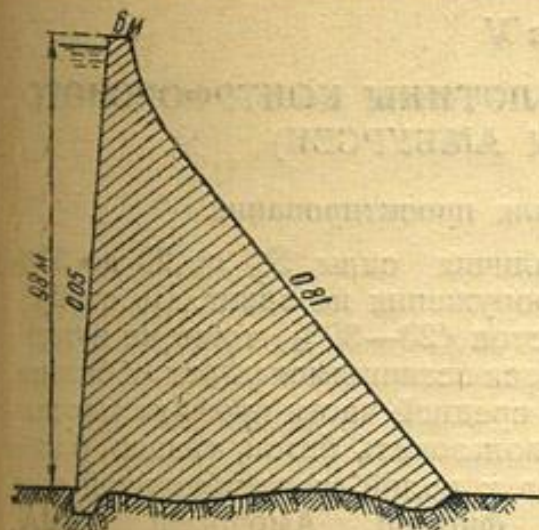


Рис. 38. Профиль плотины Моррис (США) 1934 г.

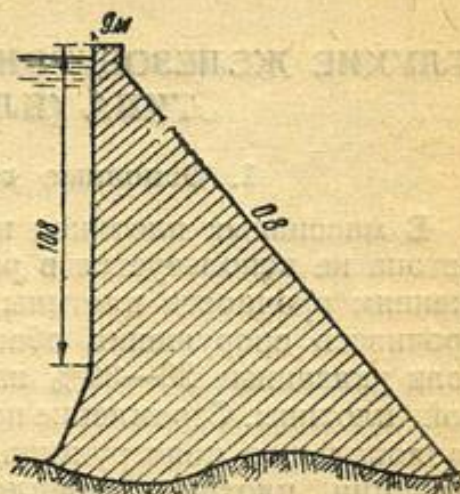


Рис. 39. Профиль плотины Шаста (США) 1943 г.

мающие напряжения при порожнем водохранилище достигают в теле плотины у напорной грани 65 кг/см^2 , а при наполненном водохранилище — 40 кг/см^2 в хвостовой части; при $E_{ск} = E_{бет}$ соответственно имеем в тех же местах 40 кг/см^2 и 19 кг/см^2 , при $E_{ск} = 2E_{бет}$ получаем там же 27 и 16 кг/см^2 . Пластические деформации отчасти сглаживают эту картину напряжений. Значительным уширением профиля плотины можно достигнуть устранения опасных растягивающих напряжений. Приходим к выводу, что мнение об особой безопасности рассматриваемого типа плотины при современном ее профиле не получает подтверждения в свете новейших теоретических исследований. Этим надо объяснить осторожный профиль плотины Баулдер, лишь отчасти работающей как арка и имеющей высоту в 224 м при

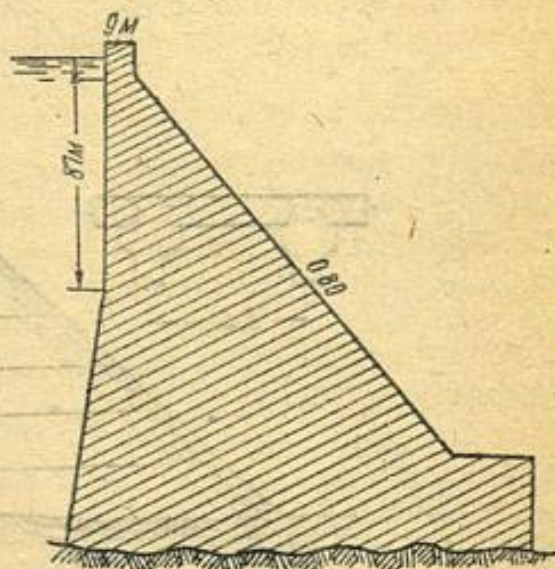


Рис. 40. Профиль плотины Гранд Кули (США) 1940 г. Высота 163 м

толщине в основании в 201 м, т. е. $\frac{B}{H} = 0,897$. На рис. 38—40 показаны профили новейших плотин рассматриваемого типа.

В заключение отметим, что свыше 90% разрушений массивных бетонных плотин последовало из-за недостаточного учета свойств скалистого основания.

Глава V

ГЛУХИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЛОТИНЫ КОНТРФОРСНОГО ТИПА (ПЛОТИНЫ АМБУРСЕН)

1. Основные данные для проектирования

В массивных плотинах из-за наличия силы S_{ϕ} от 20 до 30% бетона не используется в работе сооружения на сдвиг. По соображениям прочности плотины, этот бетон (20—30%) тоже не нужен. Прочность сооружения обеспечивается оставшимся объемом бетона, если указанные 20—30% изъять из средней части профиля массивной плотины. Стремление полнее использовать бетон, создав более рациональную конструкцию, привело к полой железобетонной конструкции плотины, предложенной фирмой Амбурсен (США, 1903 г.). Плотина состоит из бычков-контрфорсов и напорной плиты, воспринимающей давление воды верхнего бьефа и передающей его на бычки (рис. 41). Внизу плита переходит в зуб, по длине которого устраиваются скважины, а в них нагнетается раствор цемента для увеличения прочности скалы основания и уменьшения

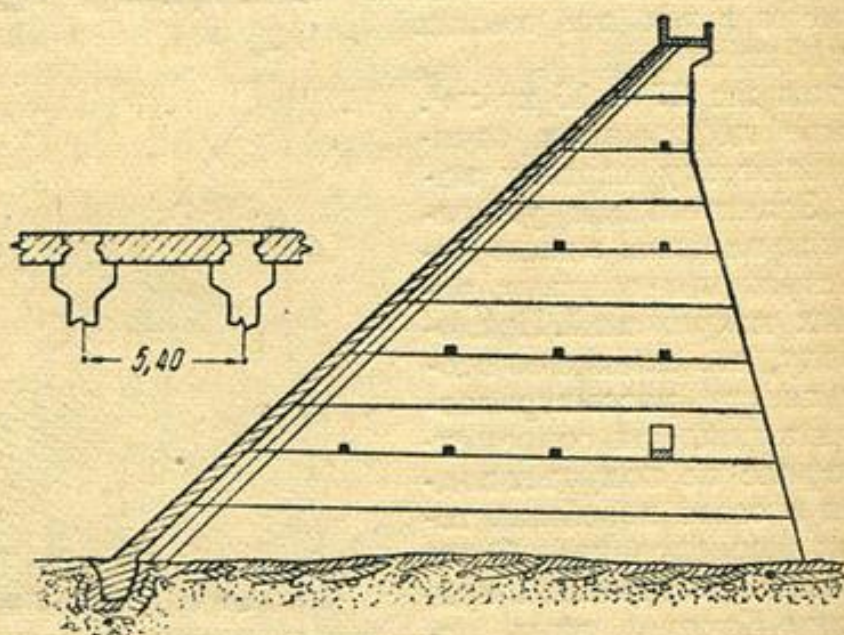


Рис. 41. Профиль и план плотины Стони Гордж (США). $N=36$ м

ее проницаемости. Плотина Амбурсен иногда требует бетона в два-три раза меньше, нежели массивная плотина, что способствует весьма широкому распространению этого типа плотин, выдвигая его как сооружение наименее трудоемкое, требующее

большого срока для его возведения при минимуме рабочей силы, транспортных средств, механизмов и вспомогательных сооружений на строительной площадке. К 1945 году всего возведено около четырехсот плотин этого типа, из них 335 в США, 16 в Европе, 25 в Канаде и 15 в других странах. В СССР этот тип плотины еще не получил должной оценки, хотя опыт работы строителей до 1941 года, а также послевоенные условия уже подготовили инженерную мысль к более положительной его оценке.

Фильтрационное давление в основании зуба и контрфорсов здесь незначительно, так как фильтрационный поток рассеивается между контрфорсами, поэтому в современных проектах учитывается лишь сила S_0 по закону Архимеда. В случае горизонтального напластования скальных пород между контрфорсами в скале устраиваются дренажные скважины во избежание появления фильтрационного давления на верхние пласты скалы. При расширении льда давление его D на напорную грань плотины Амбурсен не успевает развиться, так как в начальный момент составляющая этого давления, параллельная напорной грани $D \cdot \cos \alpha$, преодолевает вес и сцепление льда с кладкой и приподнимает лед, который дает трещину и обламывается впереди плотины (в точке A , рис. 42); поэтому в проектной практике давление льда не учитывают, а контрфорсы часто ведут до гребня в наклонном положении. Для этой же цели иногда применяют наклонные щитовые затворы.

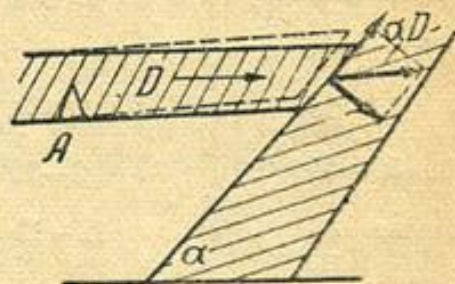


Рис. 42. Схема давления льда на плотину Амбурсен

Необходимо отметить высокие требования к качеству бетона, применяемого здесь с предельно низким водоцементным фактором. Тем же следует объяснить и наблюдающуюся в США тенденцию вести бетонирование плотины только днем, ночью же производить установку опалубки и арматуры, что обеспечивает надлежащий технический надзор. Опыт работы плотин Амбурсен в Швеции и Норвегии показал уже к 1930 году бесспорное преимущество этого типа плотин в эксплуатационном отношении в условиях Севера по сравнению с плотинами массивного типа.

Тонкие плиты отлично работают и зимой и являются доступными для осмотра. Между тем процесс дезинтеграции бетона в массивных плотинах часто носит скрытую форму, как показал опыт Швейцарии.

Скалистое основание цементируется при всяком качестве скалы. Расход цемента на скважину колеблется в зависимости от качества скалы. Расстояние между скважинами берется от 1,5 м до 3,5 м: чем плотнее скала, тем реже располагают скважины. При высоте плотины до 20 м возможно возведение плотины данного типа и на нескальном грунте после тщательного учета в проекте

осадки отдельных элементов плотины. Чем реже расставлены контрфорсы, тем меньше затраты бетона на них, зато возрастают затраты на плиту, работающую на изгиб.

В проектных конторах США руководствуются следующей таблицей, связывающей среднюю высоту плотины H с расстоянием L между осями контрфорсов (в метрах):

Таблица 2

H в м	L в м
15—30	4,5—6
30—45	9—12
Больше 45	12—15

Ширина профиля плотины внизу лежит в пределах от 1,2 до 1,5 высоты плотины. Вверху плотины толщина плиты берется обыч

но не менее $\frac{L}{10} \div \frac{L}{8}$ при толщи-

не контрфорса поверху $d_0 = \frac{H}{200} +$

$+0,20$, а понизу $d_a = \frac{H}{36} + 0,20$.

При высоте плотины до 25 м возникающие в контрфорсах сжимающие напряжения никогда не достигают опасной величины, вследствие чего размеры контрфорсов определяются условиями устойчивости их при действии следующих сил в пределах целого пролета плотины:

а) веса контрфорса за вычетом веса воды в объеме затопленной части контрфорса, считая от его подошвы до горизонта воды нижнего бьефа;

б) веса зуба и плиты с аналогичным вычетом по закону Архимеда;

в) веса воды над напорной гранью плотины;

г) горизонтального давления воды на напорную плиту и контрфорс.

Давление наносов на переднюю грань плотины не принимается во внимание, так как отрицательная роль их в значительной мере компенсируется положительной ролью (весом наносов над гранью).

Уравнение равновесия и формула неравномерного сжатия имеют тот же вид, что и в случае массивной плотины. Отношение $\frac{E}{p}$

(см. главу IV) берется обычно от 0,60 до 0,80, в зависимости от качества скалы. Расчетный горизонт воды берется в уровне гребня плотины, но если при массивной плотине сдвигающая сила не должна быть больше 0,65—0,7 суммы отвесных сил, то в данном случае верхний предел нередко повышается до 0,90 при тщательной заделке фундамента плотины в скалу. Повышение это происходит за счет увеличения удельной роли сцепления бетона со скалой в контрфорсной плотине, так как величина боковых поверхностей котлована в скале, схватывающихся с бетоном, составляет здесь высокий процент от площади подошвы фундамента контрфорса.

При расчете прочности надо стремиться:

а) к выравниванию напряжений по его подошве при действии напора, чтобы не ослаблять прочность основания и контрфорса в

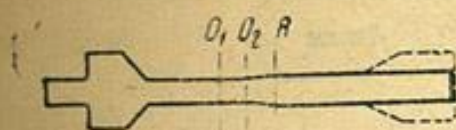


Рис. 43. План-разрез бычка

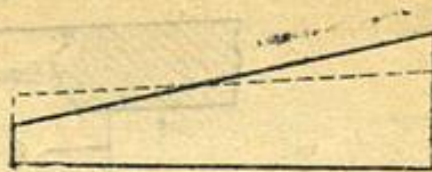


Рис. 44. Распределение нормальных напряжений при отсутствии хвостового утолщения и при его наличии

отдельных местах; для этого иногда требуется утолстить хвостовую часть контрфорса (рис. 43 и 44);

б) к устранению растягивающих главных напряжений у напорной грани, равных:

$$N_1 = (1 + m^2) \sigma_1 - Qm^2,$$

где:

$$\sigma_1 = \frac{\sum P}{\omega} - \frac{Mz_{1,2}}{I}$$

и

$$Q = H \frac{L}{d_n}.$$

Сложное очертание сечения контрфорса заставляет находить момент инерции I , а также z_1 и z_2 .

Стремление иметь $N_1 > 0$ лимитирует минимум угла наклона передней грани к горизонту, поэтому с увеличением высоты плотины угол α наклона напорной грани к горизонту возрастает, достигая при высоте плотины в 40 м — 50°. На рис. 45 показаны линии главных нормальных напряжений в контрфорсе.

Плита обычно устраивается разрезная на опорах, вследствие чего она работает как балка на двух опорах (рис. 46). Для восприятия давления от соседних плит контрфорс утолщают и придают ему особую форму (рис. 46 и 47). Утолщенная часть контрфорса называется *головой*, а часть головы, заключенная между концами плит, носит название *языка*.

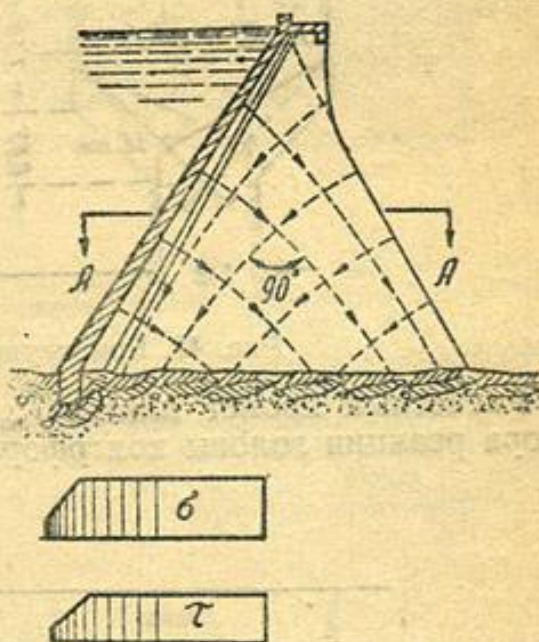


Рис. 45. Плотина Амбурсен. Вверху — линии главных нормальных напряжений по профилю плотины, внизу — эпюры нормальных и скалывающих напряжений в сечении А—А

Выработанные практикой проектирования соотношения отдельных элементов сечения контрфорса будут указаны в следующем параграфе.

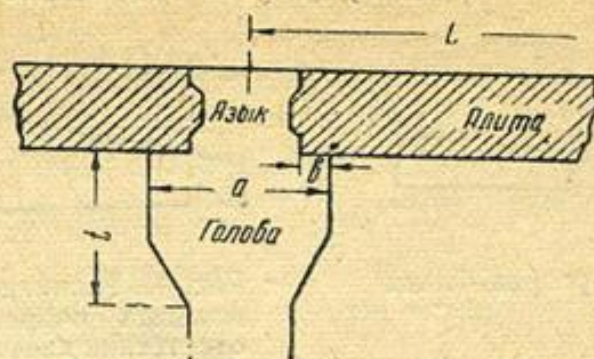


Рис. 46. Голова контрфорса, язык и плита

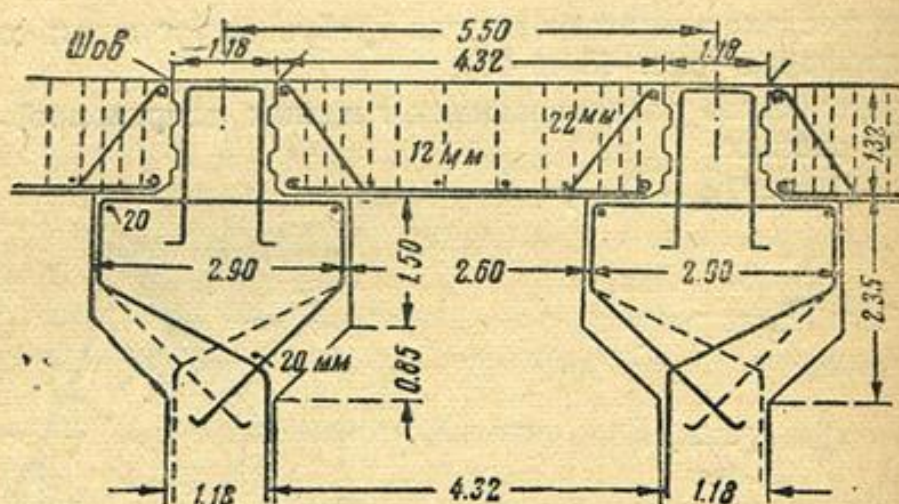


Рис. 47. Конструкция плиты и головы

Расчетный пролет плиты $l_{расч}$ берется в предположении, что эпюра реакции головы контрфорса на площади соприкосновения плиты

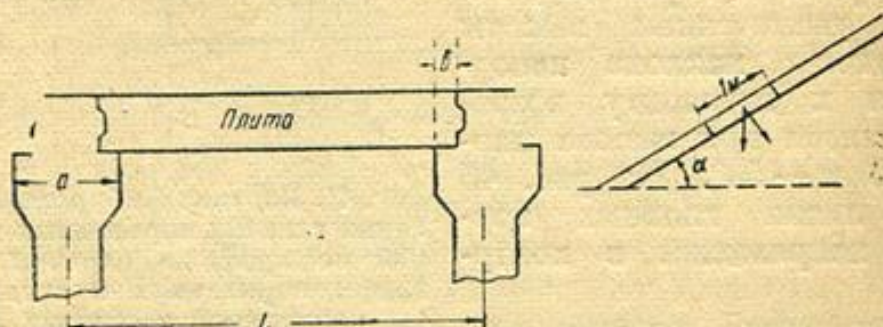


Рис. 48. К определению нагрузки на плиту

и контрфорса имеет вид треугольника, вследствие чего $l_{раск} = L - 2a + \frac{2b}{3}$ (рис. 48). Такое распределение реакции менее выгодно для работы головы контрфорса, где развиваются значительные скалывающие напряжения.

На рис. 49 изображено сечение головы контрфорса. Слева пунктиром показано очертание головы при равной прочности ее на скалывание cf , а сплошной линией cde — очертание, принимаемое в проекте. Справа изображены линии главных напряжений. Закругление на опоре предусмотрено для устранения концентрации напряжений в углу. Между плитой и языком контрфорса предусматривается зазор в 3—4 мм для свободного расширения плиты при температурных колебаниях.

При расчете на скалывание принимаем $\tau_{max} < 4 \div 6 \text{ кг/см}^2$, в зависимости от марки бетона. Другими словами:

$$40 \text{ т/м}^2 = \frac{\frac{1}{2} p (L - a + 2b)}{\frac{2}{3} t},$$

где:

t — толщина головы контрфорса;

p — интенсивность давления воды на рассматриваемом горизонте.

Отсюда:

$$t = \frac{3}{160} (L - a + 2b)$$

(см. рис. 48). Изгибающий момент в плите от давления воды и слагающей веса плиты равен:

$$M = \frac{Hl^2}{8} + \frac{\gamma_b \delta \cdot \cos \alpha l^2}{8},$$

где:

γ_b — объемный вес бетона в тоннах в одном кубическом метре;

l — расчетный пролет в метрах;

δ — толщина плиты в рассматриваемом сечении в метрах.

Все растягивающие напряжения воспринимаются арматурой. Толщина плиты определяется с учетом коэффициента запаса $K_p = 2$ против разрушения плиты и $K_{тр} = 1,2$ против образования трещин. Полезная толщина плиты:

$$\delta = \alpha \sqrt{M} \approx 0,11 \alpha l \sqrt{H}.$$

На защитный слой берем 8—9%. Количество арматуры:

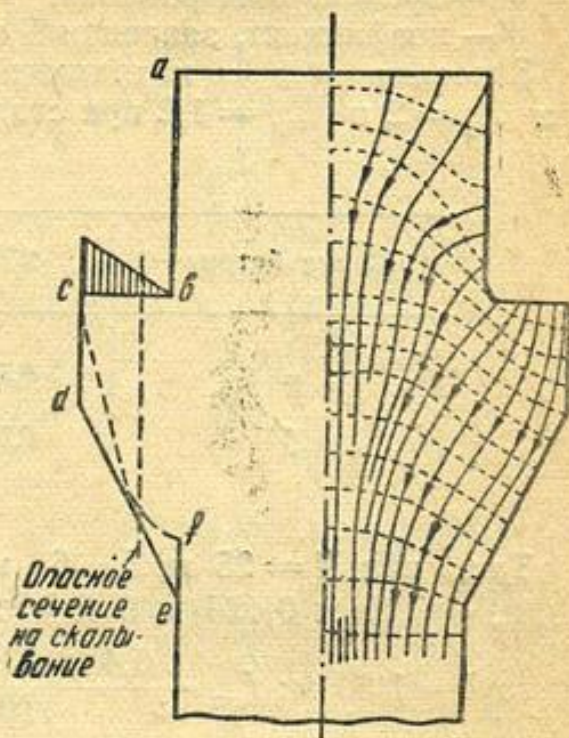


Рис. 49. Голова контрфорса с показанием линий главных напряжений (исследования Кэлвин Виктор Дэвис). Сплошные линии — первые напряжения и пунктирные линии — вторые главные напряжения. Справа — закругление для уменьшения концентрации напряжений, слева пунктиром — очертание контрфорса

$$f_{cm} = \frac{\mu B \beta}{100},$$

где:

B — ширина расчетного участка плиты (100 см);

μ — процент армирования;

β — коэффициент, зависящий от качества стали, K_p и $K_{тр}$.

Значения μ и β находим по табл. 3 Ладыгина, составленной при $K_p = 2$ и $K_{тр} = 1,2$ при стали № 3.

Таблица 3

Марка бетона	250	200	170
μ	0,52	0,44	0,40
β	0,393	0,431	0,452

Так, при $H = 25$ м, $l = 6$ м и марке бетона 170 — имеем $\delta_{\text{нетто}} = 0,11 \times 0,425 \times 6 \times \sqrt{25} = 1,54$; защитный слой — 6 см, всего $\delta = 1,60$ м; $f_{cm} = \frac{0,4 \times 100 \times 154}{110} = 61,6$ см². Берем двенад-

цать стержней $d = 26$ мм на один погонный метр плиты.

Опыт работы контрфорсных плотин показал, что не следует устраивать больших отверстий в теле контрфорсов во избежание нарушения прочности бетона. В случае необходимости следует предусматривать небольшое отверстие для прохода, прибегая к более сильному армированию бетона по контуру отверстия.

Высота контрфорсов обычно превышает толщину их более, чем в десять—двенадцать раз, что вызывает необходимость проверки контрфорса на продольный изгиб. При соотношении же, равном пятнадцати, необходимо в полтора раза понижать допустимое напряжение на сжатие. При дальнейшем росте отношения высоты контрфорса к толщине его устраивают сильно армированные неразрезные ребра жесткости, проходящие через три пролета или более (см. рис. 41). Вместо этого или

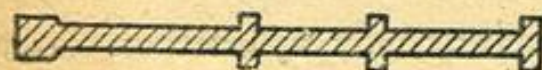


Рис. 50. Замена ребер жесткости усилением сечения контрфорса

наряду с этим иногда уменьшают гибкость сечения (рис. 50). Допускаемое давление на сжатие (главные напряжения) в контрфорсах в США принимают в $\frac{1}{6}$ временного сопро-

тивления бетона на сжатие, т. е. $\frac{150}{6} = 25$ кг/см², $\delta_{cm} = 1150$ кг/см², в плитах допускают до 40 кг/см² при временном сопротивлении бетона около 250 кг/см².

В табл. 4 приведены размеры основных элементов плиты и головы контрфорса плотины Стони Гордж в зависимости от глубины H сечения ниже гребня плотины. Высота лифта — 3,60 м, расстояние между осями контрфорса равно 5,40 м. В каждом лифте $T = \text{const}$ (рис 51).

При устройстве плотин значительной высоты применяют бетон с содержанием инертных не крупнее 5 см в плитах и ребрах жесткости, прибегая к использованию гальки и щебня; инертные с диаметром более 7 см могут быть допущены только в теле зуба, в фундаментах под контрфорсы и в нижних частях последних.

Инертные берутся трех-четырёх размеров для одного и того же бетона в целях повышения его плотности. При высоте плотины до 20 м применяют гравий крупностью до 2 см, так как плиты и контрфорсы получаются здесь тонкие.

В главе IV о массивных бетонных плотинах было установлено, что, удовлетворяя требованию морозоупорности бетона, соблюдаем

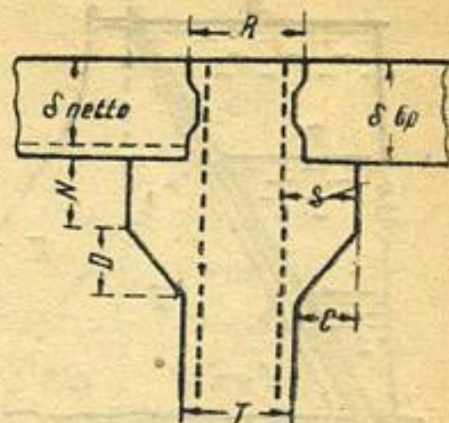


Рис. 51. Размеры элементов головы

Таблица 4

H м	N см	T см	δ см	S см	R, C, D
1,80	22,5	45	42	22,5	constant
5,40	27,5	50	50	25	
9,00	32,5	55	60	27,5	
12,60	37,5	60	68	30	
16,20	42,5	65	77	32,5	
19,80	47,5	70	86	35	
23,40	52,5	80	95	40	
27,00	57,5	90	103	45	
30,60	62,5	102,5	112	50	
34,20	67,5	112,5	120	55	

вместе с тем и требование прочности. Следовательно, расход цемента на один кубический метр бетона контрфорсов плотины Амбурсен приблизительно тот же, что и на один кубический метр бетона солидной массивной плотины.

На рис. 52 показан способ повышения плотины Амбурсен с устройством швов по линии главных напряжений. Полная стоимость сооружения плотины разбита на три части.

В заключение отметим, что равномерное распределение напряжений в основании рационально запроектированной плотины Амбурсен является ее большим достоинством, позволяющим приме-

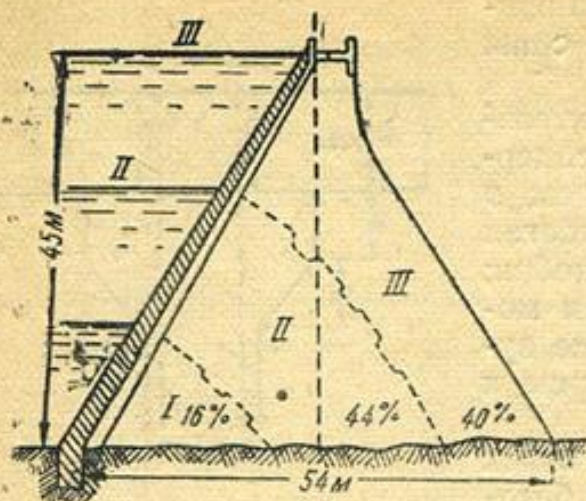


Рис. 52. Способ повышения плотины Амбурсен

нять этот тип плотины при значительной высоте на скалах весьма умеренного качества, где массивная плотина той же высоты была бы неосторожным решением, например, при высоте в 30—60 м (плотина Кингздом). При высоте плотины в 42 м и при угле наклона передней грани к горизонту в 50° можно достигнуть равномерного давления на грунт 10 кг/см^2 без уширения подошвы фундамента контрфорсов.

Резюмируя изложенное в первом параграфе, полнее от-

метим выгоды применения плотины Амбурсен по сравнению с массивной плотиной:

1) при наклонной напорной грани горизонтальное давление льда не может иметь места, так как лед поднимается и скалывается.

2) фильтрационное давление практически уничтожается, а взвешивающее давление резко снижается;

3) используется полезный вес воды над напорной гранью плотины, способствующий ее устойчивости;

4) при одном и том же качестве скалы сопротивление плотины Амбурсен сдвигу повышается на 16—20% вследствие сцепления сделанных в скалу фундаментов контрфорсов с боковыми поверхностями котлованов; пункты 1—4 дают возможность резко уменьшить объем бетона в плотине Амбурсен по сравнению с массивной плотиной;

5) более или менее равномерное распределение давления на основание повышает сопротивление его сдвигу, так как не создается зон пониженного сопротивления сдвигу, имеющих место в хвостовой части массивной плотины при поднятом напоре; это последнее обстоятельство позволяет использовать для постройки плотины Амбурсен менее прочные скалы (плотины Кингздом, Майнес и Бель-Бодель — на мергелистых грунтах и т. п.);

6) более или менее равномерное давление на основание повышает величину неравномерной осадки слабой скалы; этим обстоятельством подкрепляются условия (см. п. 5), позволяющие использовать посредственные скальные основания для постройки на них плотины Амбурсен.

2. Детали проектирования

Ниже изложены некоторые дополнительные сведения, знание которых совершенно необходимо для проектирования плотины Амбурсен.

Напорная плита и голова контрфорса. Практика проектирования выработала некоторые соотношения размеров элементов δ , N , D , C , T и R (см. рис. 51). Обычно $R > 0,8\delta$, но не более T , если не стремятся сделать постоянным пролет в свету; $N = 0,75 \delta_{\text{нетто}}$; $D = 1,25 C$, ширина опоры плиты $b = 0,5T$; $C = b + 0,5(R - T)$.

Контрфорс возводится на высоту 3,5—4 м, затем устраивается рабочий шов и так далее в том же порядке. Возникает вопрос, как менять размеры элементов при переходе от одного блока (лифта) к другому. В малых плотинах толщина контрфорса и головы часто берется постоянной.

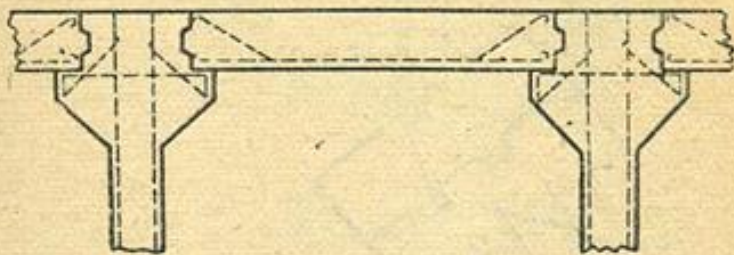


Рис. 53. Сечение по голове контрфорса и плите плотины Стони Гордж. Пунктиром показана арматура

В высоких плотинах толстая голова, требующаяся по расчету в нижних сечениях, была бы уродливо велика для верхних. В этом последнем случае берут две-три стандартных головы, т. е. меняют размеры головы по высоте один-два раза. Однако иногда меняют толщину головы при переходе от одного лифта к другому, оставляя величины R , C и D постоянными, что обеспечивает постоянство пролета в свету и облегчает устройство опалубки при толщине контрфорса переменной от лифта к лифту. На рис. 53 показан план примыкания напорной плиты плотины Стони Гордж к головам контрфорсов. Пунктиром показана арматура. Соприкасающиеся поверхности покрываются битумными матами. Испытания показали, что коэффициент трения плиты о голову контрфорса при этом всегда менее 0,5. Это следует учитывать при детальном проектировании, так же как дополнительную силу, возникающую при сокращении длины плотины от падения температуры. Очень желательно уменьшить величину этого коэффициента трения в нижних частях плиты, работающих под большим напором, так как сопротивление сокращению длины плиты здесь особенно велико. Отмеченное явление при падении температуры вызывает растягивающие напряжения в голове контрфорса, для уменьшения которых прибегают к более обильной и более тщательной смазке с увеличением толщины матов. По тем же соображениям голову контрфорса сильнее армируют, учитывая растяжение, вызываемое сокращением длины плиты. В напорной плите необходимо устройство швов как рабочих, так и температурно-усадочных. Первые делают с применением замков (рис. 54), а вторые дополнительно снабжаются смазкой или матами

толщиной в 20 мм, а также изогнутой медной пластинкой толщиной в 1—2 мм (рис. 55).

Высота блоков (лифтов) в современной практике обычно принимается в 3,5—4,5 м, редко более. Блоки большей высоты требуют более жесткой, более дорогой опалубки. Блоки меньших размеров, чем принятый стандартный лифт, естественнее устраивать непосредственно в основании, а не вверху.

Производственные швы отделяют блок от блока по высоте. Замки этих швов имеют ширину, равную толщине вышеле-



Рис. 54. Рабочий шов напорной плиты плотны Книгздом

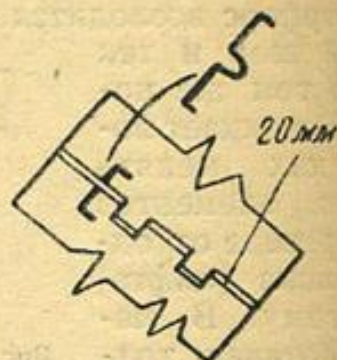


Рис. 55. Температурно-усадочный шов с изогнутой медной пластинкой

жащего лифта. Высота замков равна 15 см; промежуток между замками равен длине замка (рис. 56).

Температурно-усадочные швы в контрфорсах. Изменение бетонных масс в объеме происходит от трех причин:

- а) от усадки бетона;
- б) от температурных колебаний;
- в) под влиянием смачивания и обсыхания бетона.

Последние две причины устраняют путем усиления арматуры. Первую причину устраняют отчасти специальными сортами цемента

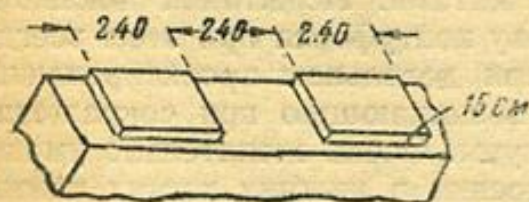


Рис. 56. Голова лифта высотой в 3,60 м

с малым выделением тепла, уходом за бетоном, швами для локализации трещин и горизонтальной арматурой для равномерного распределения усадочных напряжений между усадочными швами. Эти швы располагают по линиям главных сжимающих напряжений, причем в каждом блоке устраивают замки по описанному

выше типу (см. рис. 56). При расчетном напоре замки не работают, так как швы расположены по линиям главных нормальных напряжений, где скалывания нет, но при падении горизонта воды возникают небольшие скалывающие напряжения, выдерживаемые замками в швах. Если оба главных напряжения в контрфорсе сжимающие, то нужна лишь горизонтальная арматура, предусмотренная для контрфорсов толщиной до 1,5 м в размере 0,3% площади

вертикального сечения контрфорса. Лишь близ напорной грани ставят диагональную арматуру (рис. 57).

При наличии растягивающих главных напряжений дополнительно ставится диагональная арматура. Не вполне прочная скала вы-

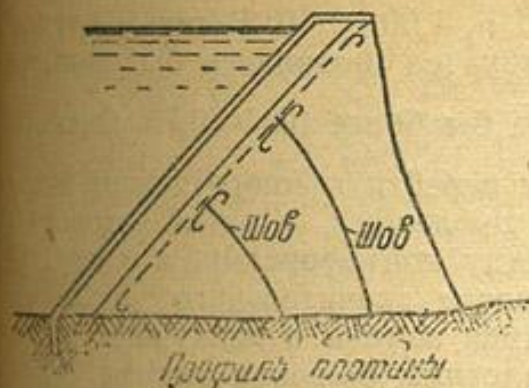


Рис. 57. Профиль плотины Биг Долтон. $H=55$ м. Часть арматуры проходит через шов. Заметных трещин нет

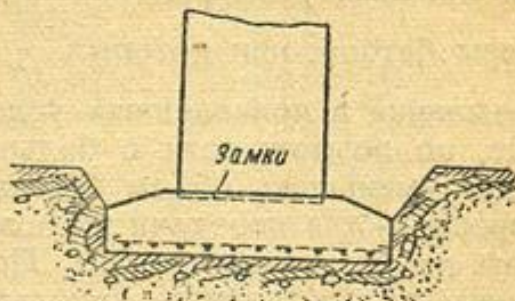


Рис. 58. Уширенный фундамент контрфорса на сланце (плотина Кингздом)

нуждает уширять фундамент контрфорса (рис. 58). В Италии с 1923 года возведен ряд плотин Амбурсен с бутовыми контрфорсами, чтобы упростить конструкцию и работу сооружения: бут не дает усадки. Однако плотина такого типа требует много времени для постройки, притом при более значительном количестве рабочих.

Для примера на рис. 59 приведен профиль плотины Кингздом высотой в 60 м, выстроенной на сланце умеренного качества. На

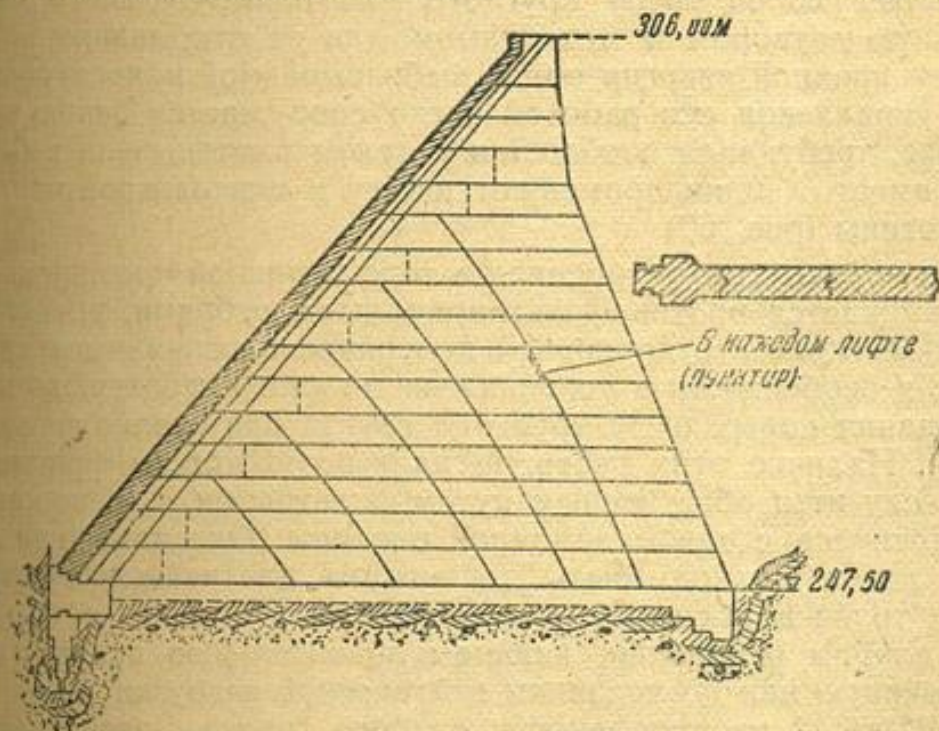


Рис. 59. Профиль плотины Кингздом высотой в 60 м с показанием горизонтальных и вертикальных рабочих и наклонных температурно-усадочных швов. Справа—план бычка плотины

рисунке показаны горизонтальные рабочие и наклонные температурно-усадочные швы.

При весьма повышенном качестве скалы отношение $\frac{E}{P}$ может быть принято более высоким, например, 0,9—1,00—1,10. В таком случае при прочных размерах плотины Амбурсен появились бы лишние массы бетона, при которых $\frac{E}{P}$ было бы более 0,65—0,75. Отсюда стремление в приведенных условиях перейти к многоарочной плотине, по возможности с большими пролетами, с одной стороны, чтобы уменьшить объем бетона между контрфорсами, а с другой стороны — для передачи по возможности значительного давления воды на береговые склоны. Последняя задача в наилучшем виде решена при устройстве купольной плотины большой высоты (плотина Кулидж, высотой в 76 м), в которой при трех пролетах сооружения весьма значительная часть давления подпертой воды передана на береговые склоны.

Глава VI

ВОДОСПУСКИ И ВОДОСЛИВЫ ГЛУХИХ ПЛОТИН

1. Водоспуски глухих плотин

Водоспуски устраиваются как в теле плотин земляных, бетонных, железобетонных и из сухой кладки, так и в берегу. Водоспуск представляет собой трубу круглого или прямоугольного сечения, снабженную затвором и механизмом для ее открывания, а также гасителем вредной энергии воды, выбрасываемой водоспуском.

Для управления его работой часто сооружается башня в вернем бьефе, требующая сообщения с телом плотины или с берегом. Иногда вместо башни применяют шахту в центральной части профиля плотины (рис. 60).

Труба водоспуска, устроенная в теле земляной плотины, по длине ее снабжается противофильтрационными ребрами, препятствующими воде скользить по ровной поверхности сопряжения трубы с грунтом, в особенности в условиях возможного небольшого местного отставания поверхности трубы от грунта при осадке сооружения (рис. 61). Наличие этих ребер не дает возможности фильтрационному потоку идти облегченным путем фильтрации, т. е. по сопряжению водоспуска с телом земляной плотины. Очевидно, при проведении работ должно быть достигнуто плотнейшее прилегание грунта к трубе водоспуска.

При слабом основании, дающем значительную осадку, притоку неравномерную как по условиям статической нагрузки, так и по условиям обычной неоднородности слабого грунта, возникает возможность появления трещин. Чем больше осадка грунта, тем больше неравномерность ее, а следовательно, больше опасность появления трещин. В таких условиях лучший выход из положения —

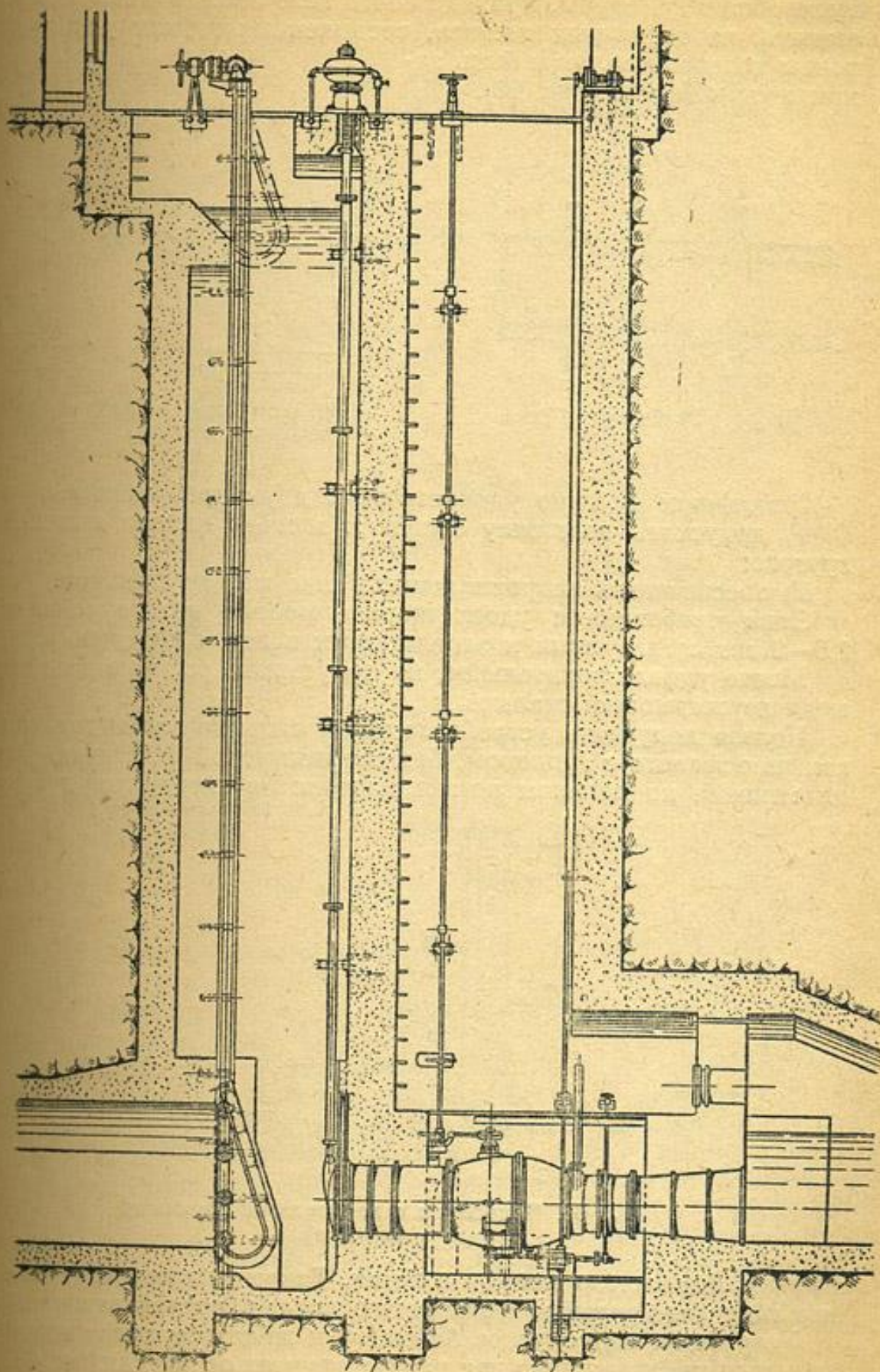


Рис. 60. Центральная шахта водоспуска

устройство металлических труб водоспуска внутри бетонной или железобетонной трубы, проходящей в теле земляной плотины и состоящей из отдельных звеньев, соединенных гибким уплотнением, концы которого должны быть закреплены в бетоне (рис. 62).

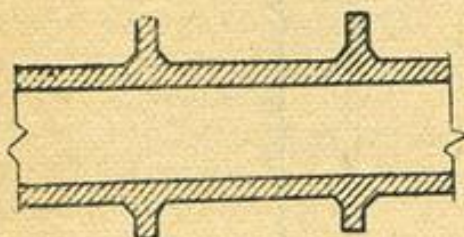


Рис. 61. Труба водоспуска

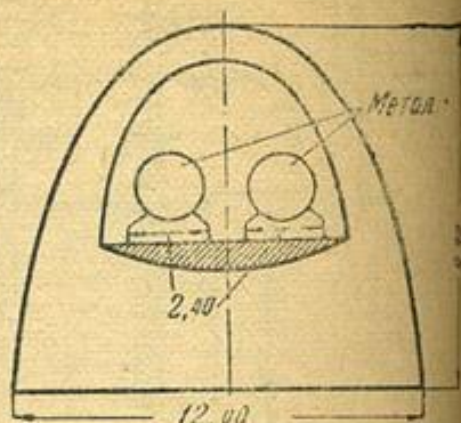


Рис. 62. Схема сечения водоспуска земляной плотины под Москвой

Уплотнение должно удовлетворять двум требованиям:

1) допускать подвижку соседних звеньев одного относительно другого;

2) обеспечивать непроницаемость шва между звеньями.

Этим требованиям удовлетворяет медная полоса толщиной 1,5—2 мм с загнутыми и заделанными в бетон концами.

Менее удовлетворительное, но допустимое решение дает замена меди нержавеющей сталью.

Нельзя допускать устройства швов с применением только шпона из асфальта с гудроном, без металлической пластинки, или пластинкой, но целиком помещающейся в пределах гудрона.

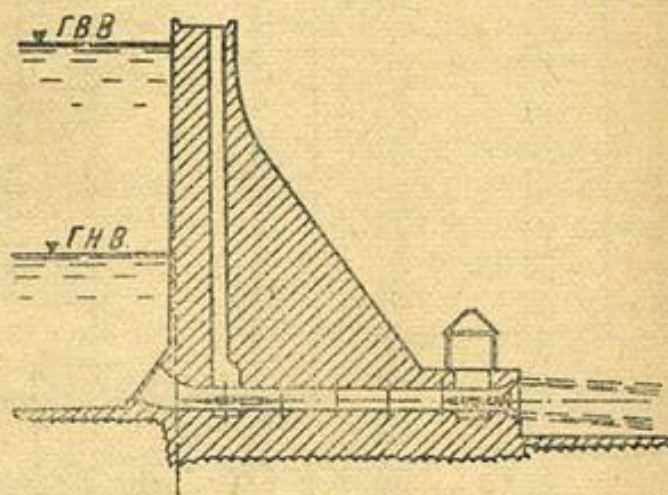


Рис. 63. Водоспуск с дросселями (бетонная плотина)

шпонки, без выхода концов в бетон. Такое уплотнение через два года дает сильную фильтрацию после выщелачивания шпона.

Устройство водоспусков бетонных и железобетонных плотин решается конструктивно при всяких грунтах основания (рис. 63).

Широкое строительство земляных плотин в СССР в последние 15 лет показало, что в ряде местностей (например, в Украинской ССР) без водоспусков нельзя обойтись при устройстве водоснабжения из данного водохранилища, так как вода за плотинной из года в год повышает свою жесткость. Нужен промыв водохранилища перед паводком. В этих условиях нельзя отказываться от устройства водоспуска, хотя и ощутительно отдаляющего срок го-

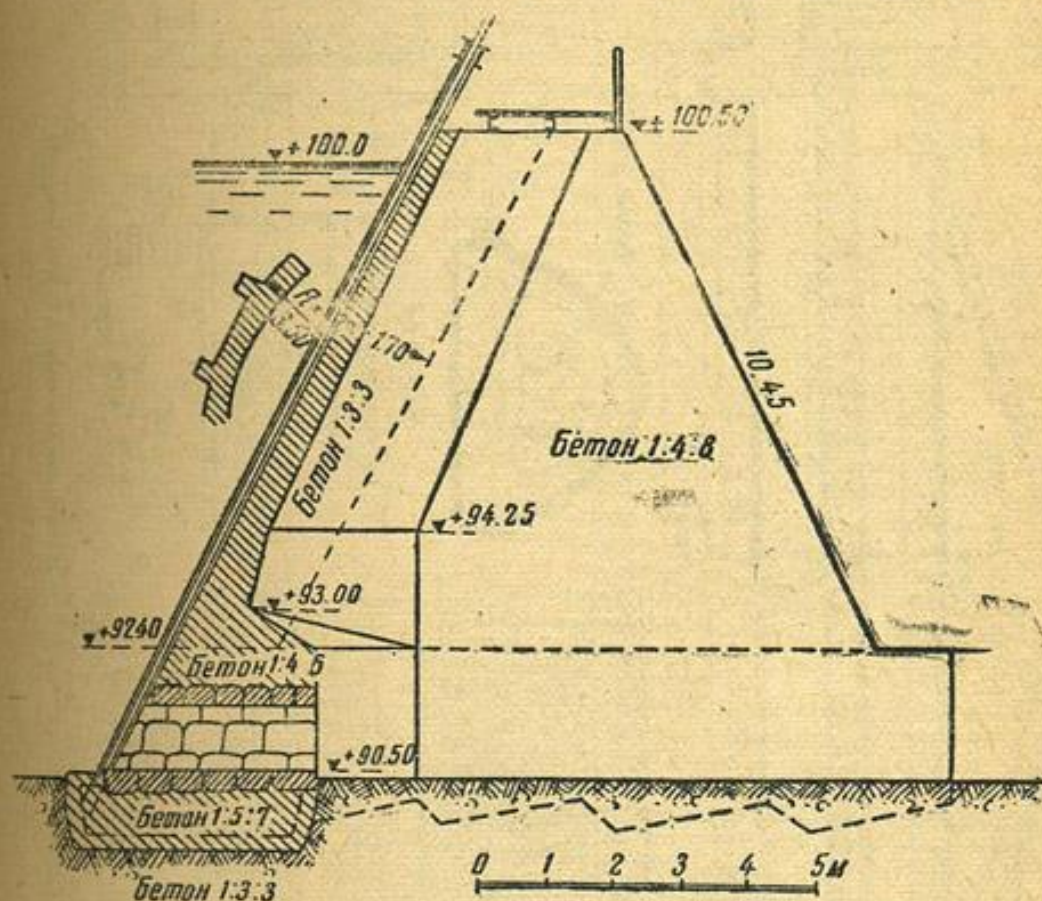


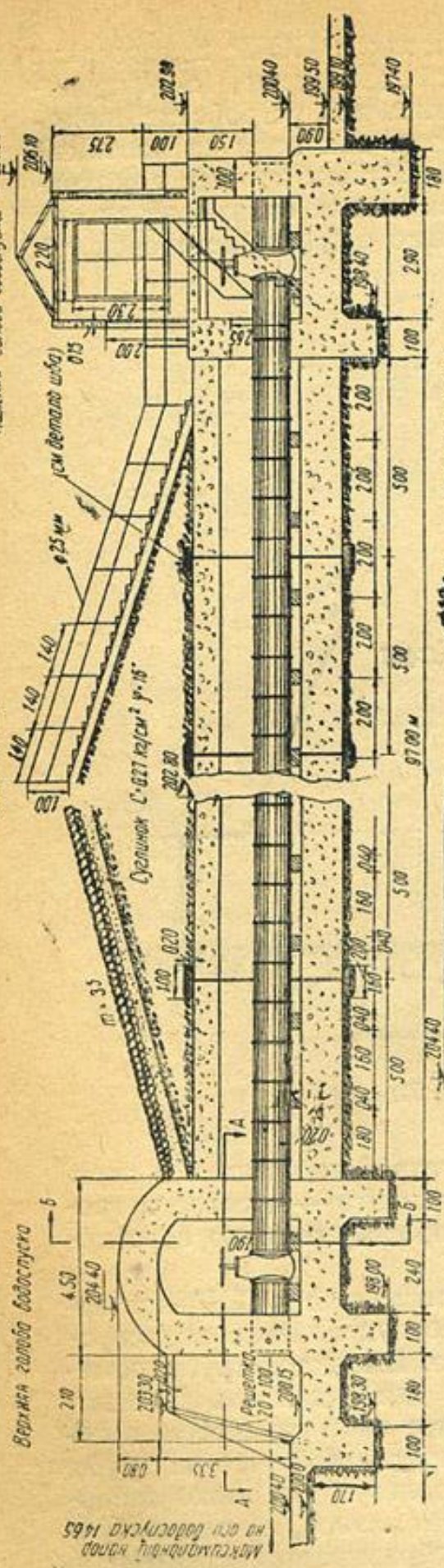
Рис. 64. Водоспуск плотины Мельби

товности плотины. Но нельзя идти и на устройство башни в верхнем бьефе и моста от нее к телу плотины: это — дорогое и громоздкое решение, обычное в Западной Европе, его надо пересмотреть и заменить более приемлемым.

Таковым является конструкция, осуществленная в США при постройке плотины Майнетэр (рис. 65). Здесь управление водоспуском происходит со стороны нижнего бьефа. В каждой трубе, помещенной внутри железобетонной оболочки, две задвижки. Для выпуска воды через водоспуск обслуживающее лицо спускается в помещение для управления затвором, наполняет водой участок трубы водоспуска между двумя задвижками, используя для этого специальную обходную трубку, а затем открывает затвор, и вода выбрасывается водоспуском. Так как вода выбрасывается с большой скоростью, то возникает вопрос о гашении этой вредной энергии.

Масштаб 1:50

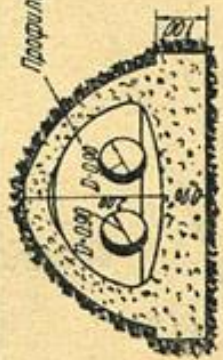
Нижняя головка водосточка - 207100



Верхняя головка водосточка

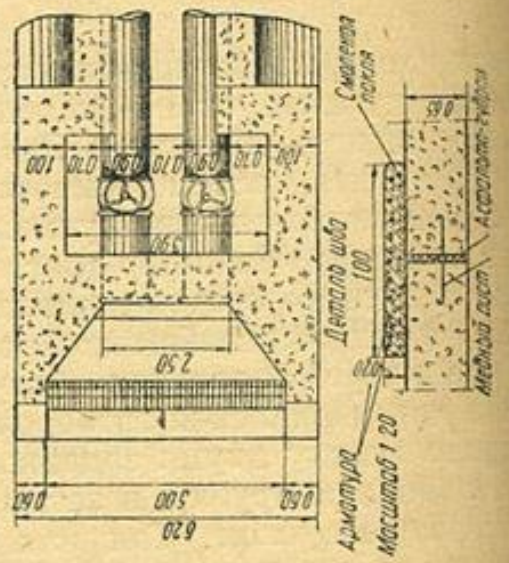
Максимальный напор на отлив водосточка 1465

Профиль галереи

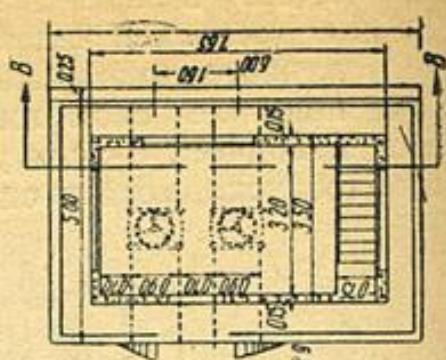


Вид с внешнего борта

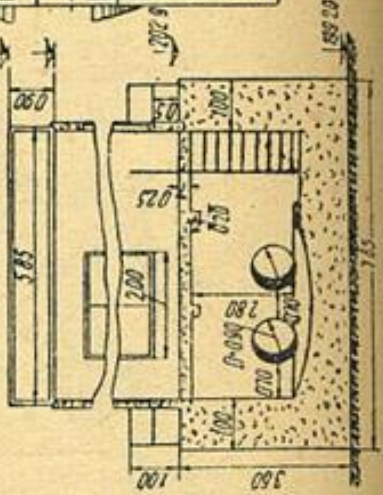
Разрез по А-А



План 2-го этажа



Разрез по В-В



Разрез по Б-Б



С этой целью устраивают специальный гаситель, в котором вода разбивается о препятствие; за гасителем — успокоительный бассейн, где вода, прошедшая гаситель, постепенно уменьшает свою скорость до величины, безопасной для дна русла.

При скалистом основании склона часто обходятся и без гасителя, выбрасывая воду из труб в воздух с помощью устраиваемого

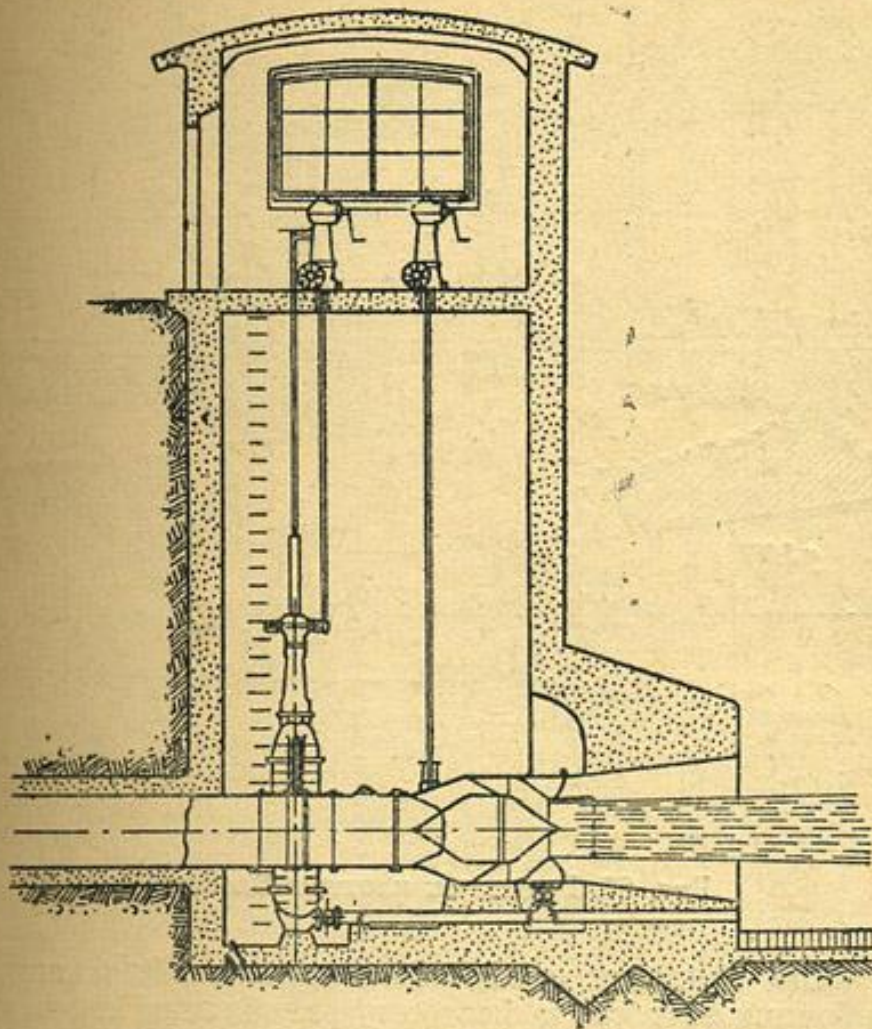


Рис. 66. Выбрасывание струи из водоспуска в воздух

для этой цели затвора обтекаемой формы (рис. 66). Этот затвор, установленный в расширенном участке трубы, при открытии пропускает воду кольцевым сечением.

Такие затворы носят название джонсонов, — по имени их изобретателя. Они получили широкое распространение в США при напорах свыше 30 м. Особо тщательная работа, необходимая при их изготовлении, и необходимость затраты бронзы обуславливают высокую стоимость джонсонов, работающих зато с устранением кавитации и коррозии металла. Высокая стоимость джонсонов заставила германских инженеров приспособить давно известный недорогой дроссель (рис. 67) к более тяжелым условиям его работы при напорах свыше 15—16 и до 60 м. С этой целью для напоров свыше

40 м сконструирован сдвоенный затвор обтекаемой формы (рис. 67) хорошо работающий в плотине Блейлох при напоре свыше 45 м. Нарушение обтекаемости затвора, несовершенство формы и нет

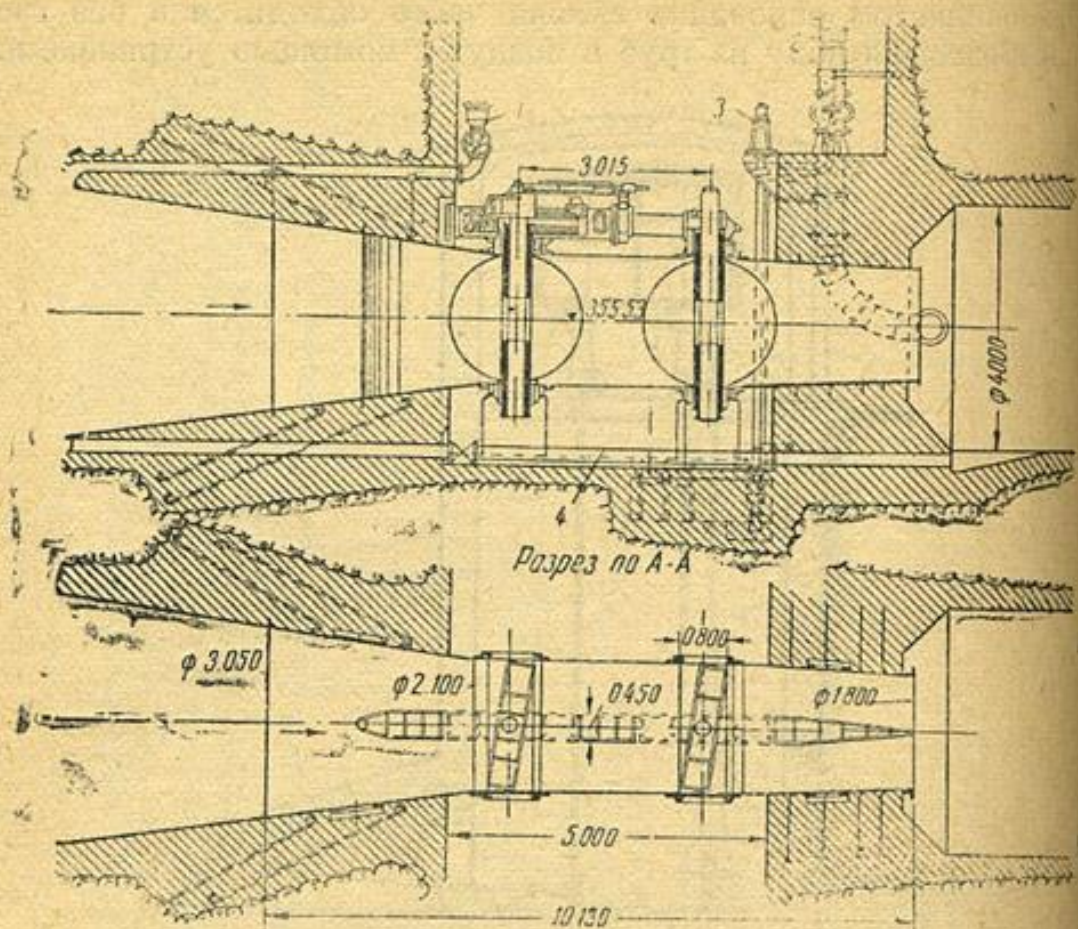


Рис. 67. Водоспуск плотины Блейлох

тельная работа приводят к образованию сильнейших вихрей в потоке, к вибрации затвора, к быстрому разъеданию его поверхности и к поломке механизмов для управления затвором. Эти явления наблюдаются на простых дросселях уже при напорах свыше 10 м. При напорах до 10—12 м для промыва водохранилищ в бетонных и железобетонных водосливах устраивают глубокие (до дна реки) отверстия в виде водосливного участка с пониженным порогом или в виде водоспускного отверстия, т. е. работающего под напором (рис. 68 и 69). В первом случае имеют место большие отверстия без труда эксплуатируемые при небольших напорах, когда управление затворами (щитами) несложно. При значительном напоре приходится уменьшать сечение водоспуска, так как затвор получался бы слишком тяжелый, а механизмы для управления им, при огромном давлении воды на затвор, дорогими. К тому же трудно было бы бороться с вибрацией затворов простейшего типа, например, шаровых; поэтому с увеличением напора водоспуск устраивают в несколько секций для уменьшения размеров щита и давления воды

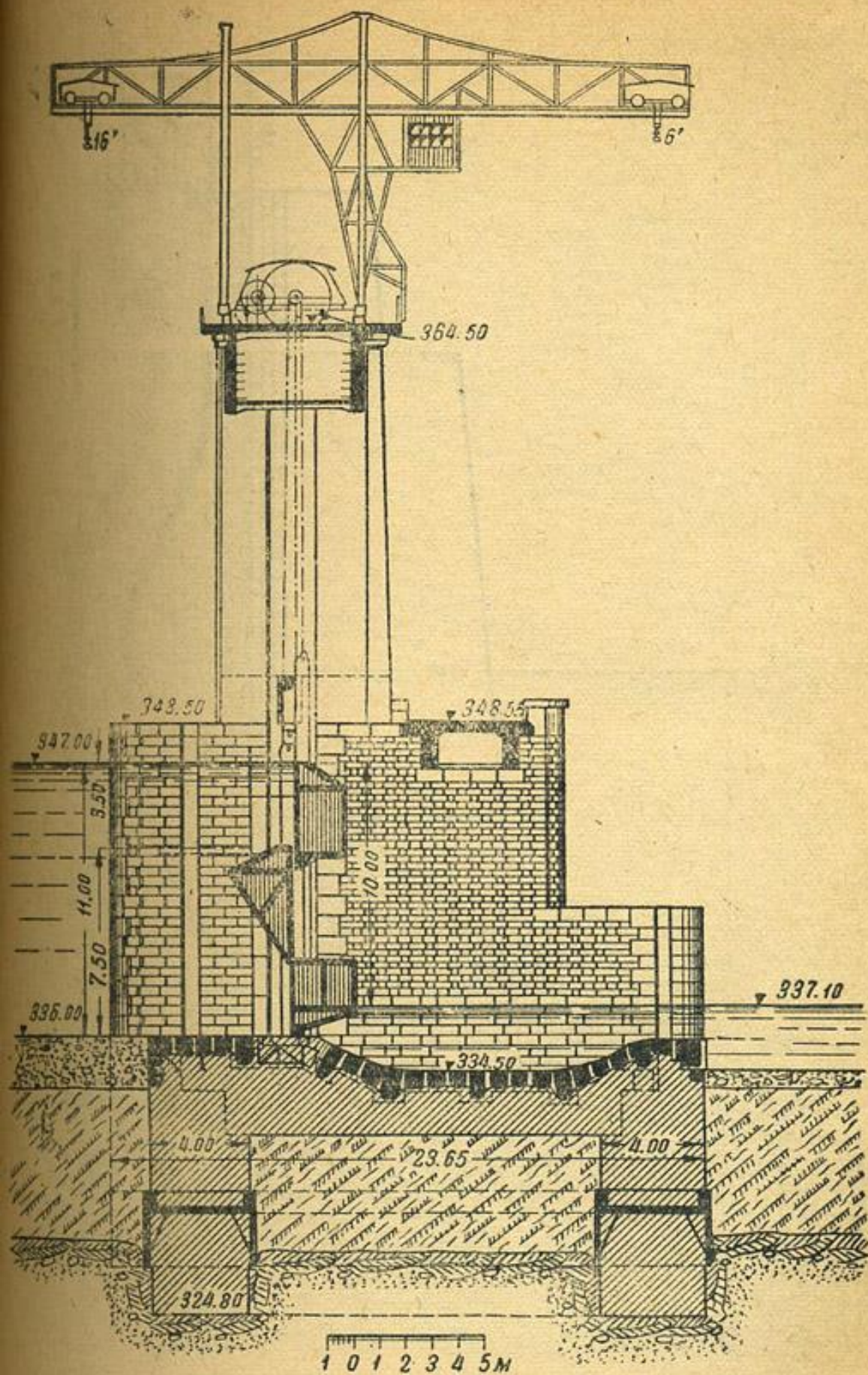
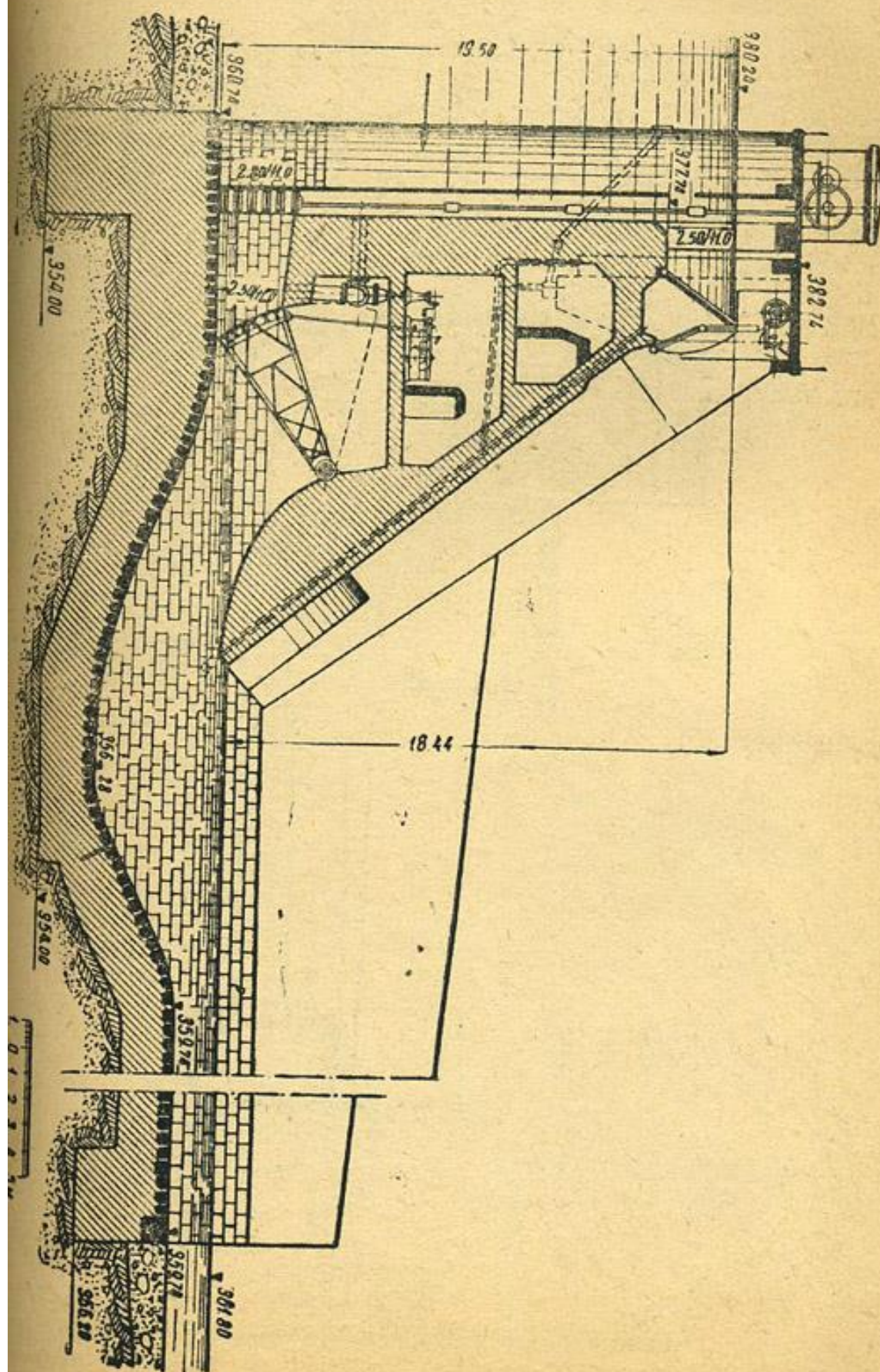


Рис. 68. Водослив с пониженным порогом (Шанси-Пуны)



него. Уже при напорах свыше 10—12 м необходим подвод воздуха к стенкам водоспуска в места, где наблюдается отставание струй от стенок, с образованием вакуума и сильнейшей вибрации, что может вызвать поломку затвора (рис. 70). Лучшее решение при больших напорах—это выбрасывание воды из водоспуска прямо в воздух (джонсоны и дроссели типа Блейлох).

2. Водосливы глухих плотин

Водосливы глухих плотин устраивают или в теле плотины, на специально выделенном участке ее (рис. 71—74), или в берегу, где

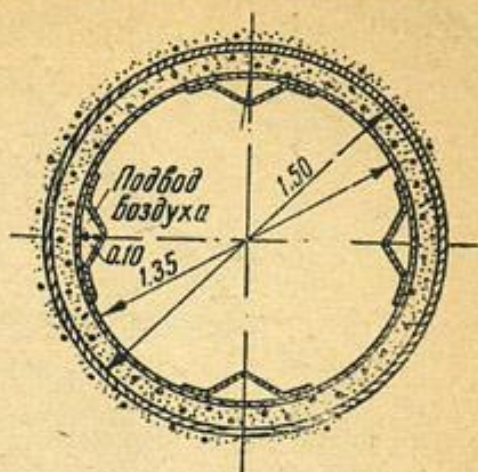


Рис. 70. Сечение водоспуска непосредственно ниже затвора (подвод воздуха)

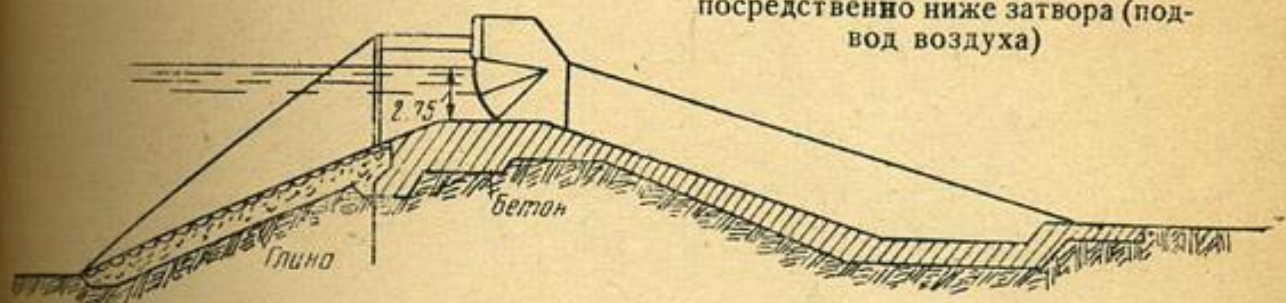


Рис. 71. Схема водослива в теле земляной плотины

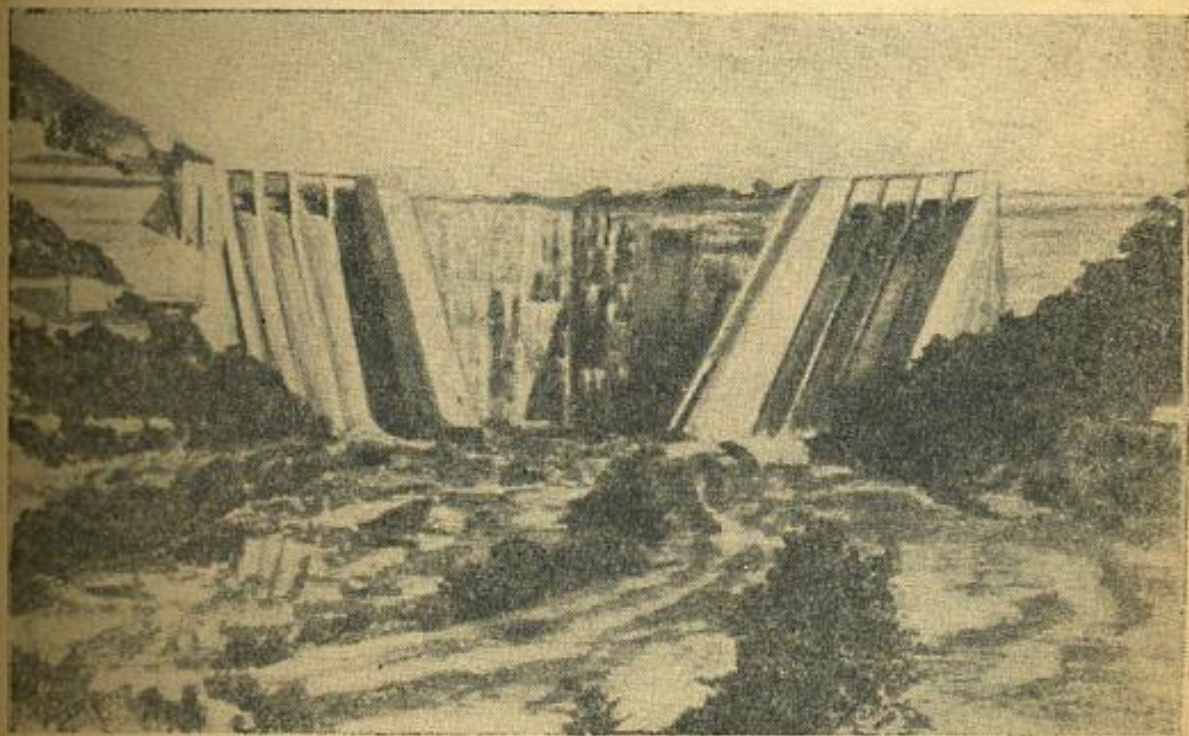


Рис. 72. Береговые водосливы арочной плотины

сброс воды происходит в более спокойных условиях, без каких-либо угроз существованию глухой части плотины (рис. 75—76). При

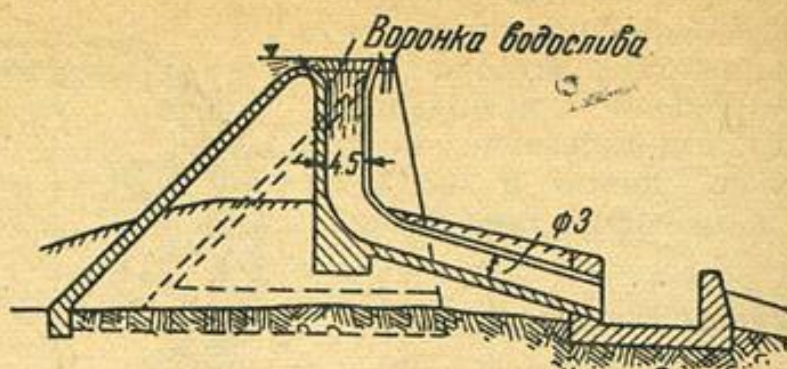


Рис. 73. Профиль водослива плотины Биг-Долтон

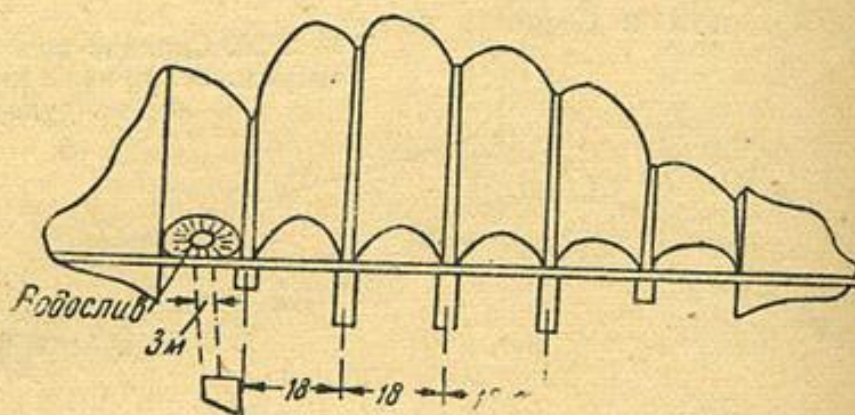


Рис. 74. План плотины Биг-Долтон

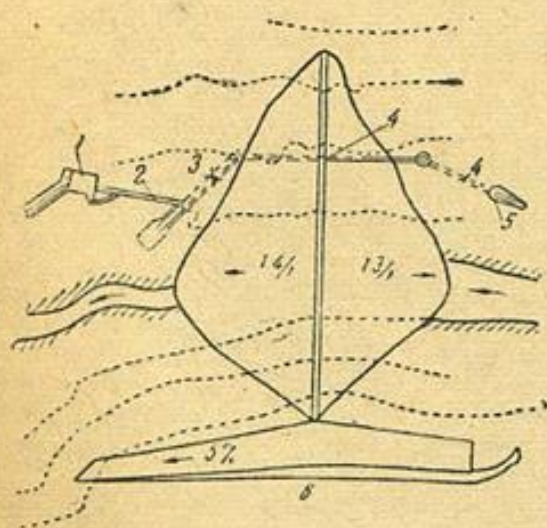


Рис. 75. План набросной плотины Солт Спрингс

1—гидростанция, 2—трубопровод, 3—затворы, 4—тоннель, 5—водоприемник, 6—водослив для сброса паводков

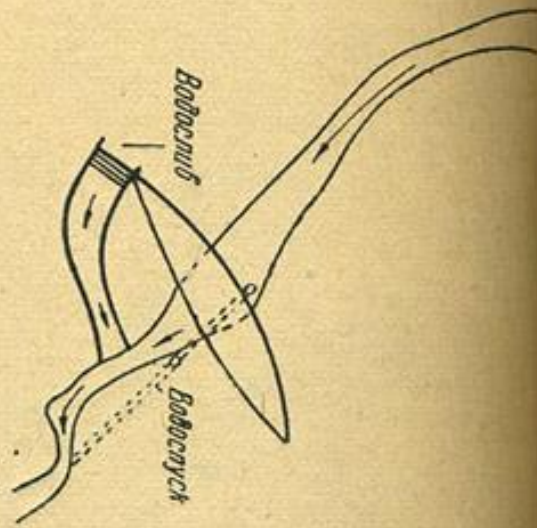


Рис. 76. Криволинейная в плане бетонная плотина Черезоле высотой более 80 м с береговым водосливом

этом для экономии выемки в крутых скалистых береговых склонах водослив строят параллельно течению реки, снабжая его затво

рами, а при весьма большой высоте сооружения, выстроенного в глухом, безлюдном месте, — вовсе обходясь без затвора, что обеспечивает автоматический сброс паводка (см. рис. 75—77). Такой водослив называется траншейным.

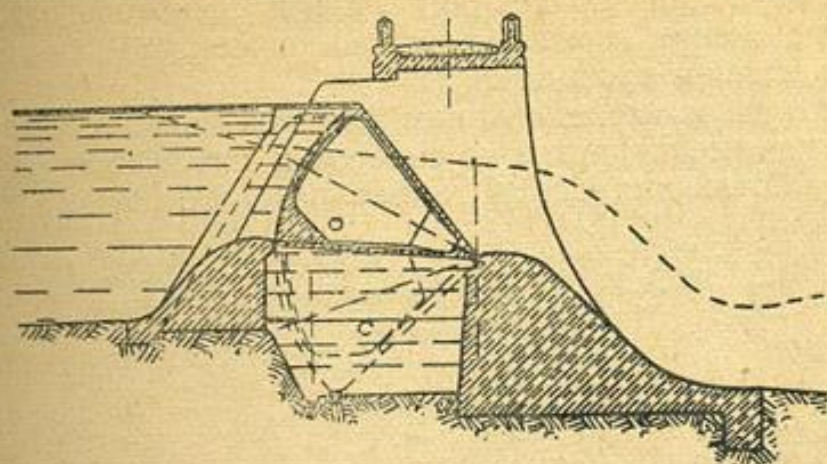


Рис. 77. Береговой водослив

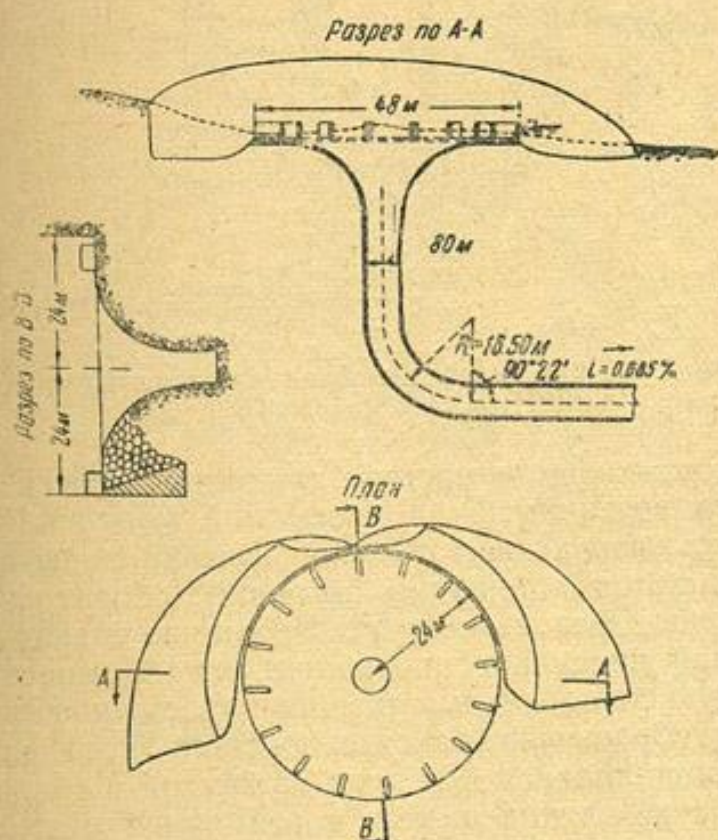


Рис. 78. Шахтный водослив плотины Дэвис Бридж, высеченный в скале

В целях экономии в выемке, устраивают шахтный водослив, обеспечивающий сброс больших расходов и занимающий относительно малое место в плане (рис. 78), в особенности если он под-

нимается над грунтом (рис. 79) при сжатом профиле. В этом последнем случае пропускная способность водослива возрастает.

Крупным недостатком шахтного водослива является то обстоятельство, что быстрое возрастание расхода с увеличением глубины на пороге водослива происходит лишь до некоторого предела, после чего повышение горизонта воды сопровождается лишь небольшим возрастанием расходов.

Лабораторным исследованием моделей шахтного водослива занимался ряд американских и советских инженеров (Дэвис, Севко и др.), выработавших основы гидравлического расчета шахтного во-

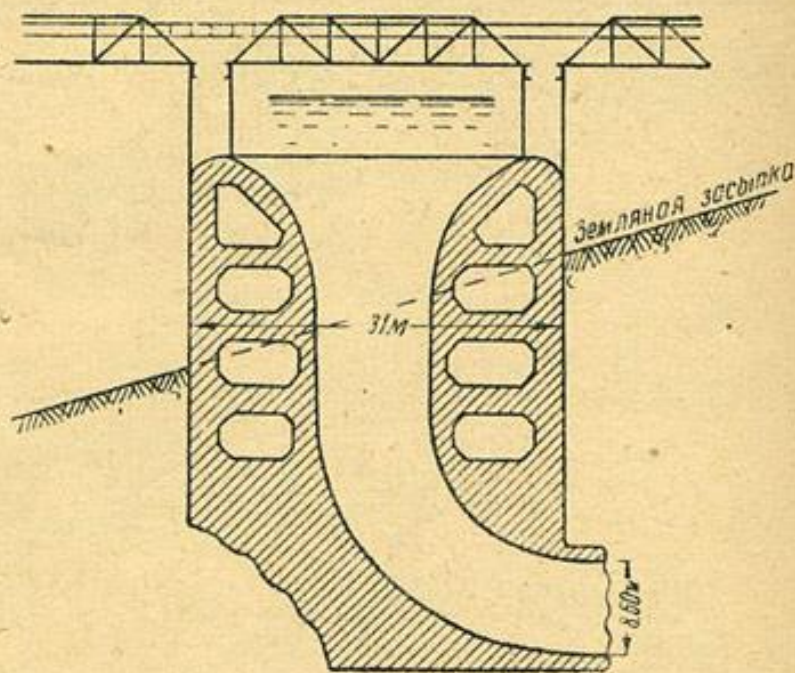


Рис. 79. Шахтный водослив плотины Кингслей (обжатый профиль водослива)

дослива. В окончательном проекте водослив должен быть запроектирован на основе тщательных испытаний модели. При этом необходимо помнить, что не все явления прохода воды через шахтный водослив поддаются анализу в обычной лаборатории, вследствие чего лабораторные выводы могут и не вполне совпадать с действительной картиной явлений в сооружении, что обязывает вносить запасы в пропускную способность шахтного водослива. Иногда при высотах до 40—60 м сбрасывают паводок почти по всей длине бетонной плотины, превращающейся при этом из грухой в водосливную.

При устройстве глухих плотин в равнинной местности по условиям затопления приходится ограничиваться умеренной высотой плотины, редко достигающей 30—35 м над грунтом.

Необходимость выемки в берегу для подвода воды к береговому водосливу и здесь является важным обстоятельством, вследствие чего при малых высотах плотины заведомо выгоднее устроить водослив в теле глухой плотины: в этом случае выемка в берегу легла бы слишком крупным слагаемым в сметной сумме.

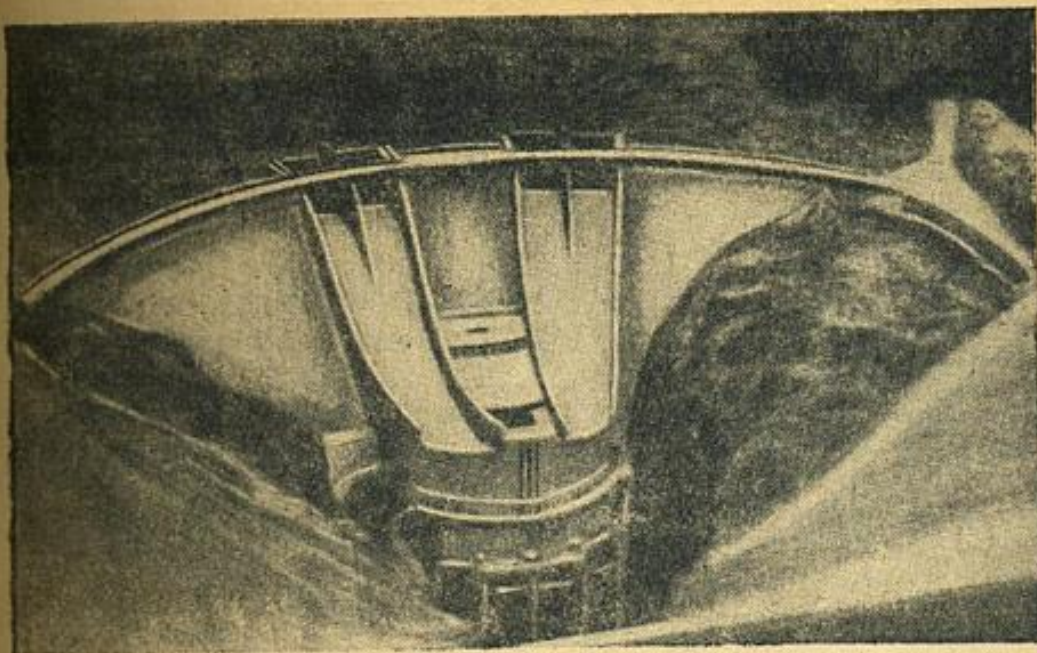


Рис. 80. Плотина Эгль во Франции. Вид модели

План машинного зала станции Эгль

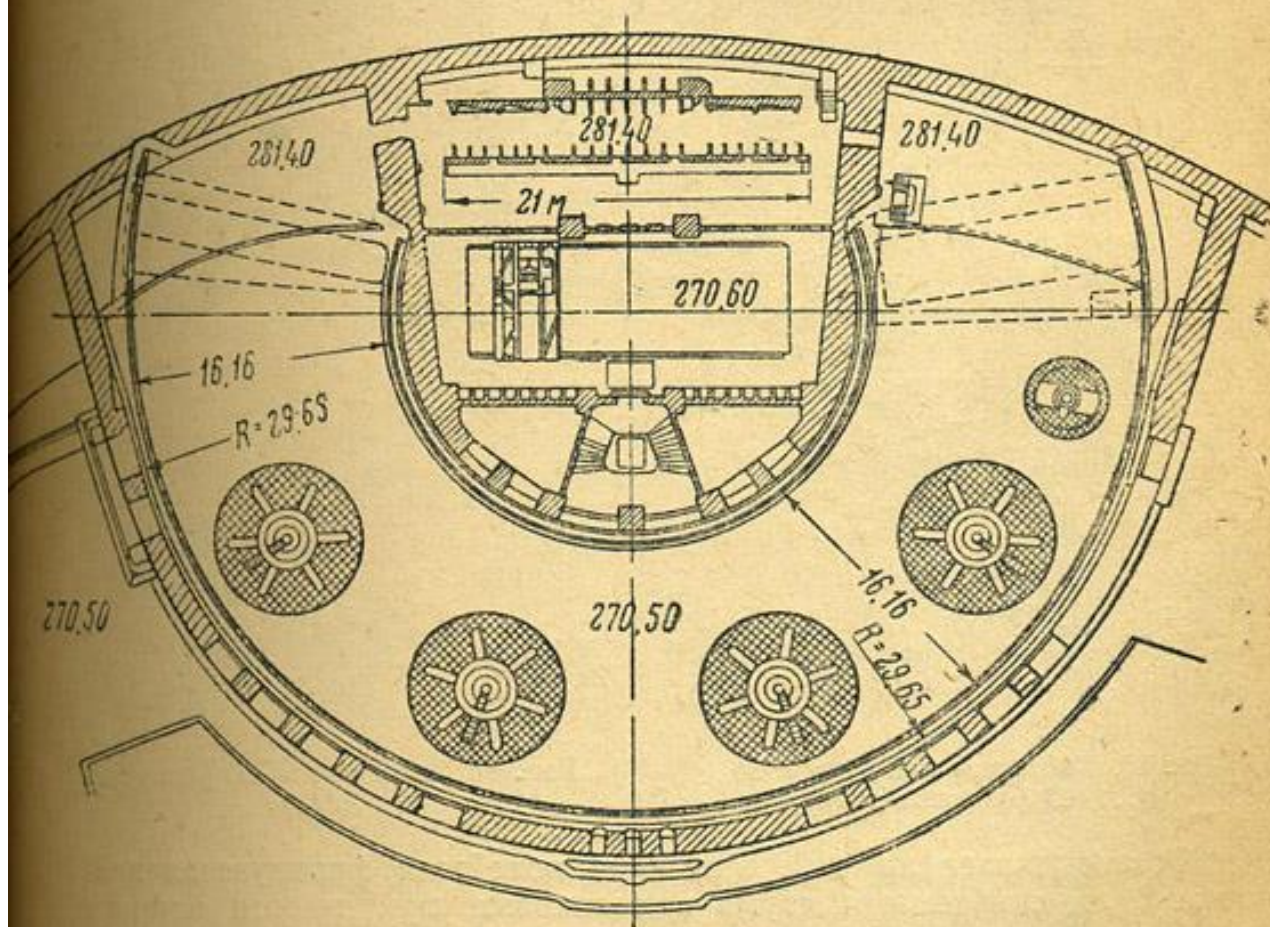


Рис. 81. План машинного зала станции Эгль

Стремление поставить работу плотины на нескальном грунте все зависимости от возможных случайностей вызывает тяготение к береговому водосливу, который иногда устраивают там, где экономически выгодно было бы устроить водослив в теле плотины.

План-разрез станции Эгль

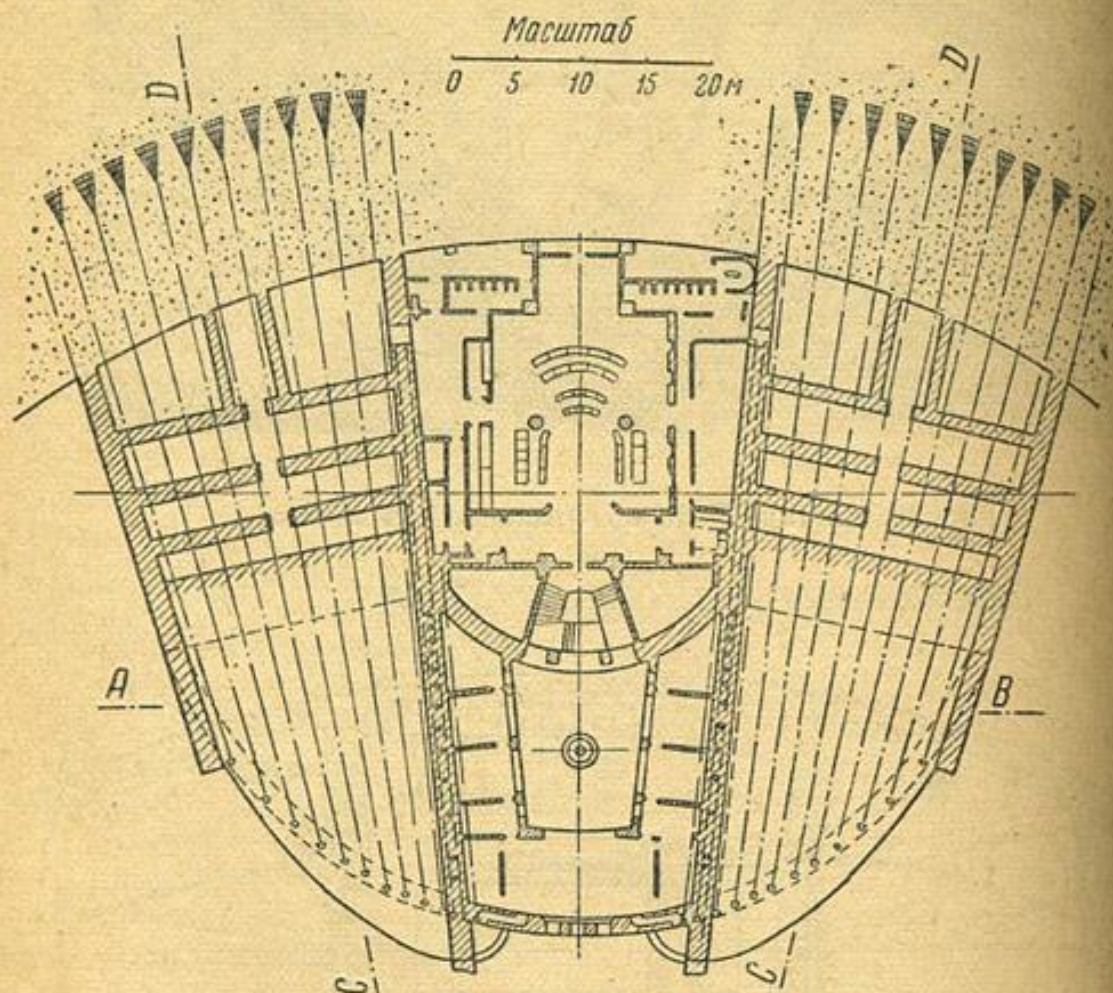


Рис. 82. План-разрез станции Эгль

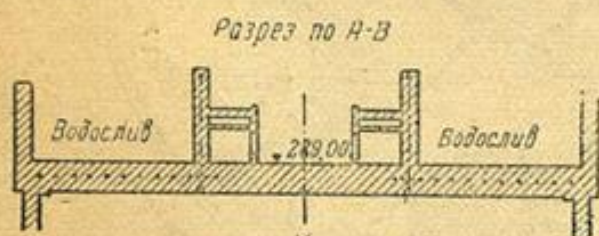


Рис. 83. Вертикальный разрез по А-В (плотина Эгль)

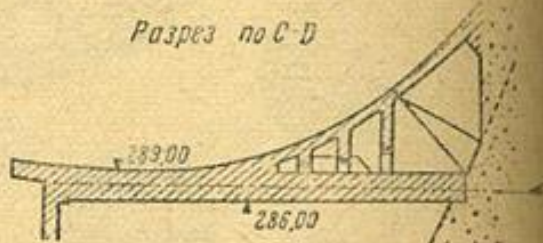


Рис. 84. Разрез по С-Д (плотина Эгль)

Останавливает на себе внимание новейшая французская плотина Эгль, снабженная двумя водосливами при высоте плотины в 90 м. Водосливы проходят над зданием гидростанции, которое составляет один массив с телом плотины (рис. 80—84).

ВОДОСЛИВНЫЕ ПЛОТИНЫ

Водосливные плотины устраивают из материалов, допускающих перелив через них воды со льдом, а именно: из дерева, бетона и железобетона.

По условиям пропуска паводков при данной топографии порог водослива (иное название порога — гребень) может быть приподнят над грунтом (рис. 85) или, наоборот, сделан у дна реки (водослив с пониженным порогом, см. рис. 86). В обоих случаях порог водослива может полностью, т. е. всей своей шириной, работать при пропуске паводка или местами стеснен наличием бычков, между которыми после прохода паводка устанавливают затвор для удержания подпорного горизонта. С устройством бычков получаем возможность уменьшить размеры затворов, облегчив тем самым маневрирование ими. Если водослив с порогом у дна реки в паводок освобождает все живое сечение реки с берега до берега, т. е. от устья до устья, то такая плотина носит название судоходной. Затворы судоходной плотины в паводок укладывают на дно, а после паводка вновь устанавливают для создания напора. Такое решение допускается при местном шлюзовании реки, использовать которую одновременно в энергетических целях нет смысла.

Водосливный участок, лежащий между бычками, работает в одних статических условиях, бычок — в других, более тяжелых условиях, так как на него передается давление воды на затвор, кроме давления воды и льда на самый бычок. Поэтому бычок на нескальном грунте имеет обычно более глубокий фундамент, отвечающий большему давлению на основание и большей сдвигающей силе.

При хорошей скале основания эта разница условий работы водослива и бычка не находит отражения при сопряжении с грунтом, что объясняется высокими качествами основания. Если между бычком и водосливом и устраивается шов, то не из-за разных условий работы их основания, а скорее как температурно-усадочный, тогда как при сжимаемом грунте потребность в этом шве усиливается.

Используя геотехническую характеристику грунтов основания, можно произвести подсчет осадки бычков и водослива.

При постройке железобетонных водосливов с пониженным порогом часто устраивают водослив и бычки как одно целое, в особенности при малом отверстии всего водослива, т. е. при малом расстоянии между устоями. Толщина бычков зависит от пролета и напора затвора, а также от типа затвора.

Водосливы без затворов на гребне, устраиваемые в глухих, безлюдных местностях, работают без бычков, которые здесь не нужны, если в паводок сообщения между берегами не требуется.

Глубина на пороге водослива должна быть достаточна для прохода льда через водослив. Чем меньше взяты пролеты между бычками, тем больше должна быть обеспечена толщина струи воды

на пороге для беспрепятственного прохода льда. Даже в спокойных условиях ледохода при пропуске льда через плотину следует обеспечить полуторную толщину струи на пороге против толщины льда.

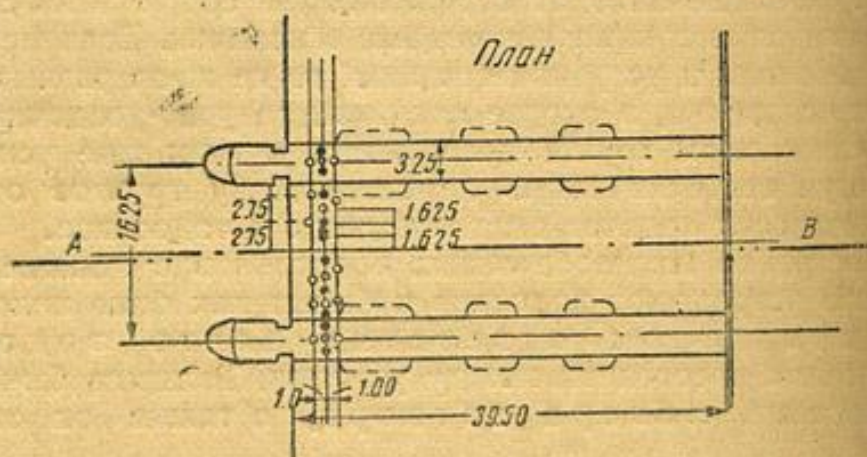
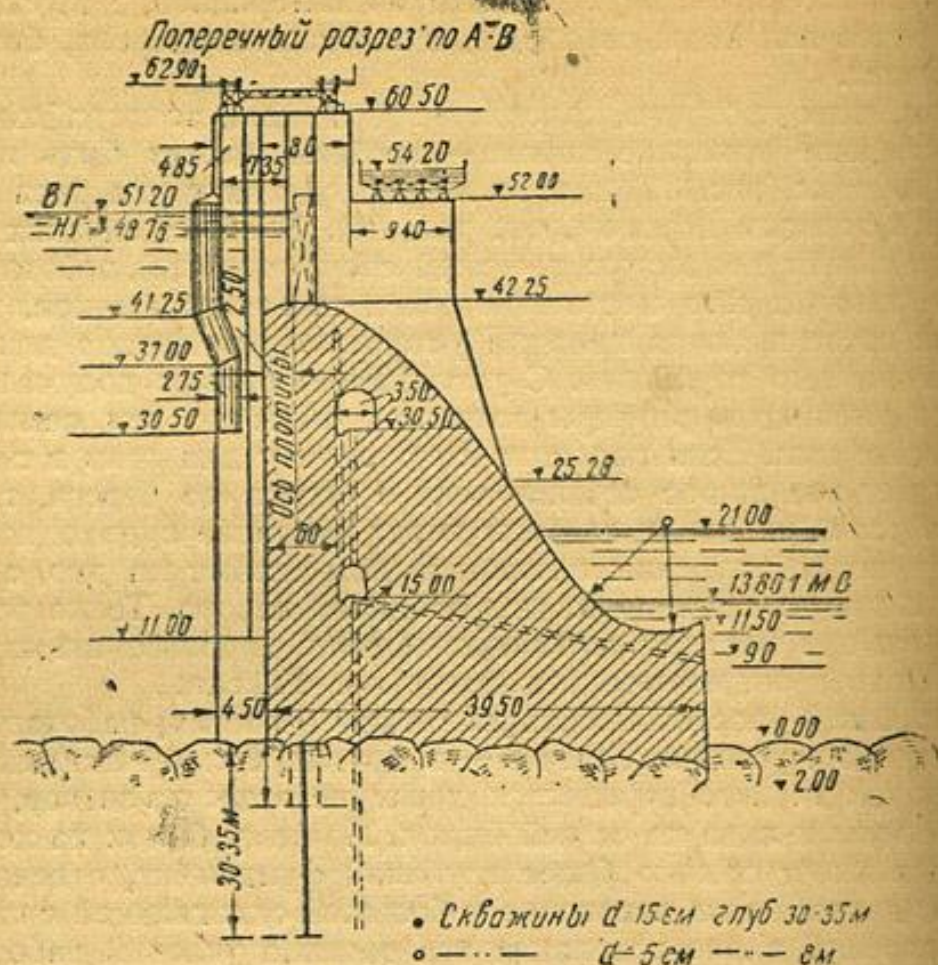


Рис. 85. Водослив плотины в СССР

Форма водослива определяется положением его гребня (у дна реки или высоко над дном реки). В первом случае для улучшения условий гашения вредной энергии воды полезно устройство углуб-

ления во флютбетной части водослива (рис. 86). Во втором случае водослив обычно имеет отвесную напорную грань со срезом для лучшего пропуска льда и плавное очертание низовой грани.

Для отбрасывания ниспадающей струи воды и льда от подошвы водослива, часто предусматривают устройство гуська (см. рис. 85), который предохраняет от разрушения грунт основания близ подошвы водослива. Очертание низовой грани должно обеспечивать объем тела водослива, достаточный для устойчивости сооружения на сдвиг его в нижний бьеф.

В современной практике применяются безвакуумные и вакуумные очертания низовой грани водослива. Первое устраняет появле-

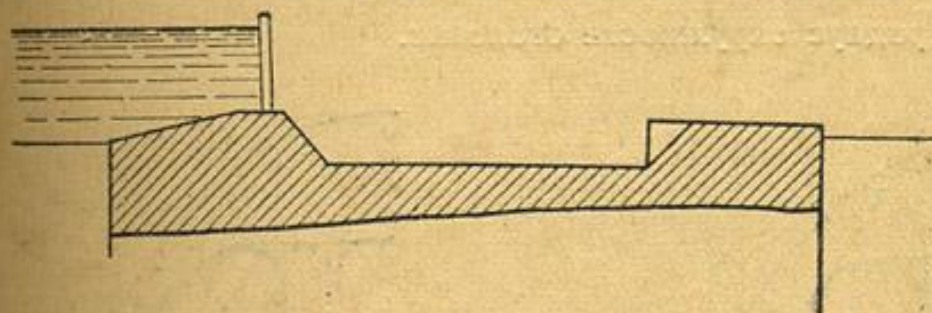


Рис. 86. Углубление во флютбете

ние вакуума под ниспадающей с водослива струей воды, предохраняя бетон от ускоренного износа и предотвращая появление дополнительной силы, сдвигающей водослив в нижний бьеф. Однако нередко безвакуумный профиль дает избыточный объем бетона на один погонный метр сооружения, ненужный для устойчивости водослива. В этом случае представляет интерес вакуумный профиль, более экономный, имеющий более простое очертание и большую пропускную способность. Вакуумный профиль дает экономию в бетоне в размере 15—25% по сравнению с безвакуумным.

Немноголетний опыт применения вакуумных профилей показал, что при имеющихся эксплуатационных данных нет оснований отказываться от вакуумного профиля, если он устойчив при данных грунтах основания, однако следует ограничивать размер вакуума высотой водяного столба в 6 м, т. е.

$$h_{\text{вак}} = 6 \text{ м} \leq \lambda H,$$

где:

λ — коэффициент вакуумности;

H — глубина на пороге водослива.

Таблица 5

$\frac{H_0}{r}$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	3,0	3,4
При $a:b=3$	0,06	0,21	0,35	0,49	0,63	0,80	0,93	1,34	1,63
При $a:b=2$	0	0,16	0,31	0,45	0,60	0,73	0,89	1,27	1,55
При $a:b=1$	0,57	0,65	0,75	0,86	0,96	1,06	1,14	1,39	1,58

Обозначив:

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2g},$$

получим в табл. 5 значения λ для вакуумных профилей (рис. 87 и 88) с круглым и эллиптическим оголовками.

Коэффициент расхода для круглого оголовка:

$$m = 0,208 + 0,06 \frac{H}{P} + 0,067 \times \sqrt{30 - \left(15 - \frac{H}{r}\right)^2},$$

где r — радиус окружности оголовка.

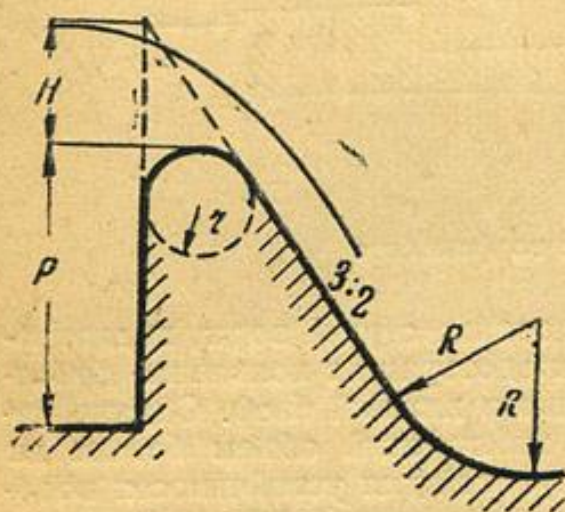


Рис. 87. Вакуумный профиль водослива с круглым оголовком (по Ребоку)

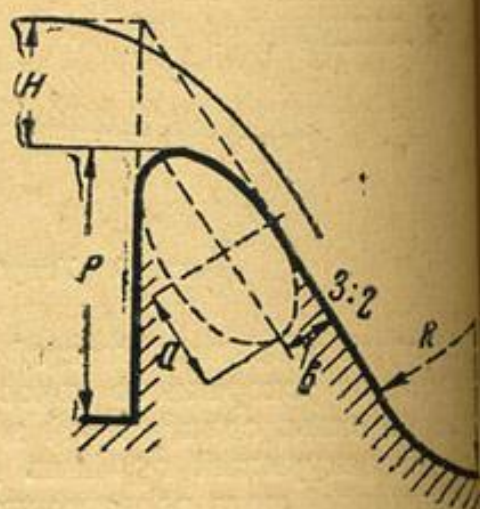


Рис. 88. Вакуумный профиль водослива с эллиптическим оголовком (по Ребоку)

При эллиптическом оголовке пригодна та же формула, но вместо r надо в нее подставить:

$$r_2 = a \left(\frac{4,57}{2 \frac{a}{b} + 1} + \frac{a}{20b} - 0,573 \right),$$

где a и b — полуоси эллипса (рис. 88).

Применение приведенных формул ограничено условиями $H \leq r \left(6 - \frac{20r}{P+3r} \right)$ — для круглого оголовка, а для эллиптического оголовка r заменяется r_2 при $0,5 \leq \frac{a}{b} \leq 6$. При эллиптическом оголовке коэффициент расхода на 2—3 процента больше, чем при круглом.

лом. Очертание низа водослива устанавливают в лаборатории с учетом также условий прохода льда.

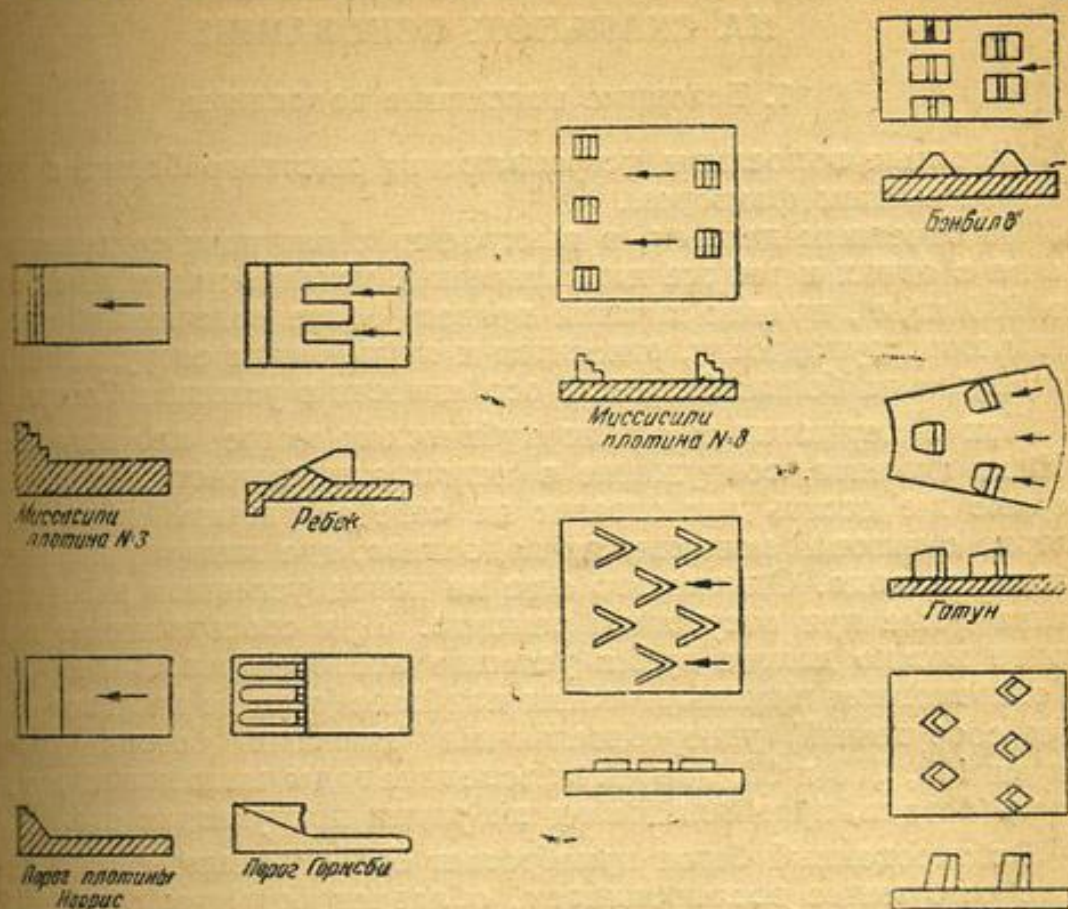


Рис. 89. Современные гасители вредной энергии воды, применяемые в США

Рис. 89 показывает типы гасителей, применяемых в США на флютбетах водосливов.

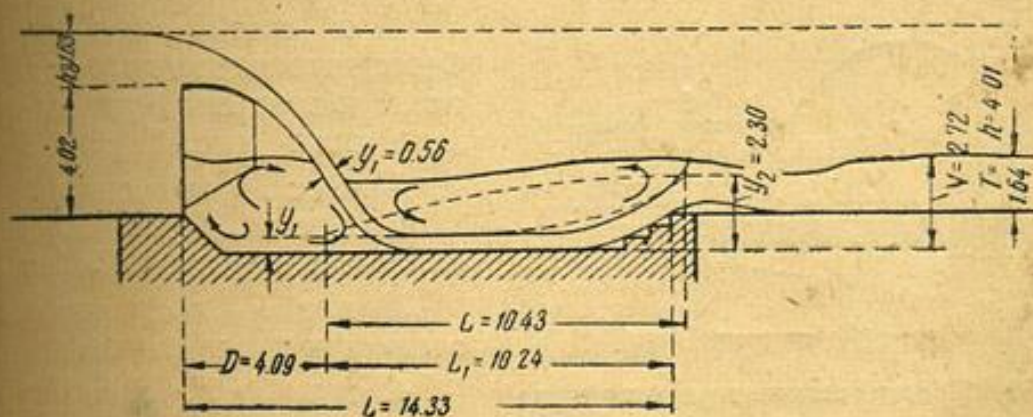


Рис. 90. Ступенчатый порог проф. Сметаны (Чехословакия)

На рис. 90 показан гаситель Сметаны (Чехословакия), с размерами элементов, апробированными в лаборатории.

БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ВОДОСЛИВЫ НА СКАЛЬНОМ ОСНОВАНИИ

1. Бетонные массивные водосливы

Бетонные водосливы устраивают из жесткого бетона с низким водоцементным фактором.

По отчетным данным, в выстроенных плотинах содержание цемента в одних и тех же климатических условиях колеблется от 150 до 280 кг/м³, причем высший предел, более отвечающий требованиям морозоупорности, относится к крупнейшим сооружениям, создаваемым на большой срок, в особенности в условиях Севера.

При содержании в одном кубическом метре плотного бетона 200 кг цемента, сооружение в наших климатических условиях первые же десять лет отразит на себе результаты дезинтеграции бетона с низовой поверхности водослива, где выходит профильтровавшаяся вода. Однако это еще не конец успешной работы водослива даже при отсутствии ремонта. При своевременном же ремонте можно долгое время успешно эксплуатировать сооружение. В современном плотиностроении наиболее (если не касаться отдельных сооружений) употребительными марками бетона являются марки 130, 110 и 90, причем в последние годы часто повышают плотность бетона, применяя метод вибрации при укладке его.

Вибрированный бетон приобретает большую плотность, в результате чего менее водопроницаем, обладает большим объемным весом, меньшим водоцементным фактором и большей прочностью непосредственно после укладки.

Вес одного кубического метра бетона удовлетворительной укладки — 2,25 т, особо плотного бетона ручной укладки — 2,30—2,35 т, вибрированного бетона — 2,4 т.

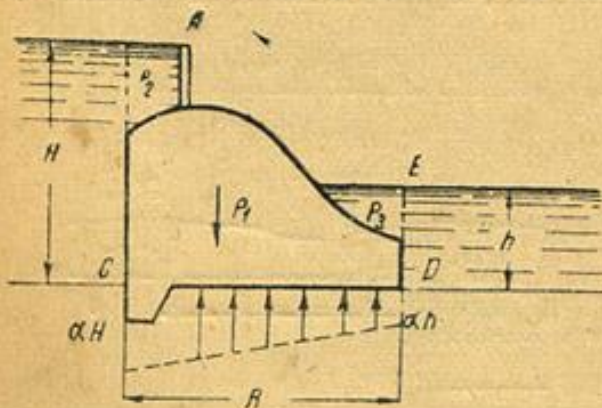


Рис. 91. К статическому расчету водослива

При статическом расчете бетонного массивного водослива в расчет вводятся следующие силы (рис. 91):

- 1) вес P_1 водослива;
- 2) вес P_2 воды над водосливом в верхнем бьефе;
- 3) вес P_3 воды над водосливом в нижнем бьефе;
- 4) сила $S = S_0 + S_{\phi} = \alpha(H + h)B$, т. е. давление воды на подошву плотины;

5) горизонтальное давление воды E_1 со стороны верхнего бьефа на плоскость AC за вычетом противоположного давления E_2 воды на грань ED ; в итоге имеем сдвигающую силу $E_1 - E_2$.

Уравнение равновесия водослива:

$$\frac{(P_1 + P_2 + P_3 - S)f}{E_1 - E_2} = K,$$

где f — коэффициент трения в основании, зависящий от породы основания и ее качества. В средних условиях можно принять $f = 0,6$. При этой величине f принимаем $K = 1$, так как в запасе остается сцепление бетона со скалой; если же скала имеет пласты горизонтальные или слабо наклонные в сторону нижнего бьефа, притом едва сцепленные, то приходится принимать $K = 1,2 \div 1,4$ при величине f , отвечающей коэффициенту трения между пластами скалы, который в худшем случае может упасть до $f = 0,45$.

Проверка на сдвиг является, в сущности, главным расчетом водослива, так как при обычном плавном очертании низовой грани его напряжения в теле водослива умеренной высоты всегда менее допустимых.

Значительно больший интерес представляет давление на основание в момент, когда сила $S_{\text{ф}}$ еще не вступила в действие. Скала едва удовлетворительного качества, например под Сызранской плотинкой, не допускает давления, большего $8-10 \text{ кг/см}^2$, хорошая скала — $25-30-40 \text{ кг/см}^2$, отличная — еще более.

Для определения напряжений в теле плотины и в основании ее пользуемся формулой неравномерного сжатия:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\Sigma P}{\omega} \pm \frac{M}{W},$$

где:

M — момент всех сил относительно середины горизонтального сечения плотины;

W — момент сопротивления этого сечения, равный $\frac{1 \cdot B^2}{6}$;

$\omega = B \cdot l = B$ (см. рис. 91).

Проверка на опрокидывание не нужна: опыт и расчеты показали, что устойчивая на сдвиг плотина не опрокинется.

Особенности расчета бычка заключаются в следующем:

а) расчет производится не на один погонный метр толщины, а на действительную толщину бычка, к которой и относятся силы E_1 и E_2 , P_1 , P_2 , P_3 и S :

б) к силе $E_1 - E_2$ надо добавить горизонтальное давление воды на затвор между бычками и давление льда на бычок (см. главу V).

В остальном расчет бычка ничем не отличается от расчета тела водослива.

И водослив и бычок должны быть рассчитаны для двух состояний:

а) при поднятом напоре, когда в нижнем бьефе наинизший горизонт;

б) при проходе паводка и поднятом напоре, когда сила S , достигая большой величины. Этот последний случай представляет особый интерес при напорах в 12—25 м при $\alpha = 0,5$ и более.

Сопряжение водослива с его основанием должно быть произведено лишь после удаления разрушенных пластов скалы. С напорной стороны, если скала не имеет отличного качества, устраивают кювет, заполняемый жирным бетоном. Получаем зуб плотины, имеющий назначение ослаблять фильтрацию под подошвой плиты (уменьшение величины α). Цементация основания производится по линии зуба. Сопряжение с телом земляной плотины должно быть произведено с помощью диафрагмы, заглубляемой в тело земляной плотины на величину напора.

В месте устройства сопряжения водослива с антифильтрационной диафрагмой необходимо устройство шва, снабженного гибкой металлической пластинкой.

2. Полые бетонные и железобетонные водосливы

На практике построено несколько полых бетонных водосливов типа Нецли при напоре до 31 м. В основании — известняк умеренного качества с горизонтальными пластами. Это заставило уклониться от применения массивного типа водослива в целях получения более или менее выравненного давления на основание. Указанная цель достигнута наклонным расположением верховой грани и утолщением хвостовой части профиля плотины. Фильтрационное давление здесь не достигает и половины такового для массивного водослива. Низовая поверхность водослива выполнена из железобетона. В остальном нет различия с массивным водосливом ни в описательной, ни в расчетной части. Расчету подвергается здесь каждый бычок с относящимися к нему силами, включая вес низовой плиты.

Железобетонные водосливы отличаются от глухих железобетонных плотин наличием сливной грани и ее относительно пологой очертанием. Угол наклона верховой грани к горизонту обычно равен 45° — 40° . Полая часть водослива сообщается с водой нижнего бьефа с помощью отверстия в носке водослива (рис. 92).

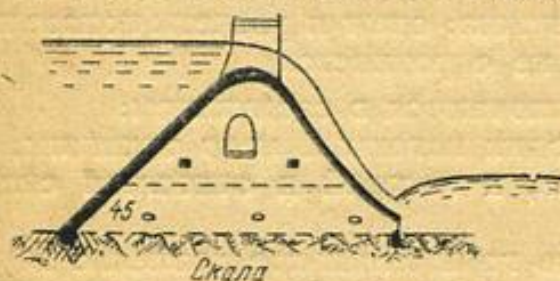


Рис. 92. Полый железобетонный водослив на скале (профиль)

Гребень водослива утолщает для более успешной работы при пропуске льда.

В условиях Севера, как показал опыт Швеции, где железобетонные плотины предпочитают бетонным массивным, целесообразнее устраивать низовую грань водослива умеренной высоты из брусьев, что облегчает замену износившихся частей при пропуске льда (рис. 93).

Бычки железобетонных водослива устраиваются через два-три контрфорса для увеличения пролета затвора (рис. 94). Например, расстояние между осями контрфорсов может быть равным 4 м, а между осями бычков — 12 м. Это определяет условия расчета контрфорсов и бычков. Последние получают давление воды от

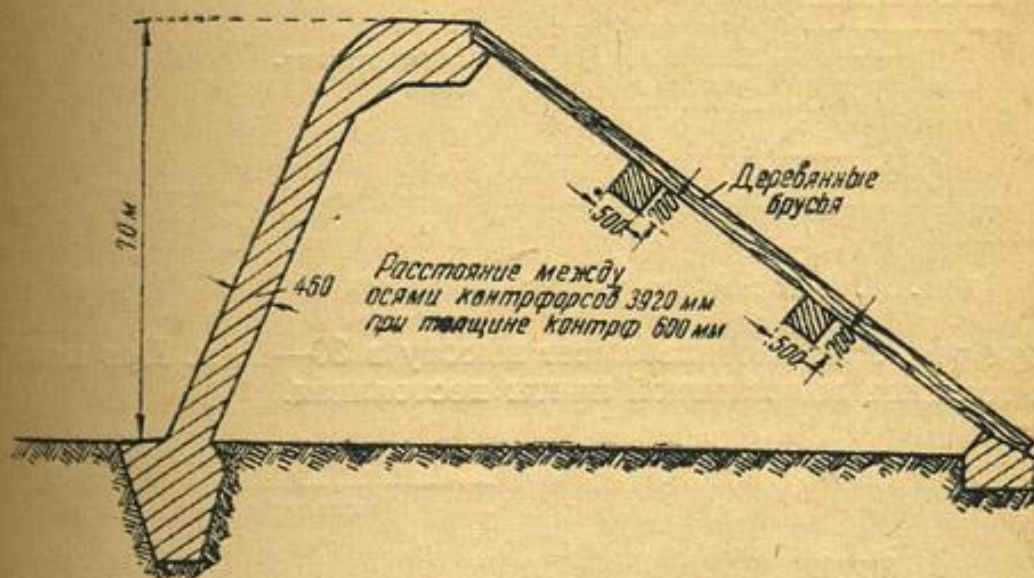


Рис. 93. Шведский тип железобетонного водослива на скале. Тяжелые условия прохода льда требуют устройства легкозаменяемого покрытия низовой грани

двух соседних полупролетов между контрфорсами, увеличенное давлением воды на затвор и самый бычок, контрфорсы же выдерживают давления воды от двух соседних полупролетов между ними.

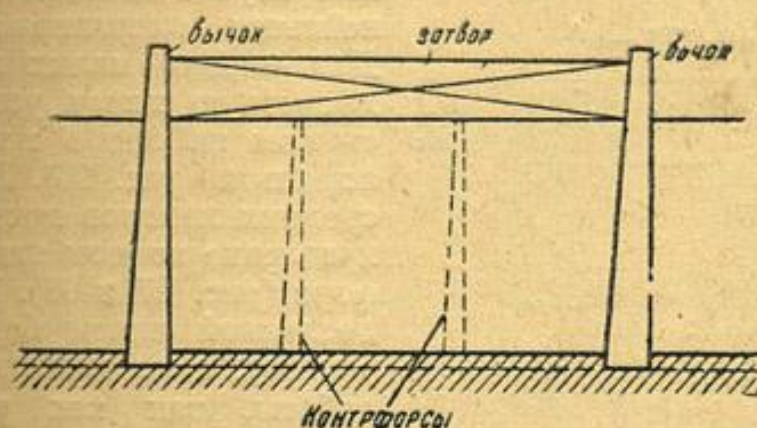


Рис. 94. Бычки и контрфорсы полого водослива

Контрфорсы и напорная плита рассчитываются и конструируются — как при глухой плотине, однако у гребня толщину плиты увеличивают. Это увеличение сохраняется при переходе напорной пли-

ты в водосливную, что диктуется необходимостью пропуска льда. Ниже водосливная плита уменьшается в толщине примерно до по-

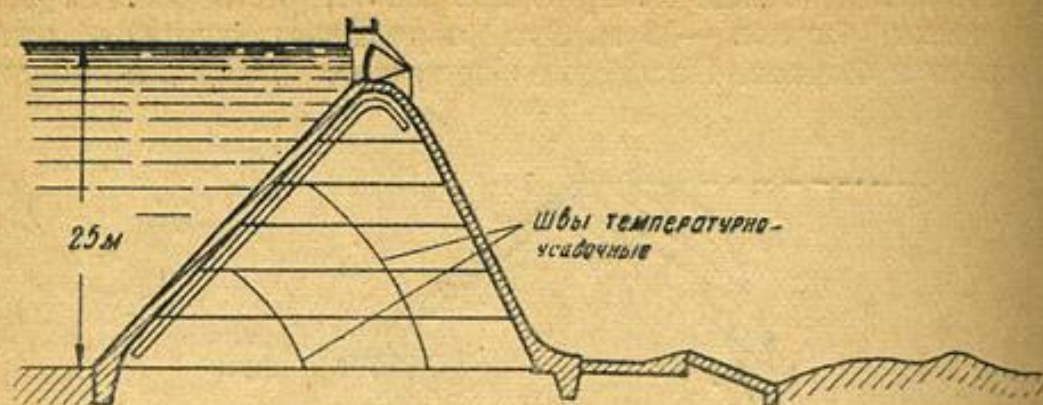


Рис. 95. Водосливная плотина Майнес на мергеле (профиль)

лутора раз, если плотина имеет высоту в 30—40 м. При малой высоте толщина водосливной плиты постоянная.

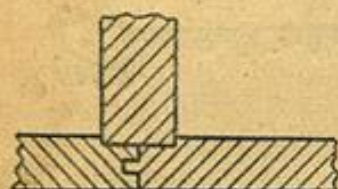


Рис. 96. Вертикальный опорный шов водосливной плиты водослива малой высоты

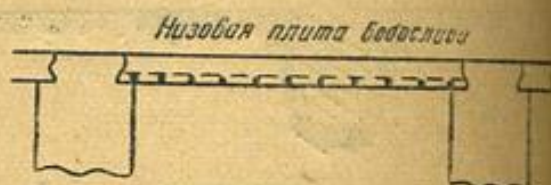


Рис. 97. Закрепление концов водосливной плиты плотины значительной высоты

Очертание водосливной плиты принимаем по данным Кригера, если плотина имеет значительную высоту (свыше 30 м). В противном случае обходятся прямолинейными очертаниями (рис. 95).

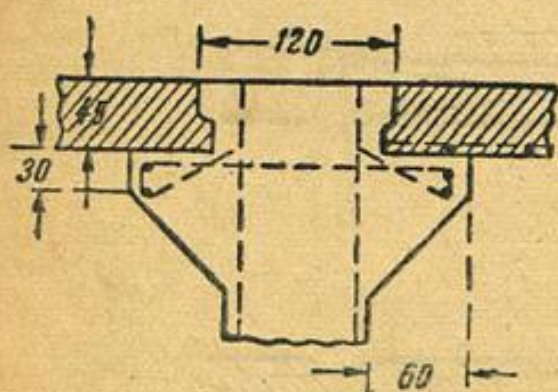


Рис. 98. Закрепление водосливной плиты в головах контрфорсов плотины Стони Гордж

Для плотин малых напоров водосливную плиту устраивают со стыком на опоре с применением асфальта (рис. 96). Для плотин средних напоров применяется закрепление концом плиты в контрфорс (рис. 97 и 98). Толщина водосливной плиты берется не по расчету, а по данным опыта и работы, так как расчет дает слишком малую ее толщину. Для пролетов в 4,50 м толщина водосливной плиты обычно равна 30 см и 90 см при пролетах в 15 м.

Горизонтальные температурно-усадочные швы водосливной плиты устраиваются так же, как и для напорной плиты.

ТРЕЩИНЫ В БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛОТИНАХ И БОРЬБА С НИМИ

1. Причины появления трещин

Трещины в бетонных и железобетонных плотинах могут вызвать серьезную опасность, понижая иногда устойчивость сооружения и всегда уменьшая длительность прочного состояния плотины.

Наличие трещин вызывает движение фильтрационной воды в них, что сопровождается вымыванием раствора. В зимнее время вода замерзает в трещинах на выходе из плотины, вследствие чего происходит постепенная дезинтеграция (распад) бетона. Эта дезинтеграция, если не принять против нее особых мер, протекает довольно быстро, в особенности в местностях с продолжительной зимой и сильными морозами.

Трещины появляются в бетоне вследствие изменения его влажности, температурных колебаний в нем и в наружном воздухе, вследствие деформаций в бетоне и в основании, вызванных действующими силами в сооружении или от комбинации указанных факторов. Интересно отметить, что массивная гравитационная бетонная плотина высотой в 80 м при рабочем напоре в 45 м из-за одних сезонных колебаний температуры давала прогиб в сторону верхнего бьефа в 9,5 мм. Резкое изменение интенсивности нагрузки по длине фундамента также может вызвать появление трещин. В массивных бетонных плотинах, вероятно, более 75% трещин появляется вследствие температурных колебаний в период постройки (см. «Concrete Control, by Taylor, Proceed. A.S.C.E», May, 1940).

Трещины от колебания температуры внутри бетонного массива появляются уже по истечении нескольких недель после укладки бетона, а иногда даже через несколько часов. В большинстве случаев это происходит при сильном повышении температуры в бетоне, хотя холодная погода может привести к тому же результату значительно позднее, — в период падения температуры внутри бетона.

Обогрев бетонных форм солнечными лучами, температура воды, идущей на приготовление бетона, температура укладки бетона, — все эти факторы в той или иной степени поддаются управлению человеком, но температура наружного воздуха не может быть изменена по нашему желанию.

В полых железобетонных (и бетонных) плотинах главная причина, вызывающая появление трещин, это — изменение влажности бетона. Трещины в бычках полых плотин (умеренной толщины) определяются комбинацией этих двух главнейших факторов (колебания температуры и влажности).

Вредная роль усадки бетона, вызывающая его растрескивание, увеличивается с уменьшением толщи бетона и с переходом к более

сухому климату. Во влажном климате усадка толстых бетонных элементов мало сказывается, наоборот, тонкие плиты и сухой климат являются факторами, резко повышающими вредную роль усадки в появлении трещин.

2. Меры борьбы с трещинами

Замечено, что бетон, уложенный ранней весной, значительно менее подвержен образованию трещин, чем бетон, уложенный летом. Следовательно, здесь имеет место благоприятный ход изменения температуры наружного воздуха в первом случае и неблагоприятный — во втором.

Современными мерами борьбы с трещинами в массивных плотинах являются:

- 1) применение плотного бетона с умеренным выделением тепла при твердении;
- 2) ограничение высоты блоков в массивных плотинах до 1,50 м;
- 3) установление перерыва в несколько дней перед укладкой блоков следующего яруса;
- 4) устройство специальных температурно-усадочных швов по длине плотины;
- 5) покрытие наружной поверхности плотины бетоном с пониженным водо-цементным фактором и с повышенной плотностью;
- 6) искусственное охлаждение бетона при твердении с пропуском воды по трубам, заделанным в бетон (только для крупнейших плотин) или с применением измельченного льда вместо воды;
- 7) выдерживание бетона в течение двух-трех недель вне влияния мороза.

В отношении полых плотин с тонкими элементами полезны следующие меры:

- 1) предохранение поверхности бетона от действия солнечных лучей;
- 2) асфальто-битумные покрытия бетона, нанесенные через три-семь дней после укладки бетона;
- 3) повышение пластичности бетона за счет некоторого уменьшения его прочности, что достигается резким сокращением срока поливки уложенного бетона (до трех-семи дней); такой бетон имеет повышенную способность к пластическим деформациям и меньше подвержен влиянию усадки (сухой климат);
- 4) применение чистых и прочных инертных с ничтожной влажностью, взятых в хорошем подборе по крупности;
- 5) малый водо-цементный фактор;
- 6) увеличенные крупности инертных с повышением содержания цемента в бетоне, так как повышенное содержание цемента увеличивает усадку бетона, а крупность инертных способствует ее уменьшению.

Однако при очень жирном бетоне возникает резкое увеличение усадки, если крупность инертных уже достигла предела. Предельное содержание цемента устанавливают экспериментально. спосо-

бы борьбы с трещинами от усадки тонких элементов установлены экспериментально Карлсоном («Boston Soc. C.E.», 1942).

Проведение указанных мероприятий в массивных плотинах даже без применения искусственного охлаждения бетона водой, идущей по трубам, в средне-обычных условиях позволяет свести количество трещин к минимальному, исключаящему какое-либо беспокойство за прочность сооружения. В действительности же при постройке плотин все эти мероприятия часто не проводят, так как проведение их нередко мешает выполнению календарного плана работ по постройке плотины, требуя затраты времени и внося промедление в работах. Тем не менее другого пути нет, так как в противном случае вновь выстроенное сооружение потребует серьезного ремонта через десять лет и даже раньше.

В заключение отметим, что в настоящее время у нас имеются те же заботы о сохранении бетона, которые были у римлян 2000 лет назад (Sextus Julius Frontinus, Водоснабжение города Рима, 97-й год до нашей эры), когда они отмечали, что солнечные лучи не менее разрушительно действуют на бетон, чем мороз, и что особенно внимания к себе требует бетон водоподпорных сооружений.

Глава X

ТЕМПЕРАТУРНО-УСАДОЧНЫЕ ШВЫ В БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛОТИНАХ

Температурно-усадочные швы в современных бетонных и железобетонных плотинах — неотъемлемая часть конструкции. В массивных плотинах их делают между массивами, уложенными в разное время. Расстояние между швами в современной практике при-

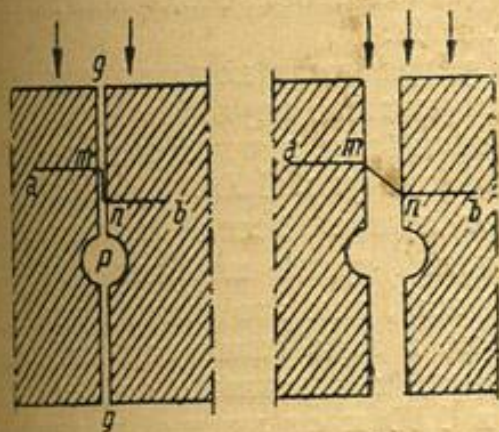


Рис. 99. Простейшее уплотнение

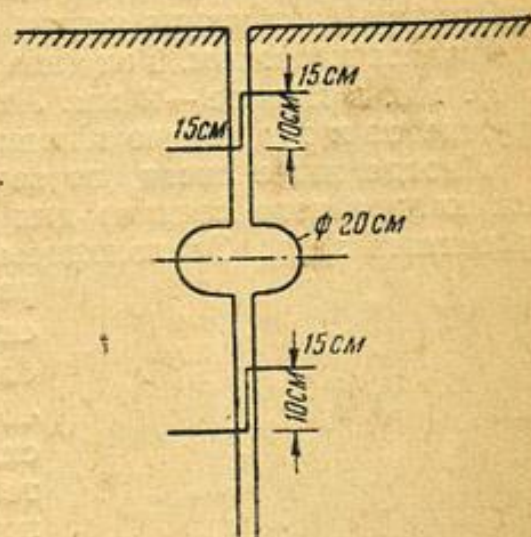


Рис. 100. Уплотнение с резервной медной пластинкой

нимается равным 12—15 м, хотя правильнее было бы назначать его в зависимости от высоты плотины: чем меньше высота плотины, тем меньше должно быть это расстояние.

Швы продольные, т. е. параллельные оси плотины, как правило, в современных плотинах не делают. Рабочие швы после затвердения бетона и падения температуры в бетоне цементируются. Конструкция постоянного температурно-усадочного шва, снабженного препятствием для прохода воды из верхнего бьефа в нижний, видна из рис. 99 и 100, 101 и 102.

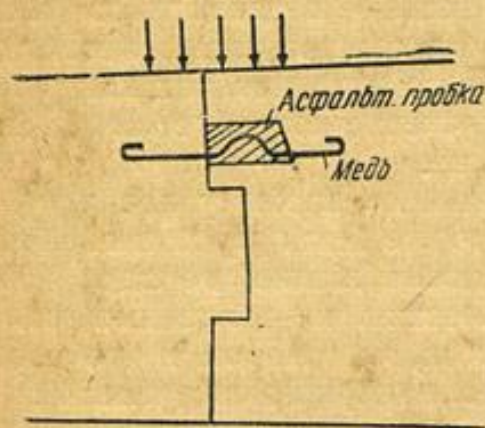


Рис. 101. Шов с замком, асфальтовой шпонкой и медной пластинкой

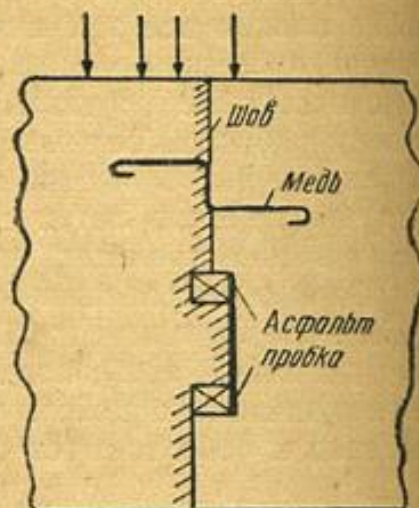


Рис. 102. Шов с двумя шпонками

Гибкий металлический лист (лучше всего медный, а в крайнем случае из нержавеющей стали) заделывается загнутыми своими концами в бетон смежных массивов. Форма листа должна допускать как сближение, так и отодвигание массивов друг от друга. Плотность шва не должна нарушаться при этих подвижках. Во избежание прилипания медной пластинки к бетону последний покрывается картоном. Толщина листа из мягкой меди берется в США в 0,6 мм, в Европе — 2 мм. Лист в средней своей части иногда погружается в гудронную шпонку (рис. 101).

Иногда ниже листа (по течению) устраивают колодец круглого или квадратного сечения для перехватывания случайно профильтровавшейся воды. За колодцем устанавливают второй лист тех же размеров (см. рис. 100). Металлический лист лучше всего ставить не близ лицевой грани плотины (в 30—40 см от нее), как это иногда делается, т. е. не в зоне сильных колебаний температуры, а подальше от нее, например, в 1,50 м от лицевой грани.

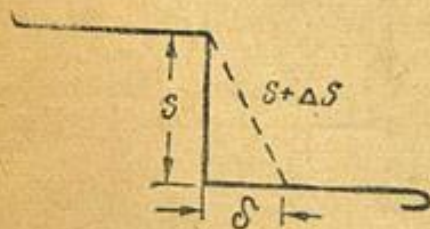


Рис. 103. К расчету уплотнения

Расчет уплотнения, состоящего из медного листа, приведен ниже (рис. 103).

При расширении шва средний прямолинейный участок листа длиной s получает удлинение Δs ; конец его сдвигается в плане на величину δ . Очевидно, что:

$$s + \Delta s = \sqrt{s^2 + \delta^2} \approx s \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{\delta}{s} \right)^2 \right],$$

Отсюда:

$$\Delta s = \frac{s}{2} \left(\frac{\delta}{s} \right)^2$$

$$\frac{\Delta s}{s} = \frac{1}{2} \left(\frac{\delta}{s} \right)^2.$$

Но

$$\frac{\Delta s}{s} = \frac{\sigma}{E},$$

следовательно:

$$\frac{\sigma}{E} = \frac{1}{2} \left(\frac{\delta}{s} \right)^2.$$

Приняв коэффициент запаса 3, допускаем для меди $\sigma = 100 \text{ кг/см}^2$ и $E = 115 \times 10^4 \text{ кг/см}^2$. Тогда при допущенной $\delta = 0,4 \text{ см}$ получаем:

$$s = \delta \sqrt{\frac{E}{2} \cdot \frac{1}{100}} = 0,4 \sqrt{5750} \approx 30 \text{ см.}$$

В последнее время появилась конструкция уплотнения из резины. Такое уплотнение пригодно лишь в том случае, когда оно все время находится в воде (плотина «Импернал»), что весьма редко имеет место.

Глава XI

АНТИКОРРОЗИЙНЫЕ ПОКРЫТИЯ ПОВЕРХНОСТЕЙ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛОТИН

Тридцать лет назад в нашей стране плотины устраивались облицованные камнем из пород, выдержавших 25-кратное замораживание в лаборатории (граниты, плотные песчаники). Облицовка замедляла работы и весьма удорожала сооружения.

В последующие годы вопросы темпа постройки выдвинулись вперед. За рубежом возникло увлечение литым бетоном, дающим возможность в кратчайший срок построить крупную плотину. Поверхности плотин покрывались торкретом (ганитом). Однако в суровых климатических условиях литой бетон оказался непригодным для возведения плотин, о чем свидетельствует печальный опыт постройки весьма крупных плотин в горах Швейцарии, где литой бетон уже через несколько лет разрушился с поверхности на толщину до одного метра и более. Пришлось прибегнуть к гранитной облицовке через пять лет после возведения плотин.

В настоящее время на первый план выдвигается морозоупорность бетона, позволяющая рассчитывать на удовлетворительную работу бетона и на поверхностях сооружения. Однако в практике плотностроек до сих пор еще сохранилось применение торкрета, в особенности для покрытия напорной грани плотин небольшой высоты для повышения непроницаемости их при недостаточно морозоупорном бетоне. Торкрет, действительно, дает плотную и устойчивую корку, которая удовлетворительно держится, будучи уложена обязательно в сухую погоду в два-три слоя по 5—6 мм каждый. Покрытие торкретом в сырую погоду не достигает цели, так как уложенный осенью торкрет быстро сползает с поверхностей сооружения.

Чешские инженеры уже тридцать лет назад начали с успехом применять искусственный гранит, который обходится на месте вчетверо дешевле облицовки из гранита.

Искусственный гранит составлялся из смеси:

- а) одна часть цемента;
- б) две части мраморного порошка;
- в) три части очень мелких зерен из битого мрамора средним диаметром в 1 мм (половина зерен из черного мрамора, половина — из белого);
- г) одна часть таких же зерен средним диаметром в 3 мм, тоже пополам — белых и черных;
- д) одна часть таких же зерен средним диаметром в 7 мм, пополам — белых и черных.

Смесь смачивают водой и наносят на поверхность бетона слоем в 10 см, отделяя от нее жестью. Немедленно, после тщательной утрамбовки, жесть вынимают из этого слоя, чтобы произошло схватывание смеси с бетоном.

В климатических условиях Запада такое покрытие хорошо держится; в архитектурно-художественном отношении оно даже лучше гранитной облицовки.

У нас оно еще не испытано ни на Юге, ни в Средней Азии.

Быстрые темпы постройки канала Москва—Волга и обилие бетонных поверхностей сооружений заставили строителей прибегнуть к использованию бензино-битумных и парафино-канифольных растворов: ниже горизонта воды поверхность бетона покрывалась бензино-битумным раствором, а выше — смесью канифоли и парафина с бензином.

На сухую поверхность бетона наносился как покраска бензино-битумный раствор, сначала 25% состава (по весу) битума и 75% бензина, затем наносили за два раза более густой раствор (75% битума и 25% бензина). Кроме того, наклеивались битумные маты толщиной в 1—2 мм. Битум с бетоном хорошо сцепляется. Расход битума — 1,2—2 килограмма на квадратный метр, в зависимости от толщины матов. Смесью канифоли и парафина в бензине бралась по весу следующего состава: 33% канифоли и 67% парафина. Бензина и канифоли берется поровну.

Сначала разогревался парафин, затем всыпалась измельченная канифоль, и к охлажденной до $40-50^{\circ}\text{C}$ массе прибавлялся бензин. Раствор кистями наносился на бетон и поджигался. Бензин выгорал, а канифоль и парафин проникали в бетон на 1—2 мм. Одно ведро раствора расходовалось на 30 м^2 поверхности бетона. Покрытие одного квадратного метра обходилось в 27 копеек. Норма выработки на одного человека в смену достигала от 50 до 100 м^2 поверхности, в зависимости от опытности рабочего. Покраска производилась полутораметровыми кистями из мешковины. Раствор приготавливался в деревянных бочках.

Нельзя быть полностью уверенным в долговечности такого покрытия, однако его можно легко возобновить, правда, лишь на доступных поверхностях.

Таким образом, выбор антикоррозийной защиты бетона должен производиться с учетом:

- 1) масштаба сооружений и их числа;
- 2) календарного времени подготовки их для покрытия;
- 3) климатических условий эксплуатации плотины;
- 4) содержания цемента в бетоне (для второстепенных сооружений требование морозоупорности бетона было бы чрезмерным).

С описанными приемами защиты бетонных сооружений от коррозии интересно сопоставить способ защиты от коррозии новейшей крупной болгарской плотины Бели-Искер, выстроенной для водоснабжения г. Софии. При высоте глухой массивной плотины до 50 м было применено покрытие напорной поверхности битумом со втопленным в него бронзированным экраном толщиной в 0,10 мм, с устройством прикрывающей его защитной облицовки из каменной кладки на толщину 60 см. За облицовкой следует уплотнение в швах, устроенное в виде гибкого медного листа с концами, закрепленными в бетоне, далее круглая шахта для перехватывания и отвода случайно проникшей воды. Профиль плотины смелый: ширина внизу немного более двух третей высоты плотины. Здесь предусмотрен максимум мероприятий, имеющих целью недопущение в тело плотины даже капиллярной воды: применена каменная кладка, не дающая трещин; уплотнение помещено вне зоны сильных колебаний температуры. Такие заботы понятны в условиях создания индивидуального крупного и ответственного сооружения, предназначенного для обслуживания столицы.

Глава XII

ОСОБЫЕ УСЛОВИЯ СЛУЖБЫ ВОДОСЛИВОВ НА НЕСКАЛЬНЫХ ОСНОВАНИЯХ. ОСНОВНЫЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Нескальные основания, как правило, создают гораздо более тяжелые условия для работы водослива, чем скалистый грунт. Исключение составляют плотнейшие материковые грунты (песчано-гравелистые грунты с заполнением пор мелкоземом). В этих редких

материковых грунтах, обычно не допускающих забивки шпунтовых рядов и вообще свай, мелкозем обеспечивает ничтожную водоподдачу грунта, а прочность его гарантирована плотным, жестким скелетом, допускающим давление на него в 5—7 кг/см² и более при высоком коэффициенте трения в основании (0,55—0,60). Такой грунт предпочтительнее слабой разрушенной скалы.

В практике плотиностроения известны случаи устройства на таких грунтах водосливов высотой более 25 м, причем конструкция напоминает сооружение на скале, а не водослив на нескальном грунте. Впрочем, в данном случае еще больше следует заботиться о предотвращении размыва основания за плотиной, чем при скальном основании.

При песчаном, а в особенности глинистом грунте средней плотности условия работы водосливов значительно ухудшаются:

1) пропуск воды и льда через водослив нередко сопровождается быстрым и сильным вымыванием грунта ложа реки ниже плотины, что может создать большую опасность для целостности сооружения;

2) фильтрующая вода из верхнего бьефа (S_{ϕ}), а также вода из нижнего бьефа (S_n) оказывают давление на фундамент снизу вверх, сумме равное $S_{\phi} + S_n = S$ при $\alpha = 1$ вместо $\alpha = 0,20 \div 0,65$ для скалы, что резко уменьшает действующий вес сооружения, обеспечивающий устойчивость водослива. При этом надо обезопасить сооружение от подмыва фильтрующей водой и предотвратить значительные потери воды на фильтрацию;

3) работа сооружения на сдвиг в нижний бьеф происходит при коэффициенте трения не 0,65, как имеет место для скалы, где часто создается дополнительный фонд устойчивости в виде сцепления кладки со скалой, а 0,20—0,45, что требует иногда вдвое (даже втрое) большего количества бетона для обеспечения устойчивости водослива;

4) потребность увеличения веса сооружения для повышения его устойчивости может привести к возрастанию давления на основание, а уширение подошвы водослива для снижения давления на один квадратный сантиметр основания сопровождается возрастанием вредной силы S ;

5) различная осадка водослива и бычков крупного сооружения может вызвать перекосы элементов водослива, препятствуя нормальной работе затворов водослива; с увеличением напора сооружения и с ухудшением качеств грунта основания (малая устойчивость и большая осадка грунта) положение ухудшается.

Задача инженера становится все более и более сложной, вследствие чего на нескальных грунтах водосливы возводятся лишь при умеренных напорах, — до 25 м, а при плохих грунтах основания в практике плотиностроения и этот предел еще не достигнут.

Уместно вспомнить, что наиболее смелые водосливы на песчаном грунте за рубежом возведены свыше двадцати лет назад, уже же в СССР на глине — десять лет назад (Свирская плотина).

Между тем за истекшие с той поры годы вооруженность инженера-гидротехника в борьбе с природой за овладение нескальными основаниями значительно увеличилась, с одной стороны, благодаря более смелым современным представлениям о несущей способности многих грунтов, ранее вызывавших к себе недоверие, а с другой, — благодаря более солидной экспериментальной базе наших лабораторий.

Приведенные мотивы обеспечивают овладение нескальными грунтами при больших напорах, чем это имело место до сих пор. В соответствии с изложенным создается особый комплекс вопросов, связанный с проектированием водосливов на нескальном основании. Этот комплекс включает в себя вопросы: рациональных конструктивных форм водосливов, новейших представлений о несущей способности грунтов на глубине, фильтрации воды под водосливом и с боков его и мерах борьбы с опасными ее проявлениями, защиты подошвы водослива от подмыва ее водой, сбегавшей с водослива, расчета рациональных конструкций водосливов, специфических для данных условий, и определения осадки их элементов.

Глава XIII

КОНСТРУКТИВНЫЕ ФОРМЫ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ВОДОСЛИВОВ НА НЕСКАЛЬНОМ ОСНОВАНИИ

Влияние степени устойчивости нескального грунта, определяемой величиной коэффициента f трения в основании, весьма велико, так как f колеблется от 0,20 до 0,50 и более.

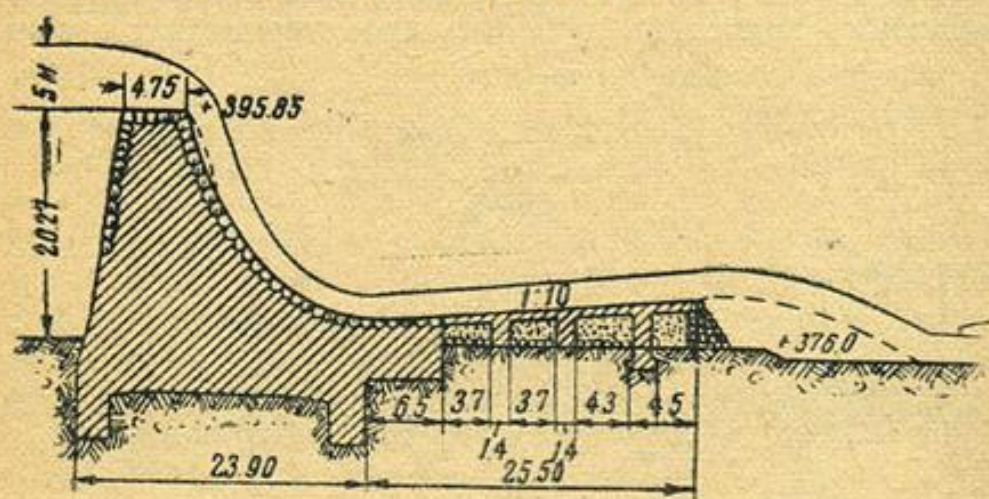


Рис. 104. Профиль плотины Авиньоне на материке

Если материковый грунт позволил выстроить бетонную водосливную плотину Авиньоне напором в 20 м при очертании, близком к очертанию при скалистых грунтах (рис. 104), а плотный валунно-

глинистый грунт допустил успешную работу плотины напором в 17 м (рис. 105) при профиле, мало отличающемся от обычного для скального грунта, то Свирскую плотину, при на-

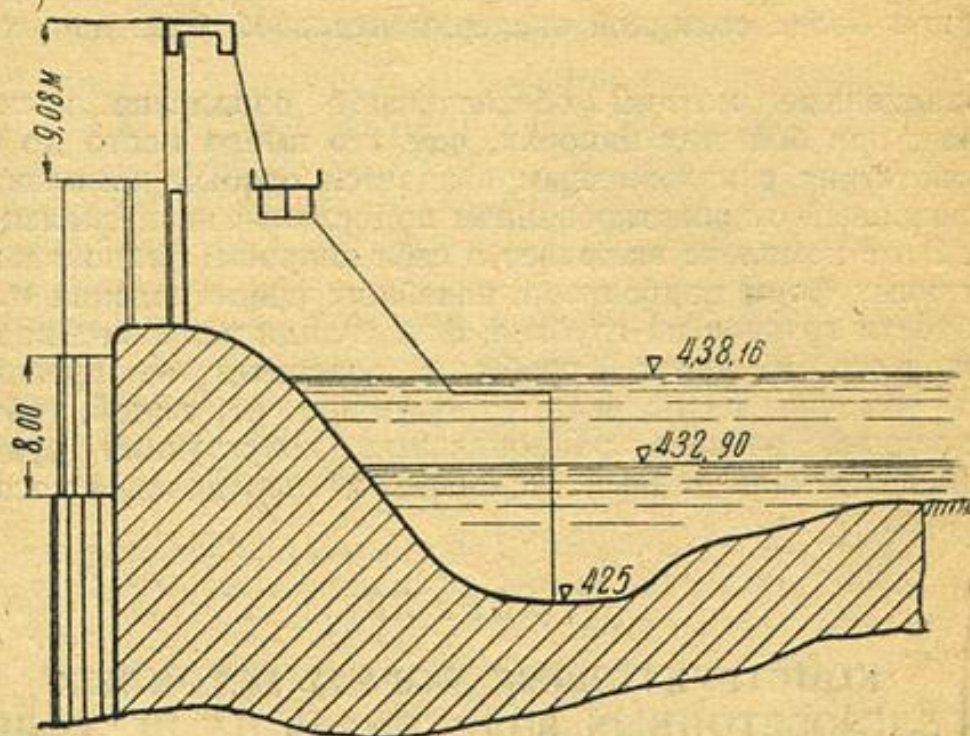


Рис. 105. Профиль плотины на плотном, непроницаемом грунте

поре в 10 м и величине $f = 0,20$ (дефон), при стремлении сохранить тип массивного водослива пришлось проектировать и строить весь

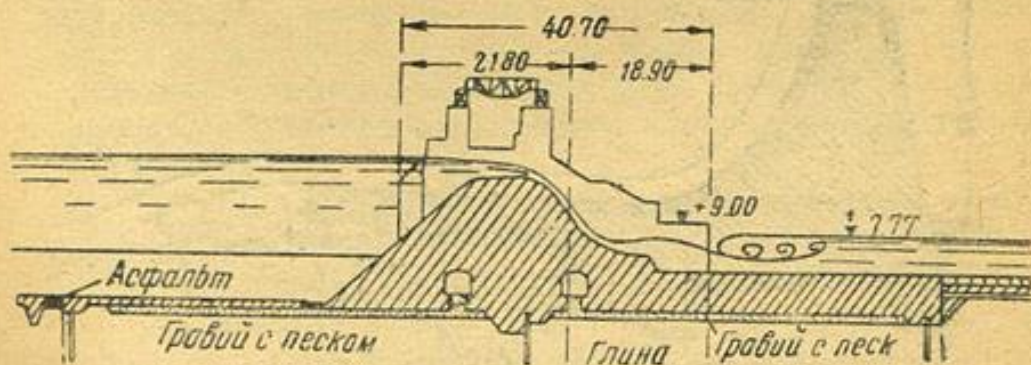


Рис. 106. Профиль Свирской плотины

ма распластанного профиля для увеличения веса сооружения и для защиты русла от подмыва его у плотины водой, сбегаящей с водослива (рис. 106).

Однако есть другой путь борьбы с трудностями при малой величине коэффициента f : устраивать полые водосливы, где силы S_{ϕ} и S_{δ} незначительны, т. е. строить по типу, показанному на рис. 107 и 108. Если при этом добавляется условие пропуска обильных наносов в паводок, то при высоте затворов до 10—12 м еще имеется

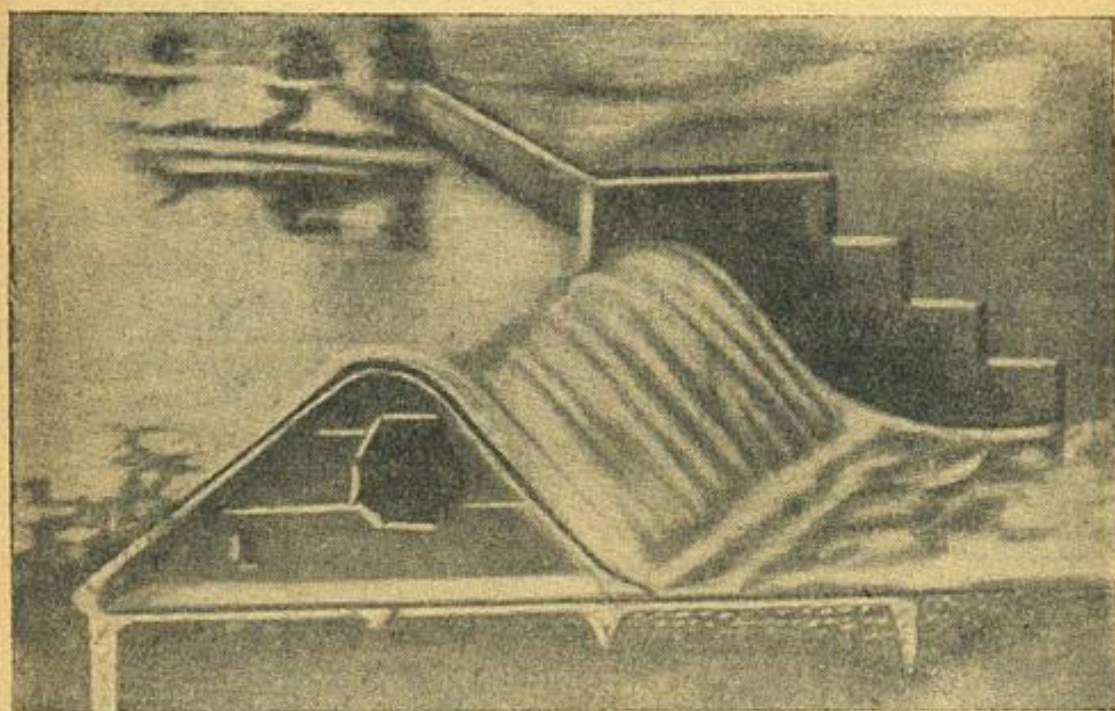


Рис. 107. Железобетонная полая водосливная плотина на скальном основании

возможность обойтись умеренными затратами на флютбет с порогом у дна реки: при обилии в реке донных наносов коэффициент f не бывает менее 0,45, а иногда равен 0,5 и более (грунт — галечно-гравелистый).

Объединяя мероприятия по созданию устойчивости водослива с мероприятиями по борьбе с размывом русла за плотиной, получаем характерный профиль водослива, известный из западно-европейской практики (см. рис. 68) и примененный в СССР в Средней Азии.

С переходом от гравелисто-галечного грунта к песчаным грунтам наблюдаем падение величины коэффициента f , вследствие чего при напорах до 5—6 м еще можно удерживать порог на уровне дна реки, не прибегая к дорогостоящим работам, связанным с углублением котлована под водослив (рис. 109); при дальнейшем повышении напора уместен лишь водослив с поднятым порогом, имеющий больший вес, т. е. большую устойчивость. В этом случае наносы уже не создают столь тяжелого положения, как при гравелистом русле.

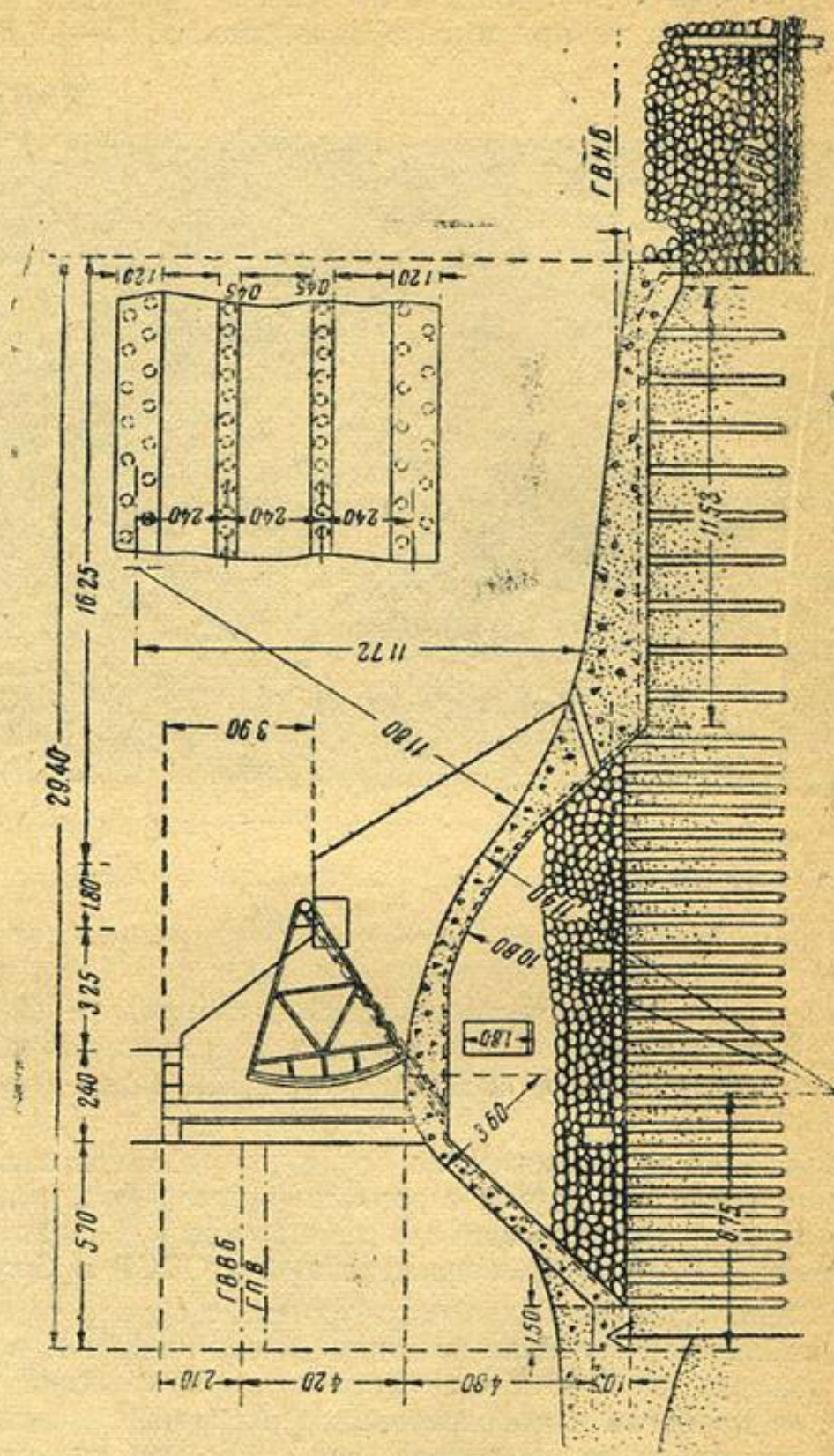
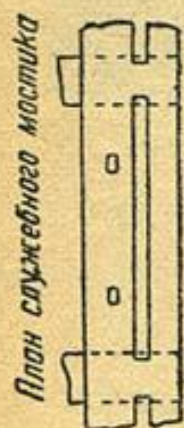


Рис. 108. Полая плотина с верховым шпунтом

При напорах до 9—10 м можно удержаться на безарматурной бетонной конструкции водослива (рис. 110), а с увеличением напора

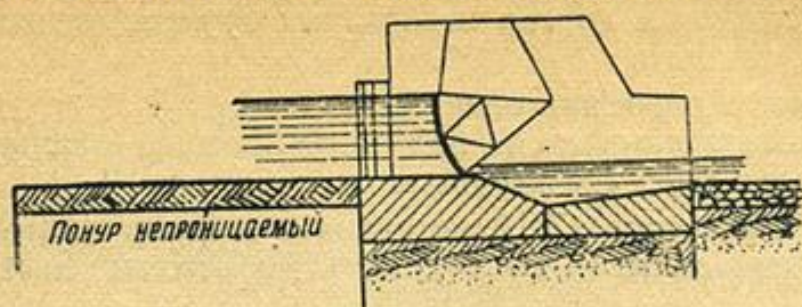


Рис. 109. Водослив напором в 5—7 м с порогом близ дна реки

свыше 9—10 м понадобится армирование или переход к железобетонному водосливу.

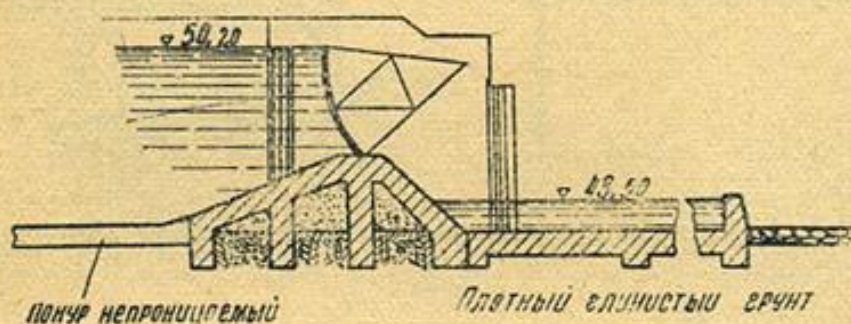


Рис. 110. Бетонная полая водосливная плотина малого напора

Приведенные рисунки полых плотин указывают, что фильтрационного давления здесь почти нет, если водослив не снабжен низо-

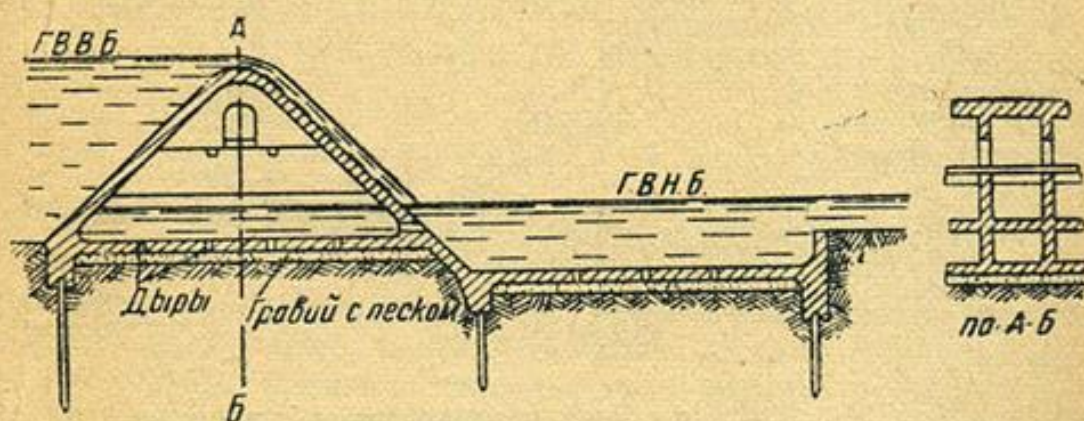


Рис. 111. Полая плотина со сплошной плитой в основании

вым шпунтом, задерживающим выход фильтрационной воды из-под плотины; следовательно, основание работает без воздействия на него токов фильтрующих вод.

Устройство плиты в основании (рис. 111), как это делалось 25 лет назад в США при слабых в то время знаниях о несущей способности песков и других нескальных грунтов, резко ухудшает тип плотины, так как:

- а) появляется огромная сила S_{ϕ} ;
- б) основание оказывается под воздействием фильтрационных токов, что уменьшает его несущую способность.

Попытки инженеров США устраивать дыры в плите основания для уменьшения силы S_{ϕ} приводили к неблагоприятным результа

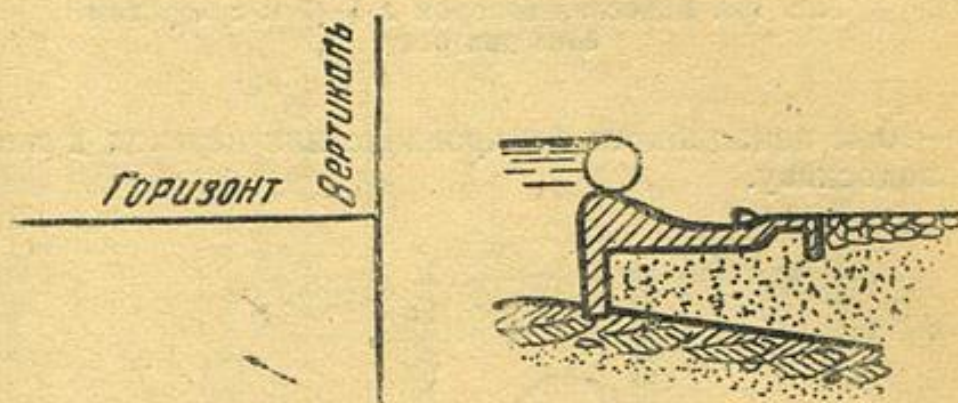


Рис. 112. Схема профиля водосливной плотины Либург

там: дыры замерзали, сила S_{ϕ} проявилась полностью, сооружение утрачивало устойчивость и разрушалось. Проектный опыт и новейшие сведения о несущей способности несвязных грунтов указывают

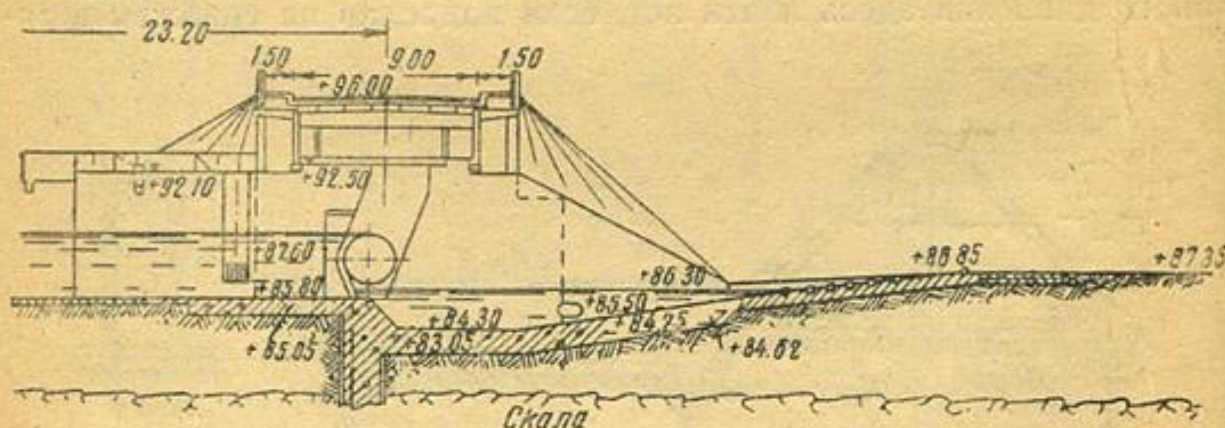


Рис. 113. Плотина с упором верхового зуба в скалу

на отсутствие необходимости прибегать к плите в основании, обеспечивающей весьма малое давление на грунт, к которому обычно нет нужды и стремиться (например, к давлению в $1,5 \text{ кг/см}^2$ при напоре в 18 м).

Рис. 112—115 изображают различные конструктивные формы водосливов, продиктованные условиями пропуска паводков и геологическими условиями при стремлении дать экономичное решение.

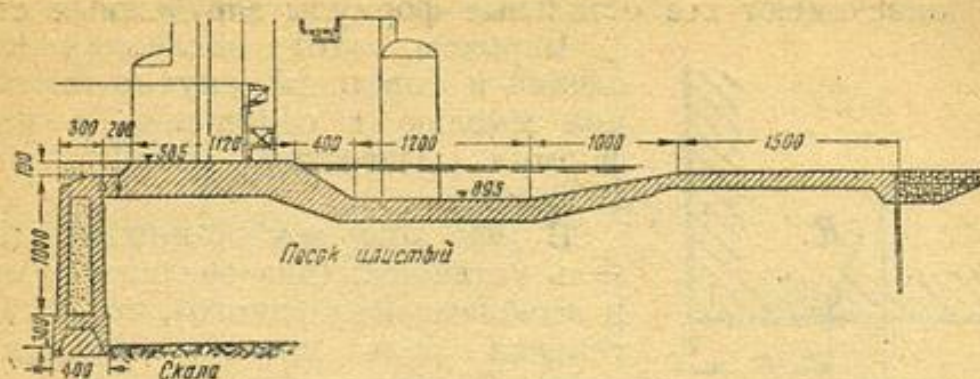


Рис. 114. Кессонная плотина на р. Изар

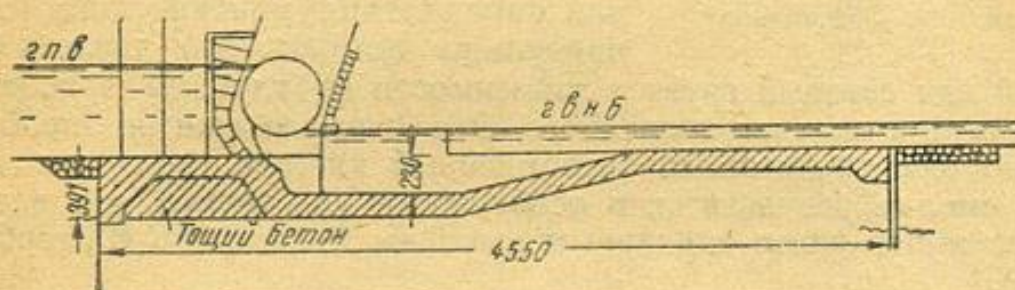


Рис. 115. Плотина малого напора

Глава XIV

ГЛУБИНА ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТА ВОДОСЛИВА НА НЕСКАЛЬНОМ ОСНОВАНИИ

Проверка глубины заложения фундамента во избежание выпирания грунта из-под него производится по максимальному давлению на грунт, т. е. путем сравнения полученного давления на грунт от сооружения с предельно допустимым для данного грунта на данной глубине. Впрочем, этот расчет применим только для грунтов малосжимаемых; для остальных грунтов решающую роль играет величина осадки, допустимой в данных условиях. Водосливы со сплошной подошвой имеют столь большую ширину фундамента, что игнорировать ее благоприятную роль не представляется возможным. Это значение ширины фундамента впервые учтено в формуле проф. Белзецкого (1910 г.), сразу нашедшей широкое применение в железнодорожном строительстве России.

Наличие горизонтальной силы учитываем по способу проф. Герсванова, т. е. уменьшением расчетной ширины фундамента до $2r$ вместо $2b$ (рис. 116).

В 1934 году французский профессор Како дал новую формулу для определения глубины заложения фундамента. Проверка ее, произведенная для песчаных грунтов в лаборатории в 1934 году (в Париже), показала, что формула имеет несомненный запас, но еще больший запас имеют все остальные формулы зарубежных стран.

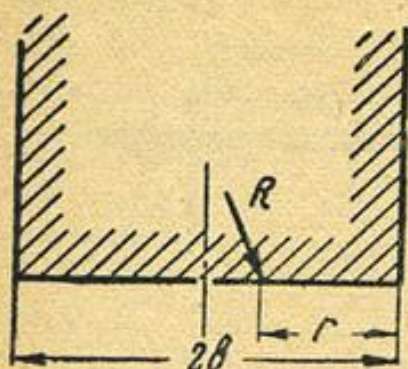


Рис. 116. Уменьшение расчетной ширины фундамента по Герсеванову

Впрочем, этот последний вывод сделан и советской научно-технической мыслью в отношении и наших формул („Известия НИИГ“, т. 23, 1938 г.)

В 1935 году доктор-инженер Керизель установил (вне связи с формулой и выводами Белзецкого), что положительная роль ширины фундамента весьма ощутительна, но она уменьшается с увеличением глубины фундамента. Он же дал полную формулу для определения критического, т. е. предельно допустимого давления на

сыпучий или связный грунт в зависимости от глубины заложения фундамента и ширины последнего. Эта формула еще не апробирована, но она представляет несомненный интерес, так как дает весьма смелые результаты, в особенности для песков, что вполне отвечает много ранее сделанным выводам Янковского (Петербург, 1890 г.).

Ниже приводим формулы проф. Герсеванова, проф. Белзецкого, проф. Како и Керизеля с таблицами, облегчающими вычисления.

Всюду приняты обозначения:

φ — угол внутреннего трения в градусах;

c — сцепление в т/м^2 ;

h — глубина заложения фундамента в метрах;

γ — вес одного кубического метра грунта в воде ($\sim 1 \text{ т/м}^3$);

$2r$ — расчетная ширина фундамента;

$\sigma_{\text{крит}}$ — критическое давление на грунт (рис. 116).

Формула Герсеванова для грунтов, имеющих угол φ менее 30° (табл. 6):

$$\sigma_{\text{крит}} = h \gamma \left[2 \operatorname{tg}^4 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) - 1 \right].$$

Таблица 6

φ	$\operatorname{tg}^4 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$
20°	4,15
25°	6,08
30°	9,00

Формула Белзевского (доработана НИИГ, в Ленинграде, для связных грунтов, „Известия НИИГ“, т. 23, 1938 г.):

$$\sigma_{\text{крит}} = r \gamma \frac{1-m^4}{m^5} + \frac{\gamma h}{m^4} + 2c \frac{1+m^2}{m^3},$$

где $m = \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$.

Вычисления облегчаются данными табл. 7.

Таблица 7

m^2	m^3	m^4	m^5	φ
0,704	0,590	0,496	0,416	10°
0,589	0,452	0,346	0,265	15°
0,490	0,343	0,240	0,168	20°
0,406	0,259	0,165	0,105	25°
0,333	0,192	0,111	0,064	30°

Формула Како имеет вид:

$$\sigma_{\text{крит}} = \gamma h j e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} + c \operatorname{ctg} \varphi (j e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - 1),$$

где:

$$j = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right);$$

e — неперово основание (табл. 8).

Таблица 8

φ°	5	10	12	15	17	20	22	25	27	30	35
$\operatorname{ctg} \varphi$	11,43	5,67	4,70	3,73	3,27	2,75	2,48	2,14	1,96	1,73	1,42
$j e^{\pi \operatorname{tg} \varphi}$	1,55	2,46	3,00	3,80	4,70	6,22	7,90	10,58	13,30	18,76	32,70

Керизель дал следующее выражение для $\sigma_{\text{крит}}$:

$$\sigma_{\text{крит}} < \gamma h j e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} \left(1 + \frac{r}{2h} e^{\frac{\pi}{2} \operatorname{tg} \varphi} \right) + c \operatorname{ctg} \varphi (j e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - 1).$$

Здесь обозначения те же, что и в формуле Како; значения величины $e^{\frac{\pi}{2} \operatorname{tg} \varphi}$ приведены в табл. 9.

Таблица 9

$e^{-\frac{\pi}{2} \operatorname{tg} \varphi}$	1,13	1,33	1,43	1,50	1,60	1,76	1,90	2,07	2,26	2,46	2,97	3,71
φ°	5	10	12	15	17	20	22	25	27	30	35	40

При $\gamma = 1 \text{ т/м}^3$ и $\varphi = 30^\circ$ получаем $\sigma_{\text{крит}}$:

по Герсеванову — $17h \text{ т/м}^2$;

по Белзецкому — $14r + 9h \text{ т/м}^2$;

по Како — $18,76h$;

по Керизелю — $18,76h \left(1 + 1,4 \frac{r}{h}\right)$.

Таким образом, верхние три формулы при $r = 0,75h \div 1h$ дают близкие результаты, но формула Белзецкого смелее, между тем она многократно проверена на практике.

Для сыпучих грунтов малой сжимаемости подсчет величины осадки можно не производить, если в пределах активной зоны в основании не встречаются более сжимаемые грунты. В противном случае необходимы и полный подсчет осадки и проверка прочности подстилающего слоя.

Для глинистых грунтов предельная допустимая нагрузка обычно диктуется приемлемой величиной осадки для сооружения. В самом деле, большая величина осадки может поставить проектировщиков и строителей в трудное положение. Она возможна лишь при весьма большой площади фундамента плотины, вовлекающей в работу толщу грунта на огромную глубину. При этом будет играть роль не только величина полной осадки, но и темп ее нарастания.

Одно положение — если плотина ставится под напор уже при затухающей осадке, другое — если затухание осадки ожидается через большой срок. Тогда при эксплуатации надо ждать больших затруднений: изменится отметка подпорного горизонта и величина напора; площадки, по проекту свободные от воды, могут оказаться под водой; элементы сооружения могут получить перекосы и повреждения и пр. Следовательно, при проектировании уместно предусмотреть предохранительные мероприятия: установление отметок площадок с запасом, допущение некоторого промедления в монтаже закладных частей и затворов, соответствующее устройство механизмов для открывания затворов и пр.

Однако для всего этого имеются пределы, вследствие чего осадка свыше 30 см в первые пять лет при слабом ее затухании в последующее время не позволяет принять рациональные предупредительные меры, так как с увеличением осадки теми же темпами растет и ее неравномерность, вносящая все более и более тяжелые

последствия. Неравномерность осадки может достигать 30 — 40% максимальной осадки, даже при более или менее однородном глинистом грунте. Весьма благоприятную роль играют песчаные прослойки в глинистом основании, являясь путями отвода воды, выдавливаемой из основания; они способствуют быстрому нарастанию осадки во время постройки, облегчая задачу проектирования, постройки и эксплуатации плотины.

При сильно сжимаемых или малоустойчивых грунтах основания сооружение должно быть запроектировано так, чтобы давление на основание более или менее равномерно распределялось от подошвы фундамента на основание. Наличие в основании слоев слабого грунта должно быть учтено после определения мощности активной зоны, сильно зависящей от размеров подошвы фундамента. Другими словами, при большой площади подошвы фундамента вовлекаются в работу глуболежащие слои слабого грунта, которые при малой подошве фундамента испытывают ничтожное давление от сооружения. С этой точки зрения невыгодно применять сплошной фундамент в указанных условиях, если можно применить контрфорсную конструкцию с тем же давлением на грунт или еще меньшим: осадка сооружения резко уменьшится.

Таким образом, при проектировании водосливных плотин на не скальном грунте и величина осадки и темп ее нарастания должны быть тщательно выявлены. Следовательно, при проектировании необходимо располагать всеми данными о грунтах основания, характеризующими устойчивость и сжимаемость грунтов: угол внутреннего трения несвязного грунта, пористость, коэффициент сжимаемости грунтов активной зоны и пр. Предварительно определяют напряжения в каждом слое под прямоугольным (или состоящим из серии прямоугольников) фундаментом, используя формулу Буссинеска, затем получают суммарную осадку.

В современных курсах оснований и фундаментов по 1943 год включительно отмечается, что формула Буссинеска для прямоугольного фундамента не проинтегрирована никем, вследствие чего точного математического решения задачи не имеется.

Между тем еще в 1935 году Ньюмарк, из Иллинойского университета США решил эту задачу, опубликовав в 1935 году решение в отдельном бюллетене Университета под заглавием: „Simplified Computation of Vertical Pressures in Elastic Foundations“.

Приведем результаты успешного исследования Ньюмарка. Пусть прямоугольник со сторонами X и Y (рис. 117) загружен равномер-

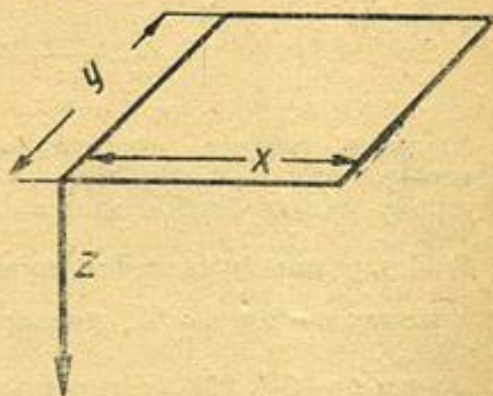


Рис. 117. Напряжения под углом прямоугольного фундамента

но нагрузкой интенсивностью q . Нормальное напряжение σ_z на глубине Z по оси OZ , т. е. под углом прямоугольника, равно:

$$\sigma_z = \frac{q}{4\pi} \left[\frac{2AK}{K^2 + A^2} \frac{K^2 + 1}{K^2} + \operatorname{tg}^{-1} \frac{2AK}{K^2 - A^2} \right]$$

при

$$K^2 = \frac{X^2 + Y^2 + Z^2}{Z^2} \quad \text{и} \quad A = \frac{XY}{Z^2}.$$

Приняв

$$\frac{X}{Z} = m \quad \text{и} \quad \frac{Y}{Z} = n,$$

получим:

$$A = mn$$

и

$$K^2 = m^2 + n^2 + 1,$$

вследствие чего Нюмарк дает таблицу значений величин $\frac{\sigma}{q}$ при различных величинах m и n . По таблице m и n взаимно заменимы. С помощью таблицы Нюмарка легко решать задачи для различных случаев практики (см. приложение 1).

Пример 1-й. Найти интенсивность нормального напряжения σ в грунте в точке на 7,50 м ниже: а) центра и б) углов фундамента шириной 6 м и длиной 18 м при равномерной нагрузке на подошву фундамента 3 кг/см².

а) Для нахождения нормального напряжения под центром фундамента разбиваем его на четыре равных прямоугольника размерами 3×9 м;

$$m = \frac{3}{7,5} = 0,4 \quad \text{и} \quad n = \frac{9}{7,5} = 1,2.$$

Согласно таблице, интенсивность напряжения в долях q равна 0,10631, вследствие чего $\sigma = 4 \times (0,10631) \times 3 = 1,276$ кг/см² (приближенное решение по известному методу Гилбой дает $\sigma = 1,31$ кг/см²).

б) Под углом фундамента имеем $m = \frac{6}{7,5} = 0,8$ и $n = \frac{18}{7,5} = 2,4$. Интерполируя между $n = 2$ и $n = 2,5$, имеем: $\sigma = 3 \times 0,18281 = 0,548$ кг/см² (по Гилбой 0,55 кг/см²).

Пример 2-й. Найти нормальное напряжение на глубине 12 м ниже угла фундамента размерами 13,2×10,20 м при $q = 2$ кг/см².

$$m = \frac{13,20}{12} = 1,1 \quad \text{и} \quad n = \frac{10,20}{12} = 0,85.$$

Нужно двойное интерполирование. Интерполируя для $m = 1,1$ между $m = 1$ и 1,2 для $n = 0,8$ получаем 0,16411 и для $n = 0,9$ имеем 0,17301; для $n = 0,85$ получим 0,16856. Следовательно:

$$\sigma = 0,16856 \times 2 = 0,337 \text{ кг/см}^2.$$

Пример 3-й (рис. 118). Загруженная площадь $MNPQ$ имеет размеры 24×24 м при $q = 1$ кг/см². Найти нормальные напряжения в точках A , B и C на глубине 12 м от поверхности грунта.

Точка A : $\sigma = q \sum f_{\text{мп}} = f_{0,2}; 0,4 + f_{0,2}; 1,6 + f_{1,8}; 0,4 + f_{1,8}; 1,6 = 0,03280 + 0,05994 + 0,11260 + 0,22372 = 0,429006$ кг/см².

Точка B : $\sigma = f_{2,5}; 1,6 + f_{2,5}; 0,4 - f_{0,5}; 1,6 - f_{0,5}; 0,4 = 0,22940 + 0,11450 - 0,13241 - 0,07111 = 0,14038$ кг/см².

Точка C : $\sigma = f_{2,4}; 2,5 - f_{2,4}; 0,5 - f_{0,4}; 2,5 + f_{0,4}; 0,5 = 0,23931 - 0,13602 - 0,11450 + 0,07111 = 0,05990 \approx 0,06$ кг/см².

Приложение метода в более сложных случаях происходит в том же порядке.

Ниже приводим примеры загруженных площадей, для которых годится данный метод подсчета (рис. 119 и 120).

Очевидно, что с помощью решения Ньюмарка и составленных им таблиц можно очень быстро производить самый сложный анализ поведения основания под различными частями сооружения и вне их. Для этого надо только располагать данными о грунтах для исчисления величины осадки.

Точный метод Ньюмарка имеет преимущество перед современными приближенными методами не только в том, что он избавляет от погрешностей в вычислениях, но еще в большей степени в том, что он позволяет сберечь время при подсчетах. В случаях же, когда размеры фундамента таковы, что в приближенном методе Гилбой приходится рассматривать одну сосредоточенную силу, то известные правила Гилбой просто ошибочны.

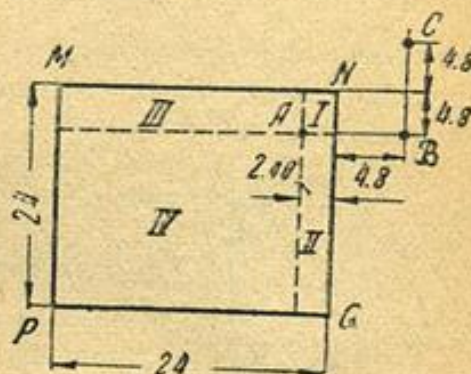


Рис. 118. Напряжения в любой точке грунта под фундаментом и вне его

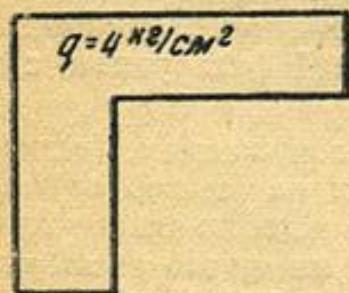


Рис. 119. Сложные контуры фундаментов

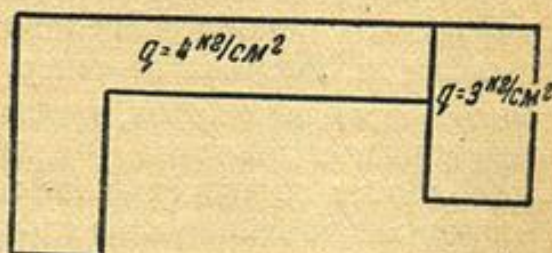


Рис. 120. Сложные контуры фундаментов

Из приведенных примеров видно, что решение Ньюмарка пригодно при всяких фундаментах, составленных из системы прямоугольников, независимо от того, рассчитывается ли массивная или полая плотина:

ФИЛЬТРАЦИЯ ВОДЫ ПОД ПЛОТИНАМИ НА НЕСКАЛЬНЫХ ГРУНТАХ ОСНОВАНИЯ И ВРЕДНЫЕ ФОРМЫ ЕЕ ПРОЯВЛЕНИЯ

1. Общие соображения

С поднятием напора возникает в порах грунта основания явление движения воды под напором из верхнего бьефа в нижний, называемое фильтрацией. Фильтрация воды, как физическое явление, неизбежно. В задачу инженера входит не уничтожение фильтрации, так как это невозможно, а лишь устранение возможных последствий фильтрации, опасных для работы сооружения.

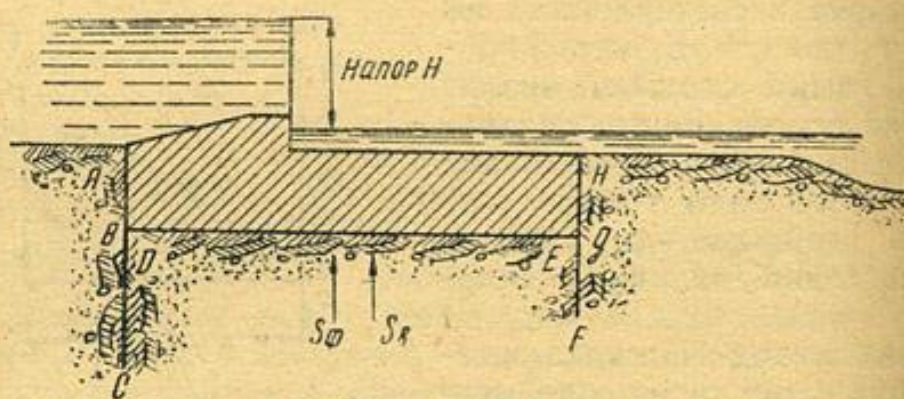


Рис. 121. Фильтрационный контур плотины

Фильтрация происходит во всей толще грунта под сооружением, но особенно она активна в слоях, ближайших к подошве водослива.

Контур, по которому соприкасается с основанием малопроницаемая часть водослива, называется фильтрационным контуром (рис. 121, контур $ABCDEFGH$). Форма этого последнего определяет характер явления фильтрации под плотиной и формы проявления наиболее вредных последствий фильтрации, с которыми должен бороться инженер.

Фильтрационный поток, проходя под сооружением, оказывает фильтрационное давление S_ϕ снизу вверх на малопроницаемую часть подошвы сооружения (независимо от него, по закону Архимеда, возникает взвешивающее давление S_g на ту же часть подошвы сооружения, вызванное наличием воды в нижнем бьефе); проходя в грунте, фильтрационный поток может вымыть грунт из-под сооружения, и, наконец, фильтрация воды под плотиной, естественно, сопровождается потерями воды, сберегаемой в верхнем бьефе. Эти три вида явлений и находятся в поле зрения инженера, в задачу которого входит запроектировать плотину так, чтобы величина S_ϕ не была велика, чтобы фильтрационный поток не мог вымыть грунт из-под плотины, и, наконец, чтобы количество воды,

утрачиваемой при фильтрации, оставалось незначительным и во всяком случае допустимым в данных конкретных условиях.

Каков бы ни был фильтрационный контур, подпертая вода, войдя в грунт со стороны верхнего бьефа, постепенно теряет напор по пути фильтрации вследствие сопротивления грунта движению воды в нем. Практика плотностроения давно установила, что напор фильтрующейся в грунте воды особенно быстро падает по длине вертикальных элементов пути фильтрации и гораздо слабее по длине горизонтальных путей. Однако подошва плотины обычно горизонтальная, поэтому при проектировании плотины, как правило, не обойтись и без горизонтальных элементов пути фильтрации. Следовательно, инженер должен отчетливо представлять себе количественную роль и значение как вертикальных, так и горизонтальных элементов пути фильтрации принятого им фильтрационного контура. При этом приходится помнить, что эффективность вертикального пути фильтрации по сравнению с горизонтальным той же длины сильно меняется в зависимости от формы всего фильтрационного контура.

Лишь с 1934 года гидротехники получили строго научные основания для проектирования простейших фильтрационных контуров. Эти основания дали математические и лабораторные исследования.

В основу изучения явления фильтрации в гидротехнике положен закон Дарси, аналитическое выражение которого имеет вид:

$$v = K_{\phi} i,$$

где:

v — скорость фильтрации воды в грунте;

i — падение напора на единицу длины фильтрационного пути;

K_{ϕ} — коэффициент фильтрации, равный скорости фильтрации при $i = 1$ и имеющий размерность скорости (м/сек., см/сек., м/сутки).

Ниже всюду будем называть непроницаемой или малопроницаемой ту часть сооружения, которая имеет коэффициент фильтрации гораздо меньший, чем прилегающий грунт основания. Следовательно, по отношению к бетону плотины глинистый грунт является проницаемым, по отношению к песку и супеси глиняная часть тела плотины является непроницаемой.

При всей сложности возможных фильтрационных контуров в плотине существенно важно остановить внимание на основных фильтрационных контурах, играющих главную роль при проектировании плотины.

Ниже рассмотрим относительные свойства контуров, состоящих из комбинаций вертикальных и горизонтальных путей фильтрации.

2. Современное состояние вопроса об отыскании строго научных решений задач о фильтрации под плотинами

При значительной длине водослива без большой ошибки можно допустить, что явление фильтрации под сооружением можно рас-

смагивать в пределах одного погонного метра водослива, т. е. как задачу плоскую, а не пространственную. Это значительно облегчает решение гидромеханической задачи о фильтрации под плотиной. В основе решения задачи лежит закон Дарси.

Несмотря на простейшее аналитическое выражение закона Дарси, решение фильтрационных задач сложно и требует больших математических знаний. К тому же для использования инженерами математических решений часто нужна огромная вычислительная работа, которая не под силу проектирующему плотину. Тем самым надо объяснить медленное освоение инженерами математических решений, данных акад. Павловским еще в 1922 году. Особенно сло-

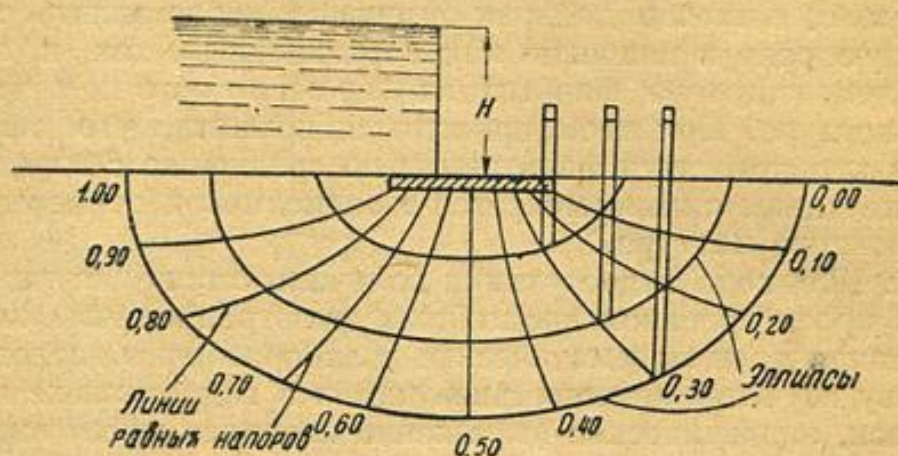


Рис. 122. Линии равных напоров и линии тока

жны задачи в случае залегания непроницаемых грунтов на конечной глубине под плотиной. Между тем решение таких задач представляет для нас наибольший интерес. Обобщенные выводы гидромеханических решений при огромной толще проницаемого грунта под плотиной (толща проницаемого грунта T больше ширины b непроницаемой части плотины) будут сообщены ниже.

Для решения задач при $T < b$, а в особенности при сложных контурах акад. Павловский дал два приближенных метода: один — аналитический, другой — лабораторный. Первый называется методом фрагментов, второй — методом электродинамических аналогий. Оба они изложены ниже.

Рис. 122 показывает схему плотины с картиной фильтрации воды под ней при напоре H . Стрелки показывают направление движения фильтрующейся воды под плотиной. Между каждыми двумя линиями, называемыми линиями тока, проходит некоторый постоянный расход воды.

Полное давление фильтрующейся воды в любой точке под плотиной измеряется высотой столба воды над этой точкой до уровня нижнего бьефа, сложенной с давлением h , вызванным наличием напора. Первая величина давления называется взвешивающим давлением; она вызвана погружением сооружения в воду и никакого отношения к фильтрации не имеет. Вторая величина h ,

всегда меньшая H , называется фильтрационным давлением в данной точке; она постепенно уменьшается по направлению к нижнему бьефу, так как фильтрующая вода по пути встречает сопротивление грунта, что сопровождается потерей напора.

Геометрические места точек, для которых $h = \text{const}$, называются линиями равных напоров или эквипотенциальными линиями. Совокупность линий тока и эквипотенциальных линий носит название сетки движения. На рис. 122 изображена сетка движения.

Пьезометры, установленные по одной линии равных напоров, покажут один и тот же уровень воды. Наличие сетки движения позволяет определить фильтрационное давление на плотину по эквипотенциальным кривым (между ними допускаем линейное падение напора). Зная K_ϕ , можно определить скорость течения воды в любой точке по формуле Дарси $\left(v = K_\phi \frac{H}{L}\right)$ и самую величину расхода, найдя сечение струек и скорости их.

3. Способ фрагментов

Признав свои гидромеханические решения 1922 года малодоступными для широкого использования в гидротехнике, вследствие незаконченности вычислительной работы, акад. Павловский разработал приближенный способ фильтрационных расчетов при конечной глубине проницаемого грунта под плотиной. Этот способ назван им способом фрагментов. Для пояснения его сущности возьмем схему, изображенную на рис. 123.

Разобьем область фильтрации вертикальными плоскостями 1-1 и 2-2, проходящими через линии шпунтов, на отдельные фрагменты: 1, 2 и 3. При малой толщине слоя грунта каждую из отдельных плоскостей приближенно, с точностью до 5–15%, можно считать за поверхность равного напора, в чем можно убедиться на опытах в лаборатории. Задача и состоит в определении величин

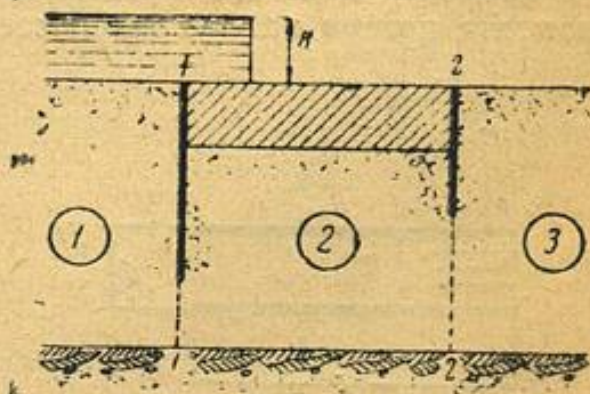


Рис. 123. Метод фрагментов

ны напора в отдельных плоскостях. Наименьшую точность дает метод фрагментов при относительно коротких крайних шпунтах по сравнению с горизонтальным участком флютбета.

Для каждого из фрагментов можно написать следующие зависимости:

$$Q = K_\phi H_1 |q_1|;$$

$$Q = K_\phi H_2 |q_2|;$$

$$Q = K_\phi H_3 |q_3|,$$

где:

$|q_1|$, $|q_2|$ и $|q_3|$ — приведенные расходы для каждого фрагмента (при $H_1 = 1$ и $K_\phi = 1$);

H_1 , H_2 , и H_3 — потери напора в пределах каждого фрагмента.

Так как $H = H_1 + H_2 + H_3$, то из предыдущего получаем:

$$\frac{H}{|q_1|} = H_1 \left[\frac{1}{|q_1|} + \frac{1}{|q_2|} + \frac{1}{|q_3|} \right].$$

Величину $\frac{1}{|q|}$ акад. Павловский называл модулем формы: $\Phi = \frac{1}{|q|}$.

Таким образом:

$$H_1 = \frac{\Phi_1}{\Sigma \Phi} H,$$

где $\Sigma \Phi = \Phi_1 + \Phi_2 + \Phi_3$.

Аналогично находим:

$$H_2 = \frac{\Phi_2}{\Sigma \Phi} H$$

и

$$H_3 = \frac{\Phi_3}{\Sigma \Phi} H.$$

Эти последние формулы служат для определения потерь напора в пределах каждого фрагмента. По длине элементов каждого фрагмента потери напора принимаем изменяющимися линейно.

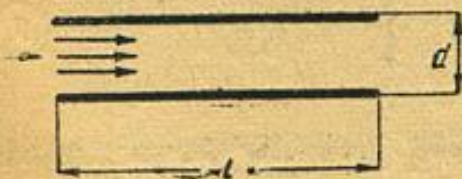


Рис. 124. Фрагмент типа I

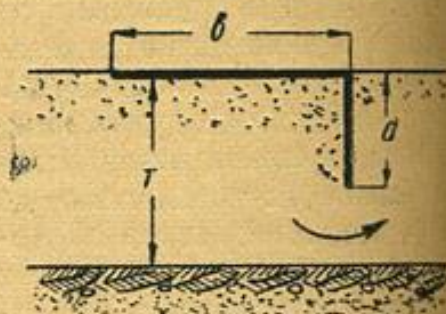


Рис. 125. Фрагмент типа II

Приведем значения величин модуля формы для некоторых типовых фрагментов.

Физический смысл модуля формы легко выяснить на примере простейшего фрагмента типа I (рис. 124). Применим к нему формулу Дарси:

$$\tau = K_\phi i = K_\phi \frac{h}{l}$$

$$Q = K_{\phi} \frac{h}{l} dl = K_{\phi} h |q|,$$

где $|q| = \frac{d}{l}$ — приведенный расход, т. е. расход при $H=1$ и $K_{\phi}=1$

$$\text{и } \Phi_1 = \frac{l}{d} = \frac{1}{|q|}.$$

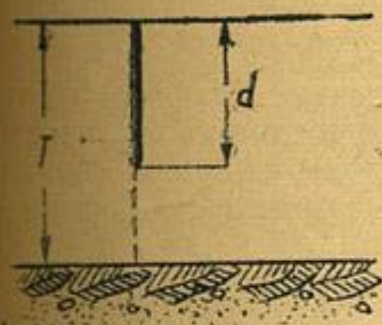


Рис. 126. Фрагмент типа III

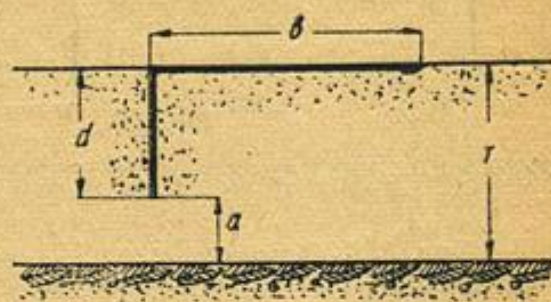


Рис. 127. Фрагмент типа IV

Фрагмент типа II (рис. 125). Здесь:

$$\Phi_{II} = \frac{K}{K'},$$

где K и K' — полные эллиптические интегралы первого рода при модулях:

дополнительном

$$\chi_1 = \frac{\cos \frac{\pi d}{2T}}{\operatorname{ch} \frac{\pi d}{2T}}$$

и основном

$$\chi = \sqrt{1 - \chi_1^2}$$

(ch — гиперболический косинус).

Фрагмент типа III (рис. 126). Положив в предыдущем случае $b=0$, получим:

$$\chi_1 = \cos \frac{\pi d}{2T}$$

и

$$\chi = \sin \frac{\pi d}{2T}.$$

Фрагмент типа IV (рис. 127). Здесь:

$$\Phi = \frac{K'}{K}.$$

Модуль χ полных интегралов K и K' определяется по формулам:

$$\chi = \lambda \cdot \sin \left(\frac{a}{T} K_\lambda ; \lambda \right),$$

где:

K_λ — полный эллиптический интеграл первого рода и λ — его модуль, определяемые из уравнения:

$$\frac{K_\lambda}{K'_\lambda} = \frac{T}{b}$$

путем подбора с использованием таблиц полных эллиптических интегралов первого рода. Другим способом можно найти Φ по формуле:

$$\Phi = \ln \left(1 + \frac{b}{d} \right) \text{ при } b < d$$

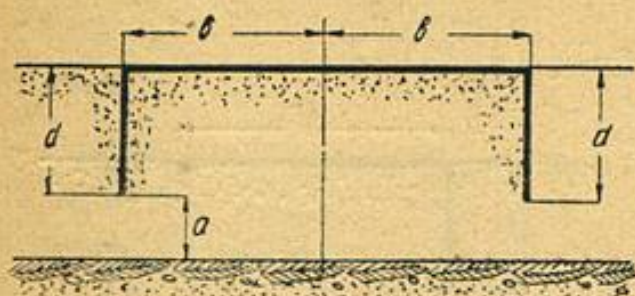


Рис. 128. Фрагмент типа V

и

$$\Phi = \ln \left(1 + \frac{d}{a} \right) + \frac{b-d}{T} \text{ при } b > d.$$

Фрагмент типа V (рис. 128). При $l < 2s$ имеем:

$$\Phi = 2 \ln \left(1 + \frac{b}{a} \right) = 4,605 \lg_{10} \left(1 + \frac{b}{a} \right);$$

при $l > 2s$ имеем:

$$\Phi = 2 \left[\ln \left(1 + \frac{s}{a} \right) + \frac{b-s}{T} \right] = 4,605 \lg_{10} \left(1 + \frac{s}{a} \right) + \frac{b-s}{2T}.$$

Фрагмент типа VI (рис. 129). Если $b > d_1 + d_2$, то:

$$\Phi = \ln \left(1 + \frac{d_1}{a_1} \right) + \ln \left(1 + \frac{d_2}{a_2} \right) + \frac{b - (d_1 + d_2)}{T}.$$

При $b < d_1 + d_2$ получим:

$$\Phi = \ln \left(1 + \frac{c_1}{a_1} \right) + \ln \left(1 + \frac{c_2}{a_2} \right),$$

где:

$$c_1 = \frac{b + (d_1 - d_2)}{2}$$

и

$$c_2 = \frac{b - (d_1 - d_2)}{2}.$$

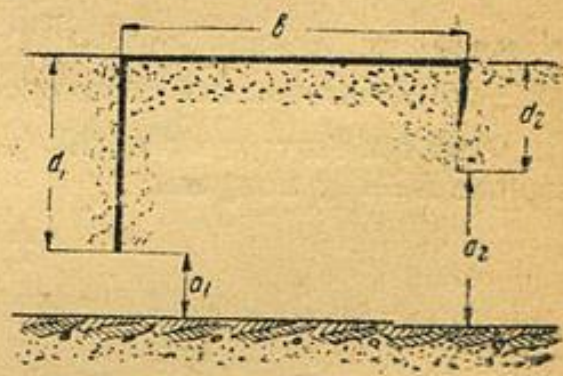


Рис. 129. Фрагмент типа VI

В десятичных логарифмах получим:

$$\Phi = 2,303 \lg_{10} \left[\left(1 + \frac{c_1}{a_1} \right) \left(1 + \frac{c_2}{a_2} \right) \right].$$

**Указания для нахождения величины натурального
логарифма числа N с помощью таблицы**

Находим сначала логарифм числа N по таблице десятичных логарифмов.

Вспомогательная таблица 10

1	2,302585093
2	4,605170186
3	6,907755279
4	9,210340372
5	11,512925465
6	13,815510558
7	16,118095651
8	18,420680744
9	20,723265837

Затем в левом столбце вспомогательной таблицы 10 последовательно находим цифры нашего логарифма. Каждой цифре левого столбца отвечает длинное дробное число, которое и выписываем с учетом места упомянутой цифры в десятичном логарифме. Далее найденные числа складываем,—сумма и будет искомым логарифмом.

Пример. $N = 105$; $\lg_{10} 105 = 2,02119$

2 4,605170

0,02 46052

0,001 2303

0,0001 230

0,00009 207

4,653962

$\ln 105 = 4,653962$.

Приведем пример решения задачи по способу фрагментов.

Флотбет плотины имеет непроницаемые понур и водобой длиной в 25 м и 17 м. Водобой снабжен шпунтами глубиной 12 м и 7 м при толщине водобоя в 3 м. Толща проницаемого грунта равна

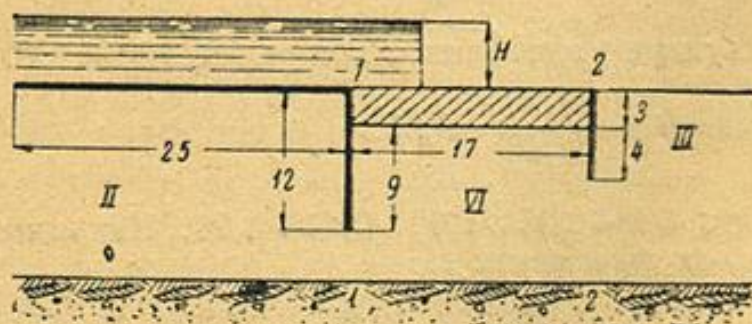


Рис. 130. К примеру расчета фильтрации по способу фрагментов

20 м. Напор равен H (рис. 130). Плоскостями 1-1 и 2-2 разбиваем контур на фрагменты типа II, VI и III. Используя приложение 2 (в

конце книги), для фрагмента типа II, находим модуль эллиптического интеграла χ :

$$\chi_1 = \frac{\cos \frac{\pi}{2} \cdot \frac{12}{20}}{\operatorname{ch} \frac{\pi 25}{2 \times 20}} = 0,162$$

и

$$\chi = \sqrt{1 - 0,162^2} = 0,98 = \sin \theta^1.$$

По найденным значениям модулей определяем по таблицам (приложение 2) полные эллиптические интегралы $K = 3,25$ при $\theta = 80^\circ 40'$ и $K' = 1,58$ при $\theta' = 9^\circ 20'$. Следовательно, модуль формы $\Phi_{II} = \frac{3,25}{1,58} = 2,05$. Для фрагмента VI модуль формы при $b = 17 < 12 + 7$ равен:

$$\Phi_{VI} = \ln \left(1 + \frac{c_1}{8} \right) + \ln \left(1 + \frac{c_2}{13} \right),$$

при

$$c_1 = \frac{17 + (12 - 7)}{2} = 11 \quad \text{и} \quad c_2 = \frac{17 - (12 - 7)}{2} = 6$$

$$\Phi_{VI} = \ln \left(1 + \frac{11}{8} \right) + \ln \left(1 + \frac{6}{13} \right) = 0,5467 + 0,4985 = 1,05.$$

Для фрагмента III находим модуль:

$$\chi = \sin \frac{\pi \times 7}{2 \times 20} = \sin 0,55 = 0,522$$

и

$$\chi_1 = \cos 0,55 = 0,853.$$

Соответствующие значения интегралов $K_\chi = 1,70$ и $K'_\chi = 2,11$.

Модуль формы $\Phi_{III} = \frac{1,70}{2,40} = 0,81$.

Определяем $\Sigma \Phi = 2,05 + 1,05 + 0,81 = 3,91$. Находим потерю напора в пределах фрагмента II:

$$H_1 = \frac{\Phi_{II}}{\Sigma \Phi} H = \frac{2,05}{3,91} H = 0,524 H.$$

Для фрагмента VI имеем:

$$H_2 = \frac{1,05}{3,91} H = 0,269 H.$$

Для фрагмента III получим:

$$H_s = \frac{0,81}{3,91} H = 0,207 H.$$

Принимая линейное падение напора внутри фрагмента VI, найдем напор в точках A и B для исчисления фильтрационного давления на водобой.

Напор в точке A равен:

$$H_A = 0,207 H + 0,27 \times \frac{4H}{9+17+4} = 0,207 H + 0,036 H = 0,243 H.$$

Напор в точке B равен:

$$H_B = 0,207 H + \frac{17+4}{9+17+4} \times 0,27 H = 0,396 H.$$

Фильтрационное давление на водобой равно:

$$S_\phi = \frac{0,396 + 0,243}{2} \times H \times 17 = \frac{0,639}{2} \times 17 H \approx 5,44 H$$

тонн на один погонный метр флютбета.

Суммарный расход воды на 1 пог. метр под сооружением определяется как расход для любого из фрагментов.

Определим приведенный расход для фрагмента II:

$$|q| = \frac{K^1}{K} = \frac{1,58}{3,25} = 0,485 \quad (\text{при } H=1 \text{ и } K_\phi=1).$$

Действительный расход равен:

$$q = 0,485 K_\phi \times 0,524 H = 0,255 K_\phi H.$$

Выходной градиент фильтрационного потока при линейном падении напора в пределах фрагмента III равен:

$$i_{\text{вых}} = \frac{0,207 H}{7} = 0,03 H.$$

С точки зрения безопасности в отношении выпора грунта из-под флютбета можно создать напор выше 5 м, однако надо сделать проверку устойчивости водобоя с учетом роли бычков в работе плотины на сдвиг: лишь тогда можно установить H_{max} , допустимый для данного флютбета.

4. Метод электродинамических аналогий

Метод электродинамических аналогий (ЭГДА) основан на общности законов гидродинамики и электродинамики, что дает возможность переходить от модулей гидравлических к электрическим,

используя данные опытов с последними для расчета гидротехнических сооружений.

Рассмотрим элементы аналогии.

1. Закон фильтрации Дарси для случая однородного грунта имеет вид:

$$q = K_{\phi} \frac{H}{L}.$$

Закон Ома для плотности электрического тока:

$$j = \lambda \frac{E}{l},$$

где:

j — ток на единицу поверхности, перпендикулярной току;

λ — электропроводность;

E — разность потенциалов на участке l однородного проводника.

2. Уравнение непрерывности для грунтового потока:

$$\frac{dq_x}{dx} + \frac{dq_y}{dy} = 0,$$

где q_x и q_y — компоненты расходов фильтрационной воды и соответственно для электрического тока:

$$\frac{dj_x}{dx} + \frac{dj_y}{dy} = 0,$$

где j_x и j_y — слагающие (по осям x и y) плотности тока.

Делая подстановку из предыдущих уравнений значений:

$$q_x = -K_{\phi} \frac{dh}{dx}; \quad q_y = -K_{\phi} \frac{dh}{dy};$$

$$j_x = -\lambda \frac{dV}{dx}; \quad j_y = -\lambda \frac{dV}{dy}$$

(знак минус взят как характеризующий падение соответственно напора и потенциалу), получаем уравнение Лапласа:

для грунтового потока:

$$\frac{d^2h}{dx^2} + \frac{d^2h}{dy^2} = 0;$$

для электрического тока:

$$\frac{d^2V}{dx^2} + \frac{d^2V}{dy^2} = 0.$$

Таким образом, падение пьезометрического давления h для фильтрации через слой грунта и потенциала V электрического тока

представляет полную аналогию и выражается потенциальной функцией U в уравнении Лапласа:

$$\frac{d^2U}{dx^2} + \frac{d^2U}{dy^2} = 0.$$

На этой общности основаны устройство и работа аппарата для решения фильтрационных задач.

Перейдем теперь к методике и аппаратуре при пользовании методом электрогидроанalogии.

Принцип вычерчивания эквипотенциальных линий в электрических полях выяснится после рассмотрения схем мостика Уитстона для измерений омических сопротивлений.

Возьмем четыре сопротивления: R_1 , R_2 , R_3 и R_4 и сделаем соединение в виде четырехугольника $ABCD$ (рис. 131). Если на противоположных концах A и C создадим некоторую разность потенциалов от постороннего источника, например, аккумулятора $A_{\text{ак}}$, то по обеим цепям ABC и ADC будет происходить падение потенциала, причем суммы падений на сопротивлениях R_1 , R_2 , R_3 , R_4 равны разности потенциалов в точках A и C .

Соединим точки B и D проводником через гальванометр g . Если точку B можно сделать перемещающейся по сопротивлениям R_1 и R_2 , то всегда можно найти такую точку, в которой потенциал будет такой же, как и в точке D , следовательно, ток гальванометра, создаваемый разностью потенциалов в точках B и D , будет отсутствовать.

Выясним теперь для этого случая величины отношения плеч из закона Ома. Напишем четыре равенства, где правые части обозначают падения потенциалов на сопротивлениях R_1 , R_2 , R_3 и R_4 :

$$i_1 R_1 = V_{AB};$$

$$i_2 R_2 = V_{BC};$$

$$i_3 R_3 = V_{DC};$$

$$R_4 i_4 = V_{AD}.$$

Деля первое равенство на второе и третье на четвертое, получим:

$$\frac{i_1 R_1}{i_2 R_2} = \frac{V_{AB}}{V_{BC}}$$

и

$$\frac{i_3 R_3}{i_4 R_4} = \frac{V_{DC}}{V_{AD}}.$$

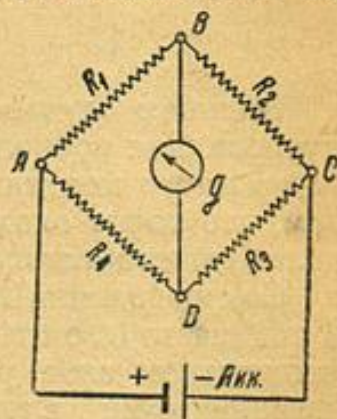


Рис. 131. Метод ЭГДА

Так как при $V_{AB} = V_{AD}$ нет тока в цепи гальванометра, то $i_1 = i_2$. Равным образом $V_{BC} = V_{DC}$ и $i_3 = i_4$. Перемножая два последних дробных равенства, получим:

$$\frac{i_1 R_1 i_3 R_3}{i_2 R_2 i_4 R_4} = \frac{V_{AB} V_{DC}}{V_{BC} V_{AD}},$$

а после сокращений имеем:

$$\frac{R_1}{R_2} = \frac{R_4}{R_3}.$$

В нашем случае в качестве сопротивлений R_1 и R_2 служит градуированная проволока, навитая на мраморном валике. С помощью подвижного контакта можно брать отношения R_1 и R_2 таким образом, что точка окажется под любым значением потенциала в пределах потенциалов крайних точек.

Сопротивления R_3 и R_4 состоят из жидкости, равным слоем налитой на горизонтальную поверхность мраморной доски. В этом жидкостном слое, распределение потенциалов в котором задано пограничными условиями, осуществленными при помощи медных лент и обвалований из диэлектрика, всегда можно найти потенциал, равный выбранному на градуированной проволоке. Зондируя платиновой иглой в жидкостном слое, находим всю систему точек, образующих эквипотенциальную линию; беря потенциал на проволоке через $1/20$ общего падения потенциала, вычерчиваем двадцать линий равного потенциала.

Линии тока перпендикулярны эквипотенциальным линиям. Величина падения напора i по длине линии тока вычисляется путем деления разности напоров на длину пути между эквипотенциальными линиями.

Расход воды определяется как сумма произведений площадей сечения на скорость фильтрации ($v = K_\phi i$).

Величина фильтрационного давления воды на плотину определяется по эквипотенциальным линиям.

5. Геометрические формы наиболее употребительных фильтрационных контуров

В практике плотиностроения в опытным порядком давно установлены фильтрационные контуры определенных геометрических форм, которые имеют ныне научно обоснованную оценку. Ниже приводим шесть простейших контуров и три сложных.

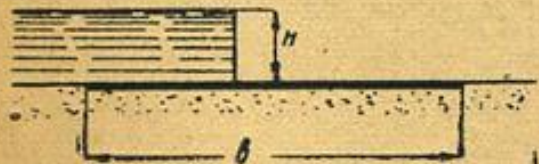


Рис. 132. Бесшпунтовый фильтрационный контур (№ 1)

Простейшие контуры даны на рис. 132—136 и 140. Контур № 1 состоящий из одного горизонтального непроницаемого участка шириной b и бесконечно малой толщины (рис. 132).

Контур № 2, в котором добавлен верховой шпунт глубиной d (рис. 133).

Контур № 3 с двумя шпунтами глубиной d (рис. 134).

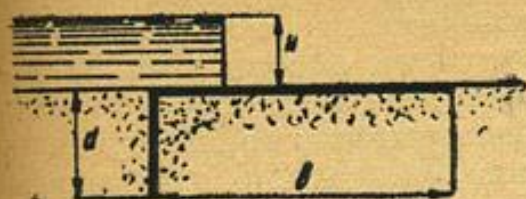


Рис. 133. Контур с верховым шпунтом (№ 2)

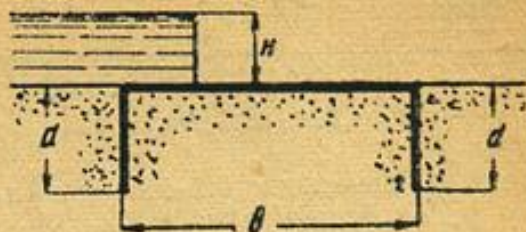


Рис. 134. Контур с двумя шпунтами (№ 3)

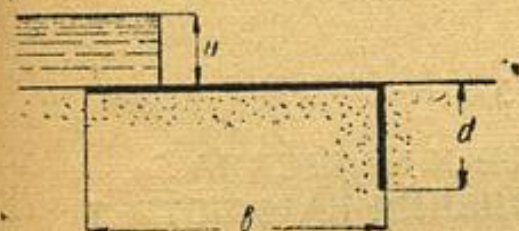


Рис. 135. Контур с низовым шпунтом (№ 4)

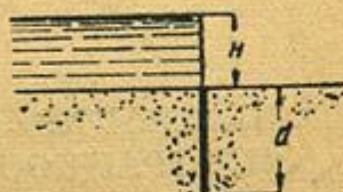


Рис. 136. Контур со шпунтом без флютбета (№ 5)

Контур № 4 с одним низовым шпунтом глубиной d (рис. 135).

Контур № 5, состоящий из одного шпунта глубиной d без флютбета (рис. 136).

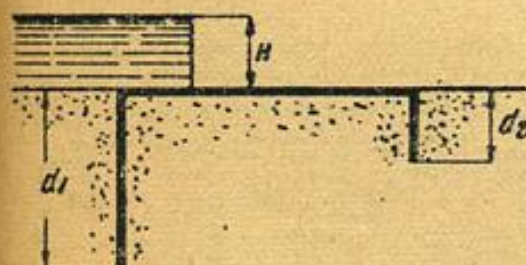


Рис. 137. Контур с двумя шпунтами разной глубины

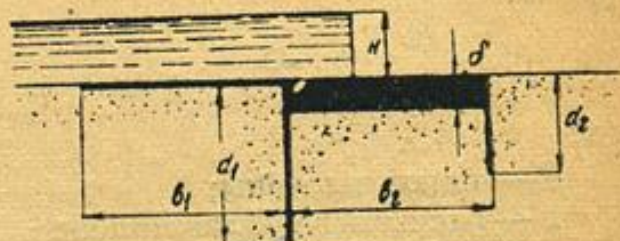


Рис. 138. Сложный контур с понуром и шпунтами разной глубины



Рис. 139. Многوشпунтовый контур

Контур № 6 с двумя шпунтами разной глубины (рис. 137).

Контур № 7 с понуром и конечной толщиной флютбета (рис. 138).

Контур № 8 — многوشпунтовый (рис. 139).

Контур № 9 — бесшпунтовый при толщине водобоя, равной d и при ширине его b (рис. 140).

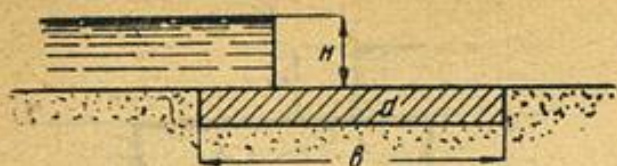


Рис. 140. Бесшпунтовый контур с флютбетом толщиной d

С помощью строго математических решений, а также с использованием метода ЭГДА получены обобщенные характеристики приведенных выше фильтрационных контуров в виде, пригодном для использования в инженерном деле. Эти характеристики рассмотре-

ны ниже в трех разрезах: фильтрационного давления, расхода и выпирающего действия фильтрационного потока на грунт основания плотины.

Глава XVI

ФИЛЬТРАЦИОННЫЙ НАПОР И ВЕЛИЧИНА S_ϕ ФИЛЬТРАЦИОННОГО ДАВЛЕНИЯ НА ФЛЮТБЕТ

1. Контур № 1 (бесшпунтовый) (рис. 141)

В этом случае линии тока — софокусные эллипсы (фокусы в краевых точках флюتبета), а линии равных напоров (эквипотенциальные) — софокусные гиперболы.

Эллипсы под прямым углом пересекают продолжение подошвы флюتبета влево и вправо. Фильтрационное давление в любой точке равно:

$$H_x = \frac{H}{\pi} \cos^{-1} \frac{2x-b}{b},$$

где:

H — напор плотины;

x — расстояние рассматриваемой точки от верхового ребра флюتبета;

b — ширина флюتبета.

Полное фильтрационное давление на флютбет:

$$S_\phi = \int_0^b \frac{H}{\pi} \cos^{-1} \frac{2x-b}{b} = \frac{bH}{2},$$

т. е. равно площади прямоугольника высотой H и с основанием b . Однако падение напора под плотинной происходит не по закону прямой: по концам подошвы оно резко возрастает. Центр тяжести эшюры S_ϕ (см. рис. 141) лежит в $3/8 b$ от верхового ребра флюتبета. При наличии воды в нижнем бьефе к величине S_ϕ надо прибавить взвешивающее давление воды на флютбет $S_a = bh$,

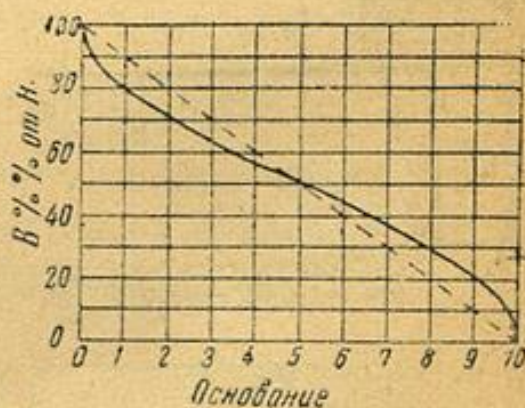


Рис. 141. Эшюра фильтрационного давления для бесшпунтового контура № 1

где h — глубина воды в нижнем бьефе. Эпюра S_ϕ — прямоугольник высотой h .

Приведенные данные о величине S_ϕ впервые опубликованы в 1922 году в труде акад. Павловского «Теория движения грунтовых вод под гидротехническими сооружениями».

2. Контур № 2 (плотина с верховым шпунтом)

Шпунт глубиной d нарушает течение фильтрационного потока (рис. 142); нарушение это почти исчезает на глубине $2d$, считая от подошвы плотины.

При увеличении отношения $\frac{b}{d}$ роль шпунта быстро

падает. Фильтрационное давление в любой точке под флютбетом плотины, отстоящей на величину x от верхового ребра флютбета, равно:

$$H_x = \frac{H}{\pi} \cos^{-1} \left[\frac{d - \lambda d + \sqrt{d^2 + x^2}}{\lambda d} \right]$$

и

$$S_\phi = \int_0^x \frac{H}{\pi} \cos^{-1} \left[\frac{d - \lambda d + \sqrt{d^2 + x^2}}{\lambda d} \right] dx = \frac{bH}{2} \sqrt{\frac{\lambda - 1}{\lambda}},$$

$$\lambda = \frac{1 + \sqrt{1 + \alpha^2}}{2}$$

и

$$\alpha = \frac{b}{d}.$$

Для контура № 2 величина S_ϕ всегда меньше, чем для контура № 1, так как $\sqrt{\frac{\lambda - 1}{\lambda}}$ всегда меньше единицы. Чем глубже забит шпунт, т. е. чем больше d , тем меньше S_ϕ . Таким образом, верховой шпунт — сильное средство для уменьшения величины S_ϕ (рис. 143).

Приведенное решение найдено профессором математики Уисконсинского университета США Вольфом.

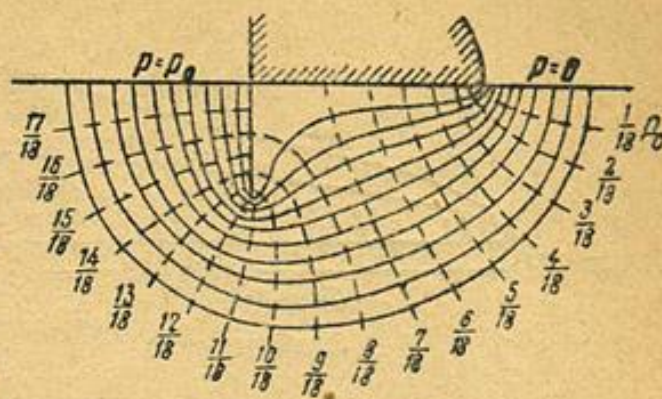


Рис. 142. Линии тока и эквипотенциальные линии для контура № 2 (верховой шпунт с флютбетом)

При устройстве шпунта по середине флютбета роль шпунта в отношении влияния его на суммарную величину S_ϕ сводится к нулю.

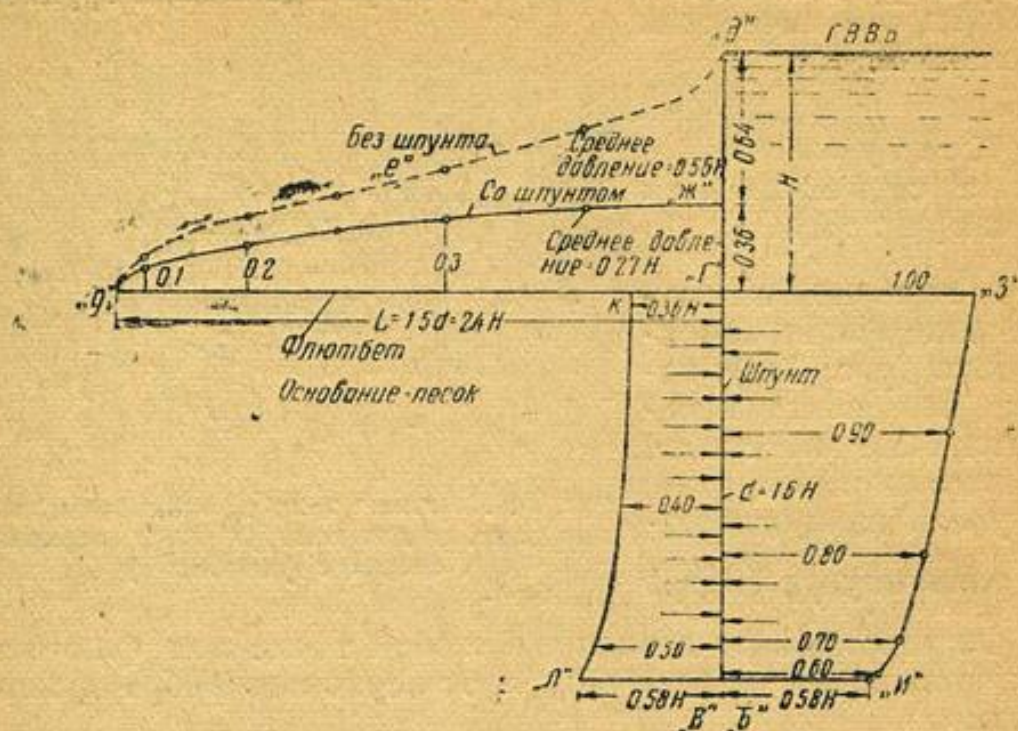


Рис. 143. Флютбет с верховым шпунтом

3. Контур № 3 (плотина с двумя шпунтами) (см. рис. 134)

Решение найдено в лаборатории инж. Гарза в 1934 году (США) по методу ЭГДА. Эпюру величины S_ϕ практически можно считать за трапецию. Параллельные стороны трапеции тем меньше отличаются по величине одна от другой, чем ближе величина b к величине d . Однако при любой величине отношения $\frac{b}{d}$ имеем $S_\phi = \frac{bH}{2}$, как и для бесшпунтового контура.

Исследованиями доц. В. С. Козлова установлено, что экспериментальные выводы Гарза (контур №№ 3, 4 и 5) весьма близки к получаемым теоретически (В. С. Козлов, Гидромеханический расчет флютбетов, 1941 г.).

4. Контур № 4 (плотина с низовым шпунтом) (см. рис. 135)

Этот контур отличается от всех других повышенной величиной силы $S_\phi = \frac{bH}{2} \Delta$, где Δ берется из табл. II по соответствующей величине $\alpha = \frac{b}{d}$.

Таблица 11

α	2	4	8
Δ	1,38	1,22	1,12

В промежутках можно пользоваться линейной интерполяцией. Повышение величины S_{ϕ} надо объяснить отсутствием благоприятного действия верхового шпунта на погашение напора и задерживающим влиянием низового шпунта, препятствующим облегченному выходу фильтрационных вод из-под флютбета.

5. Контур № 5 (см. рис. 136)

Здесь нет сплошной подошвы плотины, следовательно, и сила S_{ϕ} равна нулю. Таким образом, с точки зрения минимума величины вредной силы S_{ϕ} контур № 5 является наивыгоднейшим; за ним следуют контуры № 3 и № 1. Выше всюду принималась неопределенно глубокая проницаемая толща грунта с одним и тем же коэффициентом фильтрации K_{ϕ} . При ограниченной толще проницаемого грунта величины S_{ϕ} берем те же, но уже как приближенные.

Если толща T проницаемого грунта под флютбетом относительно невелика (например, $T < \frac{b}{2}$), то падение фильтрационного напора под флютбетом при отсутствии шпунтов происходит почти по закону прямой. Наличие шпунтов или увеличение толщи проницаемого грунта в основании нарушает картину; поэтому если здесь принять падение напора изменяющимся по закону прямой, то при большой длине понура давление S_{ϕ} получается сильно преуменьшенным против действительного (на 30—35 процентов и более).

Глава XVII

ФИЛЬТРАЦИОННЫЙ РАСХОД

Решение математической задачи о величине фильтрационного расхода выполнено до конца, т. е. с необходимыми вычислениями для контуров №№ 2, 4 и 5 инж. Москетом в 1936 году (Physics, March 1936 г., Нью-Йорк, США). Для контура № 1 решение еще ранее дано акад. Павловским (1922). Хотя контур № 3 дает и меньшую потерю воды на фильтрацию, но так как для него нет законченного вывода о численной величине потери, то условно в запас прочности принято, что фильтрационные потери для контура № 3 те же, что и для контура № 4.

Ниже приведены таблицы величин удельного фильтрационного расхода q , т. е. расхода при $H=1$ и $K_{\phi}=1$. Следовательно, для

любого контура расход на один погонный метр плотины q л/сек. $= |q| K_{\phi} 1000$, где K_{ϕ} — в метрах в секунду и H в метрах.

Во всех выводах Маскета принята конечная глубина t проницаемого слоя. При этом нижележащий грунт называем непроницаемым, если он гораздо более водоупорен, чем грунт, на котором выстроена плотина. Глубину шпунта ниже подошвы плотины назовем d , ширину флютбета — попрежнему b . Значение величины $|q|$ для контура № 1 дано в табл. 12.

Таблица 12

$\frac{b}{t}$	0,20	0,50	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	7,00	10,00	20	30
$ q $	1,00	0,74	0,53	0,35	0,26	0,20	0,18	0,12	0,09	0,05	0,02

По значению величины $|q|$ контуры № 2 и № 4 равнозначны. При устройстве шпунта по середине флютбета фильтрационный расход был бы на 9% меньше, чем для контуров № 2 и № 4. Этот повышенный на 9% расход и внесен в вычисление величины $|q|$.

Величины фильтрационных расходов для контуров №№ 2, 3 и 4 при различных соотношениях $\frac{b}{t}$ и $\frac{d}{t}$ даны в табл. 13 по Маскету (Physics, March, 1936).

Таблица 13

$\frac{b}{t} \backslash \frac{d}{t}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95	0,98	1,00
0,25	0,88	0,76	0,65	0,57	0,50	0,43	0,37	0,31	0,25	0,20	0,15	0,00
0,50	0,71	0,67	0,60	0,52	0,48	0,41	0,36	0,31	0,25	0,20	0,15	0,00
1,00	0,52	0,51	0,48	0,45	0,40	0,37	0,32	0,28	0,22	0,18	0,13	0,00
2,00	0,34	0,33	0,32	0,31	0,30	0,28	0,26	0,22	0,19	0,16	0,12	0,00
5,00	0,18	0,18	0,17	0,16	0,15	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10	0,00

Действительный расход равен $|q| HK_{\phi}$. Величины $|q|$ для контура № 5 по Маскету приведены в табл. 14 (Physics, March, 1936).

Таблица 14

$\frac{d}{t}$	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	0,95	1,00
$ q $	1,02	0,80	0,67	0,58	0,50	0,42	0,38	0,31	0,25	0,18	0,00

Для этого контура имеет место повышение величины $|q|$, вызванное отсутствием горизонтальной непроницаемой части флютбе.

та; практически расход для большинства грунтов незначителен. При больших напорах и песчаных грунтах вопрос о фильтрационном расходе приобретает значительный интерес. В этом случае и для бесфлютбетной плотины можно впереди шпунта устроить глиняный понур, превратив контур № 5 в отношении расхода в контур № 4, но сохранив свойства контура № 5 в отношении отсутствия давления S_{ϕ} на бетонную часть плотины.

Итак, удельный фильтрационный расход воды под плотинной, выстроенной на грунте толщиной t (ниже залегает гораздо менее проницаемый грунт), при заданном K_{ϕ} определяется:

а) при отсутствии шпунтов — отношением $\frac{b}{t}$;

б) при наличии шпунта (или двух шпунтов) отношениями $\frac{b}{t}$ и $\frac{d}{t}$, согласно таблице 13. Из этой таблицы видно, что шпунт снижает величину $|q|$. Даже незначительная недобивка

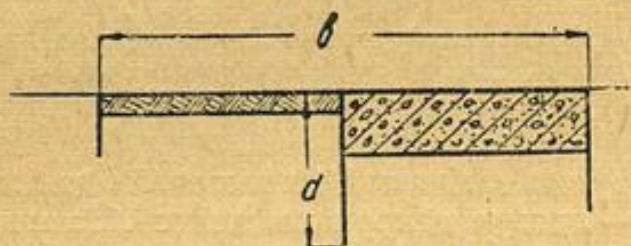


Рис. 144. Флютбет с понуром и двумя шпунтами

шпунта до непроницаемого грунта не позволяет рассчитывать на сколько-нибудь полное уничтожение величины $|q|$, как это видно из предпоследней графы значений величины $|q|$ в таблице 13.

Если фильтрационный расход под сооружением получается в проекте недопустимо большим (пески), то расход можно уменьшить путем увеличения горизонтального пути b или путем увеличения глубины шпунта d .

Увеличение горизонтального пути b дешевле произвести путем устройства глиняного понура впереди бетонного флютбета (рис. 144). При этом величину d отсчитывают от внешней поверхности флютбета, так как уже имеется запас в виде наличия низового шпунта, игнорируемого при вычислении расхода.

Глава XVIII

ОПАСНОСТЬ ВЫМЫВАНИЯ ГРУНТА ФИЛЬТРУЮЩЕЙ ВОДОЙ

Наибольшую опасность представляет случай устройства основания плотины на несвязных грунтах, гораздо более подверженных вымыванию.

Рассмотрим фильтрационный поток под плотиной (рис. 145).

Со стороны верхнего бьефа к каждой частице A грунта, кроме силы собственного веса, приложена фильтрационная сила, направление которой обеспечивает не вымывание, а уплотнение грунта. Нет также опасности вымывания грунта под самым флютбетом, о чем свидетельствует направление фильтрационной силы. На выходе из-под плотины фильтрационный поток постепенно получает направление, приближающееся к вертикальному (см. рис. 145). В этот мо-

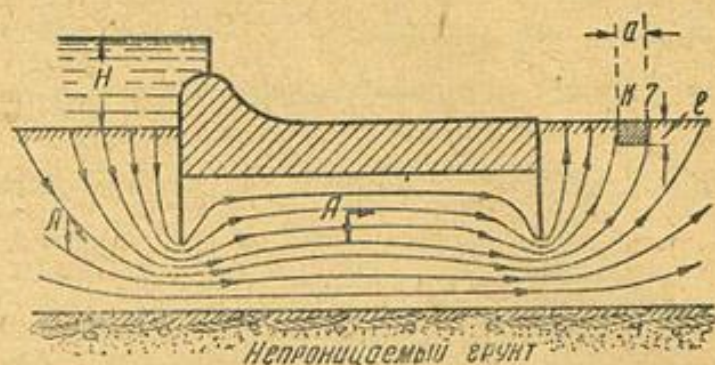


Рис. 145. Профиль водосливной плотины на проницаемом основании с показанием линий тока в основании

мент на элемент грунта толщиной a и высотой l давит фильтрационная сила ah , где h — потеря напора на длине l . Если при этом наступает предельное равновесие, то вес грунта становится равным выталкивающей силе. Но вес грунта в воде равен:

$$(1-n)(\delta-1) \cong 1 \text{ т/м}^3.$$

Следовательно:

$$al(1-n)(\delta-1) = ah,$$

откуда:

$$\frac{h}{l} = i = 1.$$

Другими словами, вымывание несвязного грунта неизбежно при $i > 1$. При различной пористости n грунта предельное значение i получим различное (табл. 15), как это явствует из формулы:

$$i = (1-n)(\delta-1)$$

Таблица 15

n	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50
i	1,15	1,07	0,99	0,91	0,85

Однако эксперименты, сделанные Терцаги, Филиппом и Мидлбруком, дают менее благоприятные результаты: если Терцаги полу-

чил в лаборатории подтверждение приведенных теоретических выводов о величине $i_{кр}$, то Мидлбрук установил в 1939 году, что неустойчивое состояние грунта начинается при величинах i , на 20—25% меньших, чем показано в таблице (Creager, Hinds and Justin, Engineering for Dams, 1945). По Мидлбруку, при $i=0,6 \div 0,8$ песок начинает всплывать, но полное вымывание начинается при $i=1,05$ для мелкого песка, а для крупного — при $i=1,5$. Для расчетов в плотностроении следует принимать вымывающий градиент $i_{кр}=0,6 \div 0,8$, в зависимости от пористости и крупности песка.

Явление подмыва можно предотвратить, пригрузив несвязный грунт гравием с галькой, что увеличивает вес песка, но практически не дает новой потери напора. При этом величина $i_{кр}$ повышается в несколько раз. К сожалению, сохранность фильтра редко обеспечивается: часто он размывается водой, сбегавшей с водослива. Отсюда обычно принятая необходимость ориентироваться на $i_{кр}=0,6 \div 0,8$.

Слабые несвязные грунты (мелкие и пылеватые пески, тощие супеси) отличаются непостоянством величины n и K_{ϕ} в толще грунта, поэтому здесь вполне вероятны местные концентрации повышенных градиентов.

Указанное обстоятельство следует отобразить при выборе величины коэффициента запаса K на устойчивость грунта под плотиной. Для песков средней крупности достаточно принять $K=2$, для слабых несвязных грунтов $K=2,5$, т. е. в первом случае допустимая величина $i_{кр}$ равна 0,40, а во втором — 0,24. Благодаря наличию сцепления суглинки и глины более устойчивы в отношении вымывания, однако дать таблицу допустимых градиентов для этих грунтов нельзя, так как каждый связный грунт индивидуален. Во всяком случае в качестве иллюстративных, но не справочных данных, можно сообщить, что $i_{кр}$ для суглинков обычно колеблется в пределах от 1,25 до 1,50, а для глин превышает 1,50; в отдельных случаях в лабораториях для глины получены $i_{кр} > 3$. Это обстоятельство позволяет смелее выбирать фильтрационный контур для связных грунтов, что, впрочем, много десятков лет назад эмпирически учитывалось при постройке мелких промышленных и судоходных плотин старой России. Промышленным плотинам небольшого напора, когда в нижнем бьефе по условиям водопользования при незначительных расходах реки почти нет воды, следует придавать контур № 2.

Береговые водосливы земляных плотин рациональнее всего устраивать с фильтрационным контуром № 2, так как условия ремонта дренажа здесь очень благоприятны.

Применение контура № 9 неоднократно приходилось наблюдать при напорах до 3,5—4 м в условиях плотного связного грунта, не легко поддающегося глубокому размыву при сбросе воды с водо-

слива; S_{ϕ} здесь равно $\frac{bH}{2}$. В этих условиях, но с лабораторной

проверкой $i_{кр}$ для данного грунта, можно рекомендовать постройку плотины с контуром № 9.

Контур № 1 рационально использовать также при устройстве ряжевого водослива на проницаемом грунте, в который трудно забить шпунты, вследствие чего приходится ограничиться одними горизонтальными путями фильтрации. Здесь легко обеспечить сохранность фильтра, устроенного в последней сквозной ряжевой клетке водослива.

В гидрогеологии существует понятие «суффозия». Так называют явление выноса мелких частиц из грунтового скелета, остающегося неподвижным. Это понятие иногда автоматически переносится в плотиностроение. Явление суффозии в природе никем до сих пор не зарегистрировано, как справедливо замечает профессор-гидрогеолог Г. Н. Каменский в своем труде «Основы динамики подземных вод», изд. 1943 года.

Опыт показывает, что при откачке явление суффозии возникает, но лишь при градиентах, во много раз превышающих критические градиенты, принимаемые в плотиностроении, например, в семь-двенадцать раз и более. Следовательно, задерживаться здесь на рассмотрении явления суффозии нет необходимости.

Переходим к характеристике основных фильтрационных контуров с точки зрения степени защищенности их от вымывания или выпора грунта из-под флутбета под действием фильтрационного потока.

Контур № 1 при бесконечно малой толщине флутбета характеризуется резким возрастанием градиентов по концам флутбета. На верховой стороне флутбета это явление не опасно, но на низовой стороне неизбежно выпирание грунта фильтрационной водой, так как здесь выходной градиент велик. Теоретически, если считать закон Дарси правильным при всяких градиентах, имеем $i_{вых} = \infty$ при любом напоре, что, конечно, не может иметь места.

Получение бесконечно больших скоростей (градиентов) в конце флутбета при контуре № 1, а также № 2, вызвано тем обстоятельством, что в дифференциальных уравнениях движения грунтовых вод в современных теоретических исследованиях опускаются члены, содержащие произведения величин компонентов скорости на их частные производные. Эти опущенные члены ничтожно малы всюду, кроме тех особых точек, где получаем $i = \infty$.

Более тщательные, но и более сложные исследования указывают, что в конце бесшпунтового флутбета или, вообще, в конце флутбета, заканчивающегося горизонтальным участком, а не шпунтом, нет бесконечных скоростей, а следовательно, нет и бесконечных градиентов. Однако градиенты получаются в этих точках все же весьма высокие, неприемлемые в плотиностроении. Можно считать, что с принятием во внимание толщины флутбета положение значительно улучшается (см. стр. 136).

По В. С. Козлову, для контура № 1 выходная скорость фильтрационного потока:

$$V = \left(\frac{K_{\phi}^3 H^4}{\pi^4 b^2} \right)^{\frac{1}{5}} \text{ при } t > b.$$

Так, при $b = 15$ м, $H = 3$ м и $K_{\phi} = 0,00001$ м/сек. В. С. Козлов получил $V = 0,0004$ м/сек. Так как:

$$V = K_{\phi} i,$$

$$i_{\text{вых}} = \frac{0,0004}{0,00001} = 40.$$

Такой градиент практически равносителен бесконечному. Он получен при бесконечно малой толщине флютбета.

Мы имеем примеры исправной работы плотин без шпунтов, построенных на плотных связных грунтах, при напорах до 3,50 м, но здесь налицо влияние толщины флютбета.

Контур № 2 (см. рис. 133) имеет ту же характеристику, что и контур № 1. Однако контур № 2 имеет большое преимущество в отношении величины S_{ϕ} , поэтому в особых случаях (см. следующую главу) следует применять контур № 2.

Контур № 3 (см. рис. 134) дает малую величину выходного градиента, найденную Гарза методом ЭГДА (1934 г.) (табл. 16)

Таблица 16

$\alpha = \frac{b}{d}$	i в долях $\frac{H}{D}$
1,5	0,26
2,0	0,25
2,5	0,24
5,0	0,185

Если шпунты имеют глубину забивки, равную $\frac{1}{2}$ толщины слоя пронизываемого грунта, то потеря напора между шпунтами становится максимальной.

Контур № 4 (см. рис. 135) почти столь же защищен от вымывания, как это видно из приводимой таблицы Гарза (см. табл. 17).

Таблица 17

$\alpha = \frac{b}{d}$	1	2	3	4	5	6	8	10
i в долях $\frac{H}{d}$	0,32	0,28	0,24	0,21	0,19	0,17	0,14	0,12

Контур № 5 (см. рис. 136) имеет $i_{\text{вых}} = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{H}{d} \cong \frac{1}{3} \cdot \frac{H}{d}$, т. е. здесь

$i_{\text{вых}}$ больше, чем в обоих предыдущих случаях.

Бесшпунтовый флютбет толщиной d имеет вертикальные пути фильтрации на глубину d .

Исследования Гарза, произведенные в 1934 году методом ЭГДА, показали, что при $\frac{b}{d} = 5$ имеем $i_{\text{вых}} = 0,75 \frac{H}{b} = 0,75 \frac{H}{5d} = 0,15 \frac{H}{d}$ вместо $i_{\text{вых}} = 0,185 \frac{H}{d}$ при двух шпунтах. Другими словами, при наличии гарантий сохранности вертикальных участков фильтрационного контура во время эксплуатации плотины нет нужды прибегать к устройству шпунтов при $H < 2d$ и $\frac{b}{d} = 5$, когда выходной градиент получается с коэффициентом запаса около трех.

В практике уже давно отобрано это обстоятельство при плотных связных грунтах основания, когда частичный подмыв флютбета с низовой стороны все же не причинял ощутительного вреда.

Глава XIX

ПРАКТИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА ОСНОВНЫХ И СЛОЖНЫХ ФИЛЬТРАЦИОННЫХ КОНТУРОВ

1. Практическая оценка основных фильтрационных контуров

Практически наивыгоднейшим фильтрационным контуром является контур № 5, как не подверженный действию силы S_{ϕ} , на сопротивление которой уходит значительная часть веса бетонного флютбета в контурах №№ 1, 2, 3 и 4. Если при использовании контура № 5 в качестве основного возникает вопрос о желательном уменьшении глубины d шпунта по производственным соображениям, то в этом случае впереди контура № 5 в компенсацию следует устроить понур из глины, чтобы величина $i_{\text{вых}}$ сохранилась прежней. Контур № 4 (низовой шпунт) нежелателен из-за чрезмерной величины S_{ϕ} . Он должен быть заменен контуром № 3 (два шпунта), являющимся господствующим при устройстве водосливов. Контур № 3 имеет следующие преимущества:

- а) он удобен при борьбе с размывом русла в нижнем бьефе;
- б) дает хорошую защиту от вымывания грунта из-под плотины;
- в) облегчает бетонирование, так как шпунты являются готовой опалубкой.

Однако при малых напорах контур № 2 имеет преимущества перед контуром № 3 во всех тех случаях, когда борьба с размывом русла ниже плотины проходит в облегченных условиях (малые расходы, доступность флютбета для ремонта при поднятом напоре, когда в нижнем бьефе воды почти нет). В этих условиях легко следить за исправностью дренажа, возобновляя его после осмотра дна

реки у конца флютбета, который целесообразно обделать здесь коротким зубом с отверстиями для большей сохранности дренажа (рис. 146 и 147). Чтобы работы по замене дренажа не доставляли

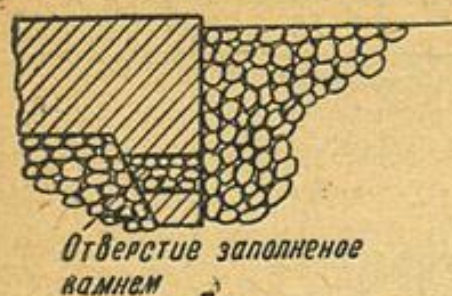


Рис. 146. Устройство обратного фильтра

Щели между досками
(доски без гребней и пазов)



Рис. 147. Применение досок без гребней и пазов вместо шпунтов

затруднений, толщина d_1 не должна быть велика, например, не более 0,60—0,80 м.

2. Сложные фильтрационные контуры

Рассмотрим фильтрационный контур с понуром при двухшпунтовом водобое (рис. 148). В этом контуре возникает надобность при напорах свыше 4 м, когда возрастание величины S_{ϕ} вызывает потребность утолщения водобоя, — мероприятия достаточно дорогого: нужны дополнительные земляные работы с водоотливом, продолжающимся и во время бетонирования, а также дополнительные затраты на бетон. Между тем, устраивая понур, мы уменьшаем S_{ϕ} , повышаем устойчивость водобоя на сдвиг и избавляемся от дополнительных дорогих работ; вместе с тем получаем достаточную защищенность флютбета от подмыва фильтрационными токами, не прибегая к углублению шпунтов, глубокая забивка которых при сохранении качества шпунтового ряда часто встречает затруднения.

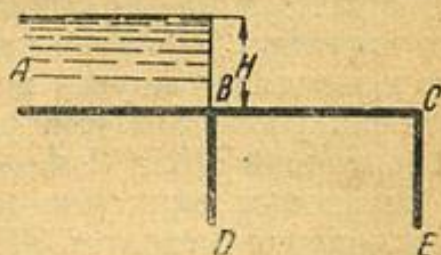


Рис. 148. Контур с понуром и двумя шпунтами

Расчет такого контура лучше всего произвести методом фрагментов, однако в предварительных соображениях можно пользоваться еще более простым приемом.

Построив развертку предложенного контура (рис. 149), отложим вниз по вертикали от точки A напор H и соединим точку F с точкой g. Тогда площадь эпюры BMNC должна изобразить ориентировочную величину давления S_{ϕ} (прием инж. Бляя, предложенный в 1910 году).

Однако опыт более точного проектирования и исследования методом ЭГДА показал, что действительная величина S_{ϕ} много больше. Отклонение может достигать нескольких десятков процентов.

Обычно понур из вязкого суглинка или глины имеет длину $2H-3H$ иногда более. Чем длиннее понур, тем больше указанная ошибка от применения приема Бляя.

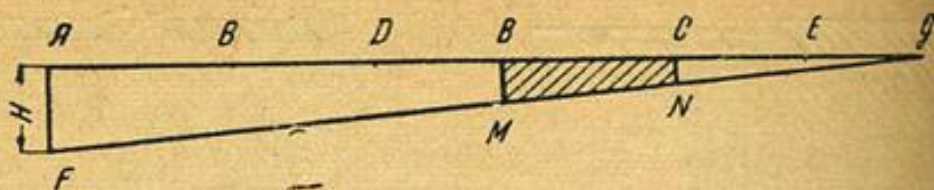


Рис. 149. Приближенный прием определения фильтрационного давления S_{ϕ} на водобой BC (рис. 148.)

Правильнее величину S_{ϕ} взять при удвоенной величине CN , если при этом $2CN < BM$, т. е. малую сторону эюры — трапеции надо удвоить, сохраняя большую сторону прежней. Равным образом и величину $i_{вмх}$ надо определить при $H_x = 2CN$, считая, что H_x теряется на низовом шпунте глубиной d , так что $i_{вмх} = \frac{1}{3} \frac{H_x}{d} = \frac{2}{3} \frac{CN}{CE}$. Такой прием дает обычно запас. Удалить этот запас

легко и более точным расчетом: по условиям подмыва шпунта водой с водослива не приходится устраивать низовой шпунт слишком коротким. Наличие камня в нижнем бьефе, уложенного вплотную к низовому шпунту водобоя на толщину d_1 , заставляет при построении развертки (см. рис. 149) учесть контур низового шпунта не величиной $2d$, а $2d - d_1$.

Остановим внимание на многшпунтовом контуре. Подробные исследования методом ЭГДА, проведенные в лаборатории МИИТ в 1932 году инж. Яковлевым, показали, что увеличение числа шпунтов сверх двух крайне незначительно отражается на величине S_{ϕ} , вследствие чего указанные контуры обычно не представляют практического интереса (разница 4—5%).

3. Сложные геологические условия

Излагая тему о воздействии фильтрационного потока под плотиной на флютбет и на его основание, мы всюду принимали неопределенно большую глубину проницаемого грунта или пласт проницаемого грунта конечной толщины, подстилаемый «непроницаемым» грунтом, т. е. гораздо более водоупорным, чем основание флютбета.

Прежде всего установим, при какой толще t проницаемого грунта в основании позволительно считать ее неопределенно большой. Исследования, произведенные в 1932 году в лаборатории МИИТ, показали, что без заметной погрешности это можно сделать при $b < t$. При меньшей толще t имеем случай конечной глубины проницаемого слоя под плотиной. При весьма малой величине t по сравнению с шириной флютбета b получаем линейное падение

вапора, но лишь для контура № 1. Наличие шпунтов меняет картину. Выше мы всюду принимали горизонтальное расположение пластов грунта. В действительности грунт может залегать наклонными пластами; менее проницаемый грунт может оказаться верхним пластом, а под ним пласт гораздо более проницаемого грунта и т. д. В сложных геологических условиях нельзя обойтись без использования метода ЭГДА при устройстве крупной плотины.

В следующей главе будут сообщены сведения, которые имеются в данное время о поведении фильтрационного потока в некоторых сложных геологических условиях. В лаборатории МИИТ в 1932 году методом ЭГДА установлено, что наличие геологического напластования, создающего сужение выхода фильтрационных вод из-под флютбета, вызывает увеличение S_{ϕ} , а сужение входа при расширенном выходе — уменьшение S_{ϕ} .

Количественную характеристику явления в каждом частном случае можно получить лишь методом ЭГДА.

Глава XX

ДВИЖЕНИЕ ФИЛЬТРАЦИОННОЙ ВОДЫ ПОД ПЛОТИНОЙ В ДВУХСЛОЙНОМ ГРУНТЕ

Все предыдущие расчеты фильтрации касаются случаев неопределенно большой толщи проницаемого грунта в основании или проницаемого верхнего слоя при непроницаемом (практически — менее проницаемом) нижнем слое грунта. Но возможен случай, когда верхний слой гораздо менее проницаем, чем нижний.

Проф. Терцаги первый обратил внимание на неблагоприятные условия работы плотины, когда основанием служит пласт малопроницаемого грунта, а под ним залегает пласт гораздо более проницаемого грунта.

В 1932 году в лаборатории МИИТ путем испытания моделей было установлено, что наличие в непроницаемом грунте тупиковых прослоек песка вызывает сосредоточение градиента в тупиках, что может повлечь деформацию грунта между прослойками и фундаментом. Так же и в том же году было установлено, что наличие под флютбетом наклонного малопроницаемого пласта (рис. 150) вызывает сосредоточение падения напора в малопроницаемом пласте, в особенности при резком различии в проницаемости пласта K'_{ϕ} и грунтов K''_{ϕ} , лежащих над ним и под ним.

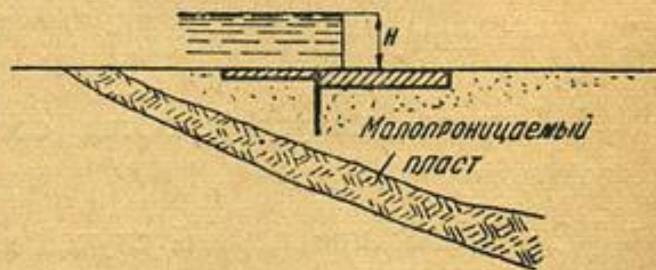


Рис. 150. Сложный геологический разрез

Если описанное явление не представляет опасности при относительно глубоком залегании малопроницаемого пласта, то находясь

ние непроницаемого пласта № 1 непосредственно под флютбетом. При горизонтальном пласте № 1 может угрожать выпором его нижний бьеф (рис. 151).

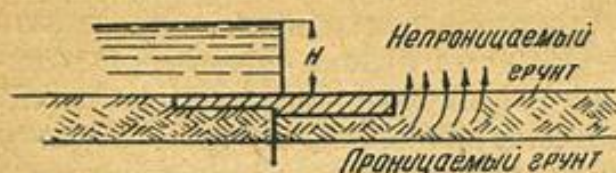


Рис. 151. Случай расположения пласта непроницаемого грунта под флютбетом на пласте проницаемого грунта

Для основного фильтрационного контура № 1 (без шпунтового контура) гидрогеолог проф. Каменский установил, что фильтрационный поток при этом почти под прямым углом пересекает малопроницаемый пласт, почти горизонтально идет под непроницаемой горизонтальной частью

флютбета и почти под прямым углом пересекает пласт № 1 при выходе фильтрационного потока в нижний бьеф. При этом в пределах малопроницаемого пласта в нижнем бьефе происходит потеря напора:

$$y_0 = \frac{H}{2 + b \sqrt{\frac{K'_\phi}{K''_\phi} \frac{1}{ht}}},$$

где:

H — напор плотины в метрах;

b — ширина непроницаемой части флютбета в метрах;

t — толщина верхнего пласта в метрах;

h — толщина нижнего пласта в метрах;

$\frac{K'_\phi}{K''_\phi}$ — отношение величин коэффициентов фильтрации верхнего и нижнего пластов.

В худшем случае потеря напора под горизонтальной частью флютбета незначительна по сравнению с потерями в верхнем и нижнем бьефах. Последние равны между собой. Следовательно, y_0

становится близким к $\frac{H}{2}$, т. е. половина напора H давит на верхний

пласт снизу вверх с силой $\frac{H}{2}$ т/м² при весе пласта в воде

t т/м². Отсюда для устойчивости сооружения необходимо $t > \frac{H}{2}$

или $2t > H$. Этот предельный случай имеет место, когда $\sqrt{\frac{K'_\phi}{K''_\phi} \frac{1}{ht}}$

близок к нулю. Нас, однако, интересует случай, когда при этом t — незначительная величина, следовательно, предельный случай отвечает малым величинам $\frac{K'_\phi}{K''_\phi}$ и t при большой величине h .

В предварительных соображениях об устойчивости верхнего малопроницаемого пласта (№ 1) для прочих основных контуров можно руководствоваться неравенством, обеспечивающим устойчивость основания: $y_0 < t$. При составлении технического проекта необходима проверка методом ЭГДА.

Глава XXI

ИНЖЕНЕРНЫЕ ПРИЕМЫ ДЛЯ УСТРОЙСТВА ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ И ВЕРТИКАЛЬНЫХ ПУТЕЙ ФИЛЬТРАЦИИ

1. Устройство вертикальных путей фильтрации

Простейшее средство для устройства вертикальных путей фильтрации — шпунтовые ряды, забиваемые с применением шпунтовых свай из дерева, металла или железобетона. Лишь при плотных галечно-гравелистых грунтах основания, позволяющих достигнуть значительного напора при умеренных издержках, переходят к устройству армированных шпор вместо шпунтов, помогающих своим весом и прочностью работе сооружения на сдвиг при высоком коэффициенте трения в основании. Шпора рассчитывается как брус равно-го сопротивления.

Бетонные шпоры в современной практике устраиваются обычно с применением производственных металлических шпунтов, играющих здесь вспомогательную роль, вследствие чего качество таких шпунтовых рядов может быть посредственным. Под их защитой происходит бетонирование шпор.

Описанный прием возник в 1930 году и пришел на смену дорогим кессонам, ранее применявшимся в подобных случаях.

Однако металлические шпунтовые ряды применяются для создания вертикальных путей фильтрации, но лишь при необходимости забить шпунты на значительную глубину, в особенности при труднопроходимых грунтах.

Наибольшая глубина, на которую опущен металлический шпунт плотины, равна 45 м (США, плотина Форт Пек). В СССР, при обилии леса, металлические шпунтовые сваи распространены слабо.

Деревянные шпунтовые сваи в СССР имеют почти исключительное применение в широком строительстве плотин благодаря дешевизне, обилию леса в стране и высоким техническим свойствам дерева: легкости транспорта и манипуляций со сваями, легкости обработки и упругости дерева при длительной сохранности его под водой.

Предельная глубина забивки деревянных шпунтовых свай зависит от их толщины, от рода грунта и опытности закоперщика и колеблется от 4 до 6 м, реже более, если не прибегать к опусканию свай путем подмыва. Впрочем, предельная длина деревянных шпунтовых свай в СССР не превышает 9 м, так как трудно заготовить достаточное количество прямослойных сосновых шпунтовых свай боль-

системы Вольфгольца, плотно прилегающие одна к другой и создающие сплошную преграду на глубину более 20 м. Диаметр трубы для бетонирования — 30 см (рис. 153).

Такой прием можно применить лишь при полной уверенности в

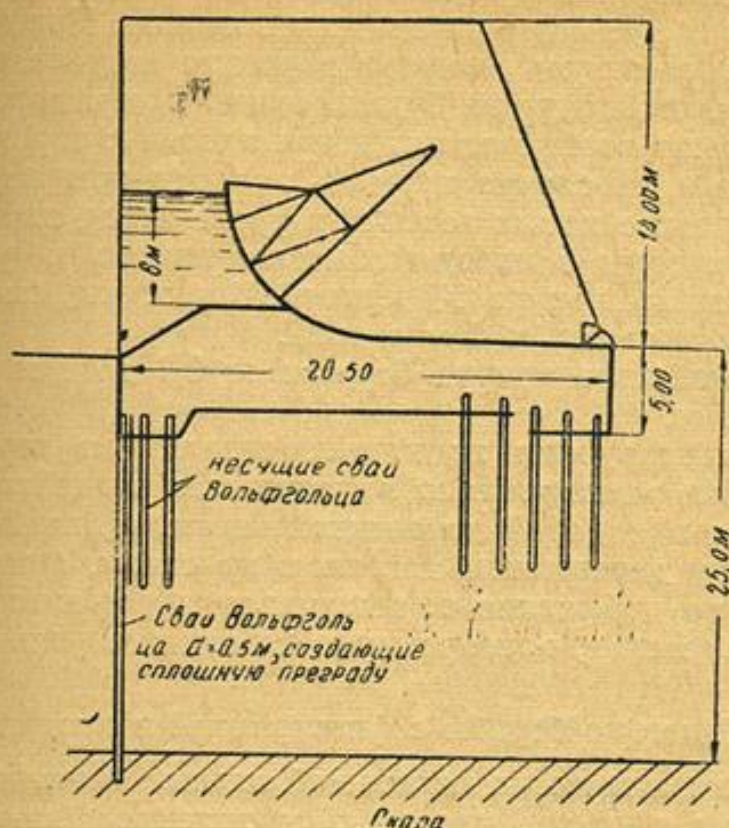


Рис. 153. Профиль плотины Персаио

опытности производственников, так как при ослабленном темпе бетонирования и вообще при слабом контроле легко получить дефектный ряд, с дырами между сваями.

В заключение остается отметить, что наиболее плотные, почти вовсе непроницаемые шпунны, бондарной работы, можно приготовить лишь из дерева при забивке в легкопроходимые грунты опытным закоперщиком.

После отрытия котлована плотины на Северном Донце было приступлено к бетонированию при забитых шпунтовых рядах. Водоотлив продолжался. При этом вода, скоплавшаяся вне шпунтовых рядов, не могла проникнуть в кюветы котлована вследствие плотности шпунтов. Пришлось просверлить в шпунтах дыры для спуска внешней воды в кюветы котлована и водобоя. Эти дыры были забиты затем деревянными пробками, хотя в дальнейшем бетон был поднят между шпунтами на высоту последних.

Металлические шпунтовые ряды отчасти фильтруют в замыкателях, заставляя прибегать к погружению в стыки реек из прямо-слойного дерева, песка и пр.

2. Устройство горизонтальных путей фильтрации

Для устройства горизонтальных путей фильтрации применяют мятую глину (за неимением ее — вязкий суглинок), бетон, железобетон и дерево.

Наиболее дешевой мерой является глиняный понур, устраиваемый в верхнем бьефе и покрываемый мощением. При этом необходимо убедиться расчетом (и путем изучения направления струй в паводок) в том, что понур не будет размыв при высокой воде. Эта опасность размыва возникает лишь для плотин с порогом близ дна реки, так как в этом случае скорость подхода повышенная.

Неучет в проекте косых течений в русле перед плотиной и скоростей подхода воды в паводок быстро привел к уничтожению длинного глиняного понура Кочетовской плотины, на Дону, хотя понур и был покрыт двойной мостовой.

Толщина глиняного понура берется от 0,8 до 1 м и более при напоре до 6—7 м.

Там, где конструкция из глины, создающая горизонтальный путь фильтрации, одновременно подвергается воздействию падающей на нее воды (водобой деревянной плотины), необходимо предохранить глину деревянным настилом по сваям, а между настилом и глиной во избежание ее выпучивания устраивать прикрытие в виде песчаного слоя, одновременно играющего роль фильтра.

3. Примеры борьбы с фильтрацией в плотинах

Соображения и выводы настоящей главы позволяют оценить проект плотины в части, касающейся явления фильтрации. Рассмотрим несколько примеров.

На рис. 154 показана схема профиля разборчатой плотины напором в 3,65 м; затворы на схеме не показаны (Нижне-Кундрюч-

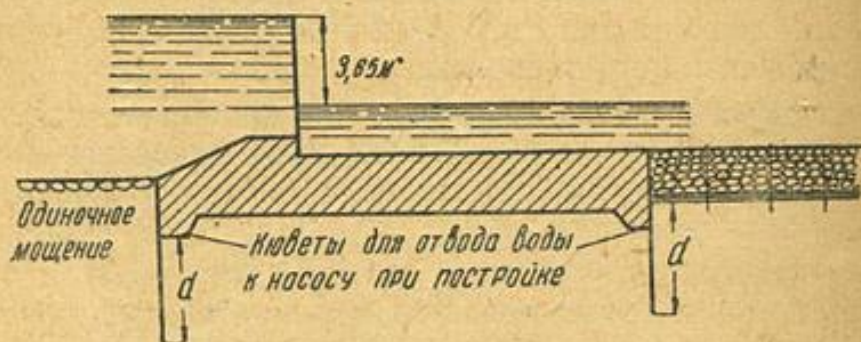


Рис. 154. Профиль Нижне-Кундрючской плотины

ская плотина, на Северном Донце, построенная автором в 1912—1913 годах на мелком песке). Понур — одиночная мостовая. Непроницаемый контур плотины образован шпунтовыми рядами вполне удовлетворительного качества (вертикальные пути) и бетонным флотбетом (горизонтальный путь). Наличие в нижнем бьефе каменной наброски с сухой кладкой поверху (по слою хвороста, чтобы

камень не зарылся в грунт) заставляет считать длину d вертикального пути фильтрации лишь от подошвы бетонного флютбета вниз. В верхнем бьефе надо взять тоже только путь d на случай подмыва. Шпунты сосновые, толщиной в 18 см. При ширине флютбета в 13,85 м и $d = 3$ м имеем: $i_{\text{вых}} = 0,2 \frac{H}{d} \cong 0,24$, т. е. налицо достаточный запас на вымывание грунта фильтрационной водой.

Незначительный коэффициент фильтрации грунта обеспечивает слабую утечку воды под плотиной.

Фильтрационное давление воды снизу вверх на бетонный флютбет равно $\frac{bH}{2} = \frac{13,85}{2} \times 3,65$. Это давление много меньше веса

флютбета, уменьшенного по закону Архимеда. Устойчивость при коэффициенте трения в основании $f = 0,45$ обеспечена. Отношение длины пути фильтрации к величине напора здесь оказалось равным семи.

Таких плотин до 1918 года в нашей стране выстроено много, причем лишь одна из них разрушилась вследствие того, что гравелистый грунт основания обусловил совсем плохое качество шпунтов, забитых к тому же не после отрытия котлована, а не до отрытия его, на чем настоял подрядчик из-за удобства производства работ (Белоомутская плотина на Оке, 1914 г.)

На рис. 108 показана полая железобетонная плотина с напором $H = 10$ м, выстроенная в 1910 году в штате Уисконсин (США). Грунт основания — песок средней крупности. Фильтрационный контур здесь состоит из одного верхового шпунта (горизонтальных путей нет) при $d = 15$ м. Шпунт металлический. Сваи забиты лишь для увеличения коэффициента трения в основании. Выходной гра-

диент: $i_{\text{вых}} = \frac{1}{3} \frac{H}{d} = \frac{1}{3} \times \frac{10}{15} = 0,22$, т. е. почти тот же, что и в предыдущем примере. Опасности вымывания грунта нет.

Здесь длина пути фильтрации лишь в три раза превышает величину напора (в предыдущем примере — в семь раз), а величина $i_{\text{вых}}$ осталась попрежнему равной 0,22. Отсюда вывод: дело не в длине пути фильтрации, а в форме пути. Самая выгодная форма пути — с преобладанием вертикальных путей фильтрации. Длина пути фильтрации — действенный прием лишь для уменьшения расхода фильтрационных вод.

При устройстве плотины на Свири решено было выстроить на глине массивный бетонный водослив. Глина — с прослойками песка, что обещало быструю осадку сооружения. Однако забивка шпунтов в глину встретила препятствие: они могли быть забиты лишь на незначительную глубину. Между тем надо было уменьшить величину силы S_{ϕ} , которая при широкой подошве водослива была огромна. Пришлось достигнуть устойчивости сооружения увеличением веса его и устройством понура. В этих целях был устроен

длинный понур сложной конструкции, скрепленный с бетонным водосливом (рис. 155 и 156). Сверху бетон плотины и деревянный верх понура покрыты двумя слоями асфальта толщиной в 1 см каждый.

Деревянная часть понура состоит из брусьев сечением 20×20 см; швы между брусьями заполнены цементным раствором, ниже уложено асфальтовое покрытие толщиной 75 мм по слою армированного асфальтового бетона, под которым подготовлена бетонная постель на портланд-цементе. Понур покрыт засыпкой на толщину в 1,50 м. Длинная водобойная часть понадобилась по условиям гашения вредной энергии воды.

Так как падение фильтрационного напора под плотиной далеко не пропорционально длине пути фильтрации, то пришлось прибегнуть к решению задачи методом ЭГДА в лаборатории. Лишь в лаборатории выявилась роль понура.

Борьба с вымыванием грунта из-под тела плотины идет здесь с помощью обратных фильтров в специальных колодцах.

Фильтрационный расчет такой плотины можно должным образом обосновать лишь с помощью ЭГДА, когда будет получено распределение напора под сооружением. Свирское сооружение — уникальное, работающее при коэффициенте трения f , равном в основании всего лишь 0,20, что заставило использовать в работе плотины на сдвиг также нижележащую часть сооружения, устроенную для гашения вредной энергии воды. Этой бетонной части сооружения придана весьма значительная толщина (4,74 м).

Рис. 157 показывает способ заделки шпунта при ожидаемой осадке водослива.

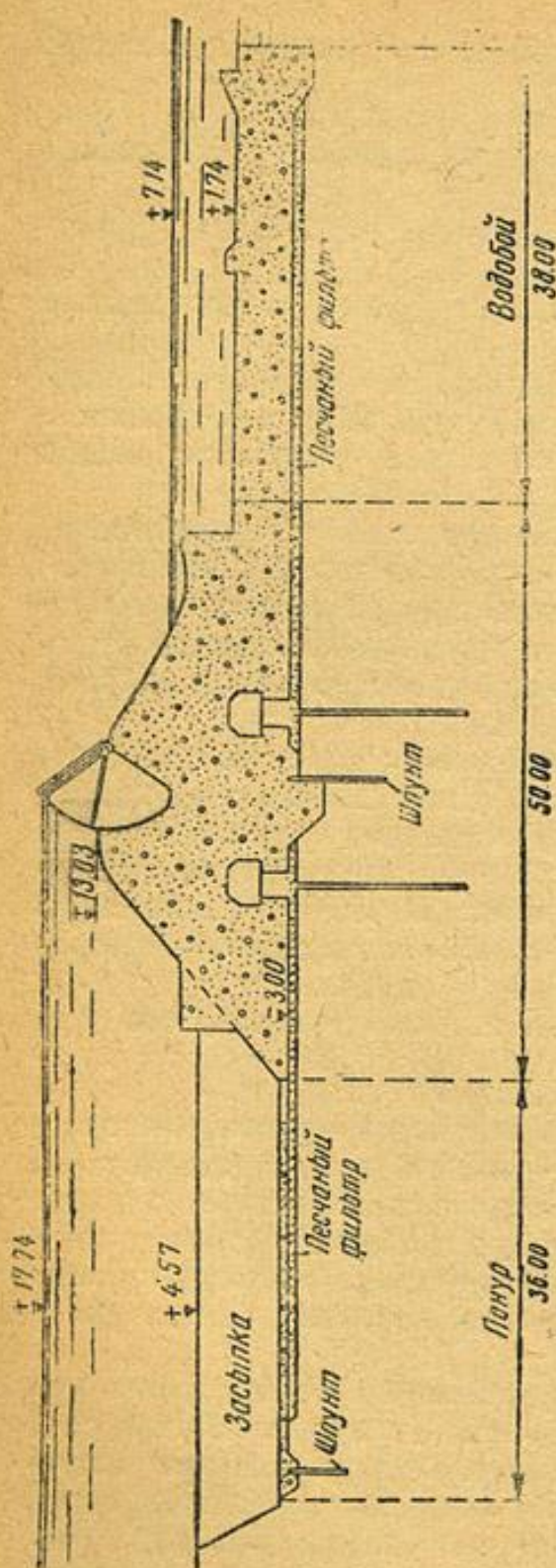


Рис. 155. Профиль Сви́рской плотины

В заключение сообщим некоторые дополнительные выводы в отношении проектирования фильтрационного контура:

1. Разборчатые плотины напором до 4 м не нуждаются в непроницаемом понуре, так как его применение привело бы к дальнейшему уменьшению глубины забивки водобойных шпунтов, и без

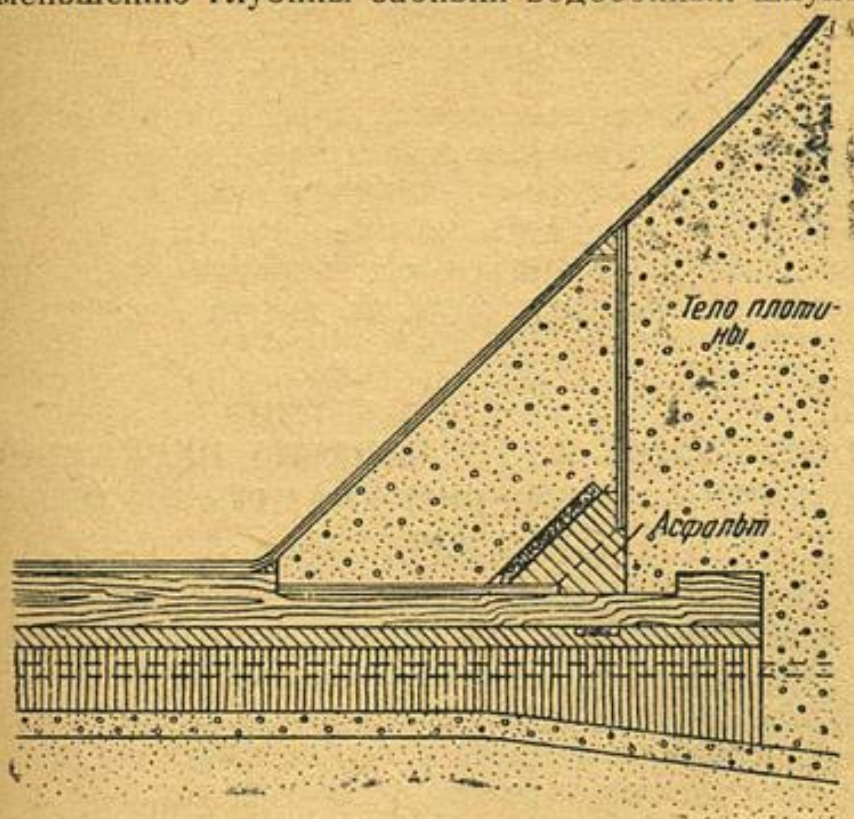


Рис. 156. Понур Свирской плотины

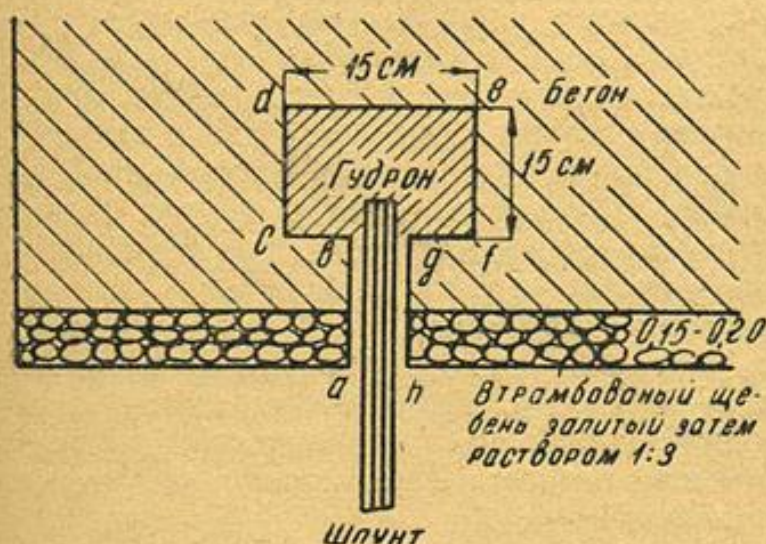


Рис. 157. Заделка шпунта при ожидаемой осадке водослива

того небольшой с точки зрения возможного их подмыва водой сверху; понур устраивается лишь как укрепление ложа реки.

2. При напорах в 5—7 м уже ощущается потребность иметь непроницаемый понур для уменьшения длины шпунтов и толщины флутбета (разборчатые плотины).

3. Эффект от устройства понура однако не прямо пропорционален длине его, а несколько слабее. При этом надо помнить, что непроницаемый понур в разборчатых плотинах — весьма уязвимая часть конструкции плотины; ее надо проверить на неразрываемость в паводок, приняв донную скорость, равной средней скорости потока, с учетом направления течения реки в паводок на данном ее участке (при косом направлении эффективное отверстие плотины уменьшается, а скорости движения воды увеличиваются).

4. С повышением порога водослива живое сечение реки в паводок возрастает и опасность размыва понура исчезает.

Глава XXII

СОПРЯЖЕНИЕ ВОДОСЛИВА НА НЕСКАЛЬНОМ ОСНОВАНИИ С ГЛУХИМИ УЧАСТКАМИ ПЛОТИНЫ И С БЕРЕГАМИ

Место сопряжения водослива с земляной плотинной является особенно ответственным, о чем свидетельствует практика плотинного строения, изобилующая примерами разрушения плотин из-за неудовлетворительности этого сопряжения. В самом деле, водосливной участок с непроницаемым телом, защищенный шпунтом в основании и имеющий один режим фильтрационного потока, переходит в тело земляной плотины, имеющее совсем иной режим фильтрационных вод. Совершенно очевидно, что простой стык здесь не годится. Применяющаяся в практике шпора, идущая от водослива и разобшенная от него температурно-усадочным швом, годится лишь в том случае, если она, превращаясь в диафрагму земляной плотины, опирается внизу на шпунт, являющийся продолжением верхового шпунта плотины. Глубина забивки шпунта должна быть та же, что и под водосливом, длина шпоры—диафрагмы—не менее величины напора. При металлическом шпунте диафрагму целесообразно приготовить из железобетона, при деревянном — из дерева. К сожалению, в практике узел сопряжения иногда выполняется кое-как, применяется случайная конструкция, принципиально мало продуманная. Такой прием не проходит безнаказанно: с увеличением напора практические последствия ошибок становятся все более и более серьезными. Этим объясняется боязнь устраивать сопряжение земляной плотины с водосливом на скальном грунте при значительном напоре.

Сопряжение водослива с берегом несколько менее ответственно в связи с уменьшением действующего напора в сопряжении, однако оно выполняется по тем же принципам. При этом шпунт в направлении на берег делается все более и более коротким, равно как и диафрагма в связи с уменьшением высоты земляной части плотины по направлению к берегу.

Глава XXIII

РАСЧЕТ УСТОЙЧИВОСТИ И ПРОЧНОСТИ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ВОДОСЛИВОВ НА НЕСКАЛЬНОМ ОСНОВАНИИ

1. Влияние бычков и контрфорсов на расчет устойчивости водослива

Расчет бетонного водослива сводится к расчету бычков и тела водослива.

При расчете бычка необходимо помнить, что он работает при действии сил:

- а) давления воды на торец бычка;
- б) давления воды на затвор (один пролет);
- в) веса бычка;
- г) взвешивающего S_a и фильтрационного S_{ϕ} давлений.

Кроме того при отвесной верховой грани бетонного бычка необходимо учесть давление льда.

Расчет тела водослива целесообразно вести на один погонный метр его длины, тогда как при расчете бычка все силы следует относить к действительной его толщине. При расчете тела водослива сила давления воды на затвор отсутствует; остальные перечисленные силы имеют место.

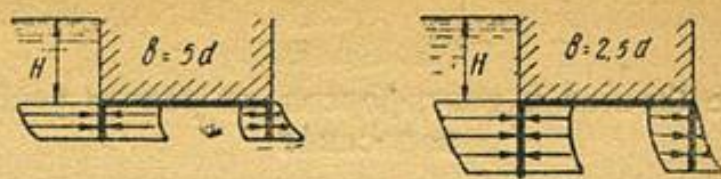
Приведенные соображения относятся также к бычкам полый железобетонной плотины, но не к ее контрфорсам (см. рис. 108), в работе которых давление воды на затвор отсутствует; расчет контрфорса ведется при учете всех сил, действующих в пролете между двумя контрфорсами. Устойчивость тела бетонного водослива, его бычков, а также железобетонной плотины и ее контрфорсов должна быть обеспечена весом указанных элементов. Для предотвращения появления трещин, вызываемых статическими условиями, необходимо стремиться к удержанию единого коэффициента устойчивости тела водослива, бычков и контрфорсов и единой осадки этих элементов.

Шпунтовые ряды в песчаных основаниях, дающих почти полную осадку во время постройки, можно размещать так, чтобы они служили опалубкой при бетонировании (напор до четырех метров). С увеличением напора, поднятие которого дает существенную дополнительную осадку, а также с повышением сжимаемости грунта основания целесообразно перейти к иному закреплению головки шпунтов, как показано на рис. 157. Поверхности ab и gh должны быть смазаны гудроном.

2. Обеспечение прочности шпунтов при эксплуатации плотины

Шпунтовые ряды должны иметь ту прочность, которая требуется условиями их погружения в грунт. Удовлетворительная забивка шпунтов на глубину до 4 м может быть произведена опытным закоперщиком при толщине досок шпунта в 75 мм даже в песчаный грунт при весе бабы в 500 кг.

С увеличением глубины забивки шпунта необходим переход к иной их толщине (18 см), с которой надо считать сопряженным вес



(в масштабе)



Рис. 158. Статические условия работы шпунтовых рядов в двухшпунтовом контуре при различном соотношении ширины флютбета и глубины шпунта

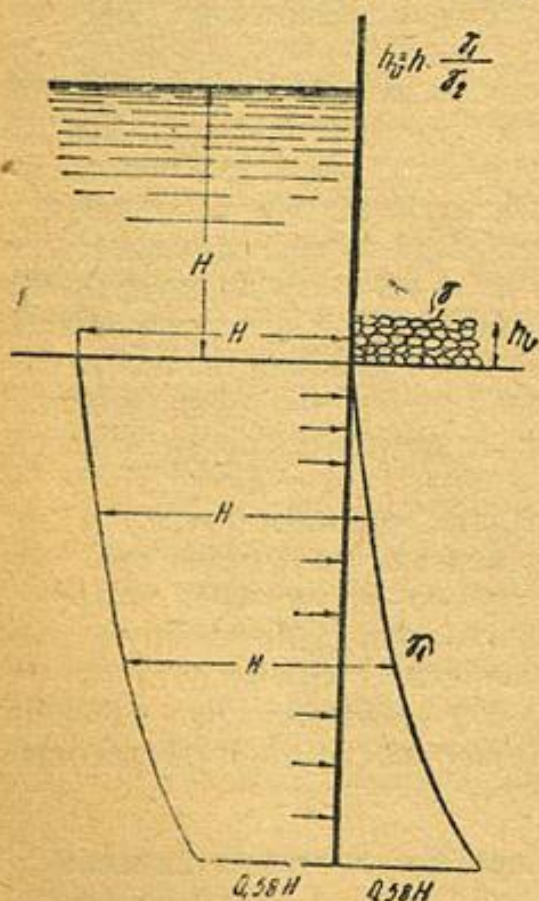


Рис. 159. Одиночный шпунт без флютбета и статические условия его работы

бабы в одну тонну. После поднятия напора на шпунтовые стенки интересующих нас фильтрационных контуров №№ 2, 3 и 5 (рис. 158—160) будут давить фильтрационная вода и грунт с обеих сторон. Давление воды на шпунт с верхней стороны больше, нежели с низовой, что может прижать шпунт к грунту, лежащему ниже по течению. В силу вступает активное давление грунта с верхней стороны и пассивное давление с низовой стороны. Так как при использовании контуров №№ 2 и 3 получаем пассивное давление повышенное, определяемое также давлением подошвы водослива на грунт, то здесь эпюра пассивного давления — трапеция со сторонами:

$$\text{верхней } \gamma h_v \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

и нижней

$$\gamma (H + h_v) \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right),$$

Это приводит к неравенству для определения потребной толщины h засыпки, а именно:

$$\gamma_1 h_v \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \geq H,$$

или

$$\gamma_1 h \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) > H,$$

что дает

$$h > \frac{H}{\gamma_1 \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)}.$$

Так, при $\varphi = 30^\circ$ и $\gamma_1 = 1,7 \text{ т/м}^3$ имеем $h > \frac{H}{5,10}$. При $H = 10 \text{ м}$ получаем $h > 2 \text{ м}$ (см. рис. 159), когда вода в нижнем бьефе стоит на уровне подошвы плотины.

Контур № 2 имеет обеспеченное давление σ у шпунта на грунт от водослива. Если бы это давление было лишь в 1 кг/см^2 (обычно обеспечено больше), т. е. 10 т/м^2 , то $h_v = \frac{10}{1} = 10 \text{ м}$, и интенсивность отпора вверху шпунта при $\gamma = 1 \text{ т/м}^3$ была бы равна

$$\gamma h_v \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) = 10 \times 3 = 30 \text{ т/м}^2$$

при $\varphi = 30^\circ$, что в несколько раз превышает потребную интенсивность отпора даже при $d = 1,6H = 16 \text{ м}$ (наш частный случай, рис. 160). При меньшей глубине d шпунта статические условия работы его улучшаются.

Таким образом, лишь контур № 5 требует дополнительных мер для улучшения условий его службы.

3. Основы расчета бетонного водослива массивного типа

Бетонный водослив массивного типа, высотой до 15 м, может быть устроен на малосжимаемом нескальном грунте, например, на плотном песке, гравелистом грунте или материке. В целях выравнивания напряжений в основании водослив устраивают несколько распластанным (рис. 161). Редкий пример устройства водослива рассматриваемого типа — Свирская плотина на глине в условиях, когда быстрая осадка основания была обеспечена наличием слоев песка в глине, сыгравших роль дренажа.

Для уменьшения величины S_ϕ верховой шпунт выгоднее забить глубже низового, имеющего расчетную глубину d , определяемую величиной выходного градиента. Уменьшению величины S_ϕ способствует также устройство глиняного понура, который при поднятом пороге водослива получает спокойные условия работы и в межень, и в паводок.

Фильтрационные расчеты надлежит выполнять методом фрагментов.

В качестве рисбермы на рис. 161 показаны ряжи, приготовленные из брусьев, срубленных в просвет, и загруженные камнем. Как

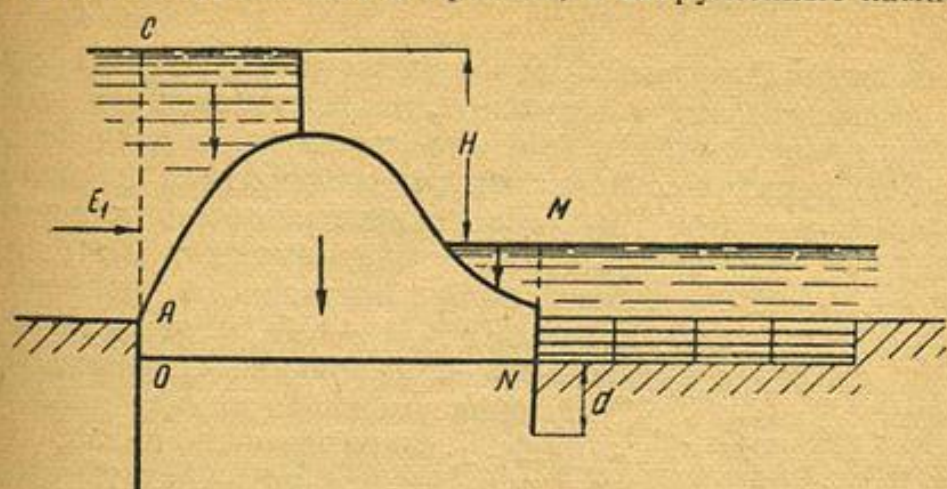


Рис. 161. К расчету бетонного водослива

показал опыт эксплуатации плотин на Алтае, такие ряжи из брусьев работают долго и исправно. В конце ряжей необходимо сделать гаситель в виде порога.

Статический расчет водослива надо произвести для двух случаев: в условиях наинизшего горизонта воды в нижнем бьефе при нормальном подпорном горизонте воды в верхнем (первый случай) и при наивысшем горизонте воды верхнего бьефа, когда в нижнем бьефе устанавливается горизонт, отвечающий расходу воды в па-водок (второй случай).

Силами, действующими на водослив, являются (см. рис. 161):

- 1) вес воды над гранями;
- 2) вес бетона водослива;
- 3) сила $S = S_{\phi} + S_{\sigma}$ (сила S_{σ} берется при глубине воды нижнего бьефа над подошвой плотины);

4) сдвигающая сила $E_1 - E_2$ (рис. 162). Сила E_1 — горизонтальное давление воды и наносов со стороны верхнего бьефа, принимаемая с запасом, как показано на рис. 162, сила E_2 — горизонтальное давление воды и наносов со стороны нижнего бьефа.

Ряжевое укрепление русла при расчете устойчивости плотины игнорируется: целостность плотины должна быть обеспечена и в случае разрушения ряжей.

Уравнение равновесия имеет вид:

$$f \Sigma P_i = K(E_1 - E_2),$$

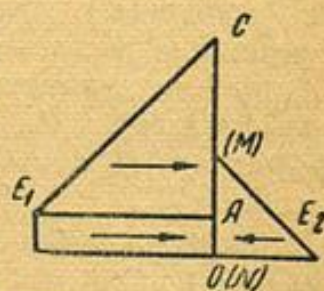


Рис. 162. К расчету устойчивости водослива

где:

$$f = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\sigma} \text{ при условии, что } \sigma > 1 \text{ кг/см}^2;$$

K — коэффициент запаса.

Здесь σ равна максимальному давлению на основание в килограммах на квадратный сантиметр в предположении, что сила S_0 могла и не успеть возникнуть при поднятии напора при малой величине K_ϕ .

Такой условный прием расчета можно допустить лишь при умеренном давлении на основание, не превышающем величины $\sigma = 3,50 b \gamma \operatorname{tg} \varphi + 2c(1 + \operatorname{tg} \varphi)$, как это установлено исследованиями Всесоюзного научно-исследовательского института гидротехники

Таблица 18

σ кг/см ²	K
2,5	1,50
3,0	1,75
3,5	2,00

(см. «Геотехнические расчеты оснований», Стройиздат Наркомстроя, 1941 г.). При этом коэффициент запаса должен быть равным в 1,35—1,40. С увеличением давления σ на основание сдвигающая плотину сила уменьшается, что должно быть отражено в коэффициенте K запаса, который при расчете по данному условному приему должен быть взят согласно табл. 18.

Этот прием избавляет от необходимости в предварительном проекте рассчитывать сооружение на сдвиг по криволинейной поверхности скольжения, которая фактически имеет место при $\sigma > 3,50 b \gamma \operatorname{tg} \varphi + 2c(1 + \operatorname{tg} \varphi)$.

Расчет, произведенный в самых невыгодных, но практически возможных условиях (отрыв разрезного водобоя, если он не запроектирован массивным, подмыв рисбермы с образованием ямы за плотиной, сильный ветер, оказывающий значительное давление на верхнюю часть плотины с надстройками, одновременное давление льда на бычки и пр.), должен гарантировать целостность плотины. В этих условиях коэффициент запаса следует взять по табл. 19.

Таблица 19

σ кг/см ²	K
$3,50 b \gamma \operatorname{tg} \varphi + 2c(1 + \operatorname{tg} \varphi)$	1,15
2,5	1,25
3,0	1,40
3,5	1,60

При исчислении величины σ в расчете бычков надо принять во внимание также вес мостов, затворов, механизмов и кранов.

Однако в окончательном проекте при $1,75 \gamma B \operatorname{tg} \varphi + 2c(1 + \operatorname{tg} \varphi) > \sigma_{\max} > \sigma_{\text{крит}}$ (при $B = 2b$) необходима проверка по методу криволинейных поверхностей скольжения, дающему коэффициент запаса

$$K = \frac{M_{\text{сопр}}}{M_{\text{обр}}},$$

где:

$M_{\text{сопр}}$ — момент пассивных сил;

$M_{\text{обр}}$ — момент активных сил.

К активным силам относятся вертикальные и горизонтальные нагрузки от сооружения и собственный вес грунта выпираемой приз-

мы MTN (рис. 163), к пассивным силам — силы трения и сцепления, развивающиеся на поверхности скольжения и определяемые по указаниям, данным в § 3 главы II. При этом $M_{обр} = Pa - P_2b - + P_1b + Ed$. Так как прямая MN — горизонтальная, то $P_2b = P_1b_1$ и $M_{обр} = Pa + Ed$. При вычислении силы P надо вычесть вес грунта в объеме заглубленной части сооружения, чтобы призма выпора была симметрична и чтобы $P_1b_1 = P_2b_2$.

Расчет производится путем пробных попыток.

Для этого проводим ряд вертикалей и на каждой вертикали намечаем точки, как возможные центры O поверхности скольжения.

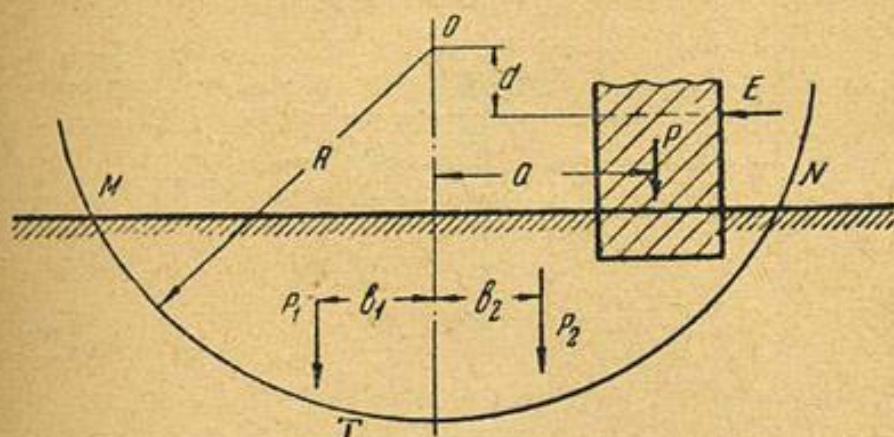


Рис. 163. К расчету на выпирание по криволинейной поверхности скольжения

Для каждой вертикали берем четыре-пять точек. Каждое положение центра O дает свой коэффициент $K = \frac{M_{сопр}}{M_{обр}}$. Минимальное значение K и есть искомый коэффициент устойчивости, который не должен быть меньше 1,25—1,40.

4. Основы расчета бетонного водослива с пониженным порогом при значительном напоре

Данный тип водослива следует применять при галечно-гравелистых грунтах основания при напорах свыше 4—5 м и до 8—10 м (рис. 164).

При статическом расчете необходимо обратить внимание на:

а) допущенные скорости движения воды по понуру в паводок и степень обеспеченности понурой части плотины (подмыв водобоя в верхнем бьефе):

б) предусмотренные меры предотвращения размыва дна русла за плотиной и допущенную в проекте степень размыва русла при эксплуатации.

Выполненный по методу фрагментов фильтрационный расчет контура $АВВГДЕЖИ$ должен выявить все горизонтальные силы по граням $АВ$, $ВГ$, $ДЕ$ и $ИЖ$, а также вертикальные силы $S_a + S_{\phi}$,

действующие на грани BB , $EЖ$, $ГД$ и AQ . Здесь, кроме того, надо убедиться в прочности массива $ДЕЖИ$ при действии распора грунта на грань $ДЕ$, давления воды на ту же грань, давления воды на грань $ИЖ$ и отпора $ИЖ$.

Следует учесть полезную роль призмы грунта $ВГДМ$, препятствующей сдвигу плотины с силой, исчисляемой площадью эпюры (рис. 165).

Активными силами, сдвигающими флютбет, являются:

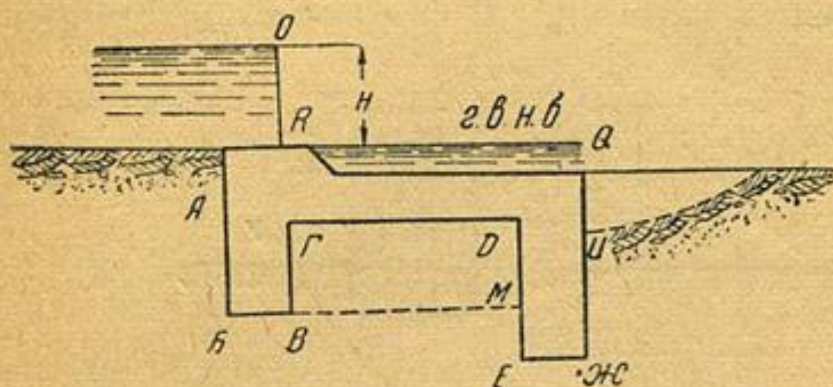


Рис. 164. Флютбет плотины значительного напора на грунте с высоким сопротивлением сдвигу

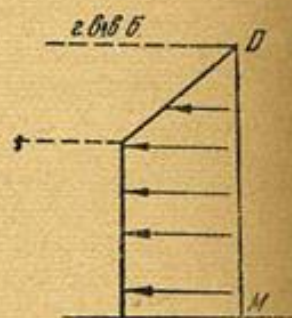


Рис. 165. Сопротивление сдвигу грунта в колодце $ВГДМ$

а) фильтрационное давление на грани $AB—ГВ$ и на грани $ДЕ—QЖ$;

б) давление земли на грани $AB+ME$.

Пассивные силы (на один погонный метр флютбета):

а) сопротивление грунта сдвигу ($ВГДМ$, рис. 164 и 165);

б) сопротивление сдвигу бетонного тела водослива с водой на нем за вычетом вертикальной силы $S_a + S_{\phi}$.

При расчете бычков добавляется давление воды на затвор и льда на бычок.

Устойчивость сооружения обеспечена, если $E_{акт}K = E_{пасс}$ при $K = 1,3 \div 1,4$.

Прочность как верховой, так и низовой шпор должна быть обеспечена армированием, как работающих при действии горизонтальной силы, равной разнице между отпором и распором грунта, уменьшенной на разность фильтрационных давлений слева и справа.

5. Железобетонный полый водослив с фильтрационным контуром № 5, т. е. без плиты в основании

Здесь сдвигающая сила равна разнице площадей эпюр E_1 и E_2 (рис. 166). Интенсивность давления фильтрационной воды под вер-

ховым зубом, переходящим в шпунт, следует принять в $0,60H$ (см. рис. 159). Под бычками и контрфорсами сила S_{ϕ} отсутствует, а сила S_{δ} налицо. В остальном см. §§ 1 и 2 настоящей главы. Расчет ведется не на один погонный метр, а на целую секцию водослива, т. е. на пролет.

6. Полый бетонный безарматурный водослив (плотина Сенкова)

Полый бетонный безарматурный водослив получается из предыдущего типа водослива, известного с 1910 года, путем отказа от арматуры, добавления засыпки, а также продольных вертикальных стен и утолщения плит (рис. 167), работающих с напряжениями на изгиб и на скалывание до 3 кг/см^2 (предложение А. М. Сенкова), что ограничивает применение водослива данного типа при напорах до 8—10 м. Плиты во всей конструкции работают как заделанные по всему контуру. Лишь напорная нижняя плита заделана по трем кромкам и свободна на четвертой, вследствие чего ра-

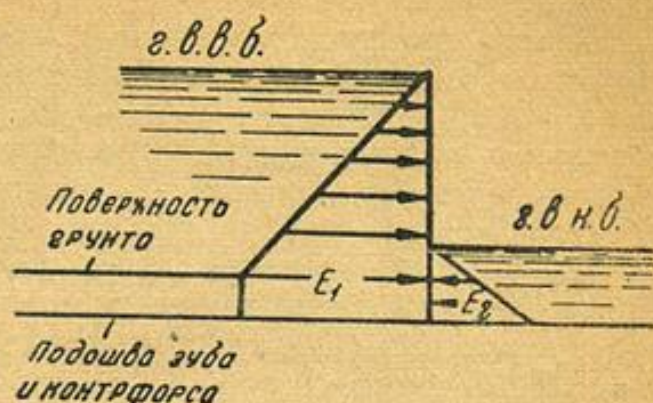


Рис. 166. Эпюра горизонтальных сил в случае полого железобетонного водослива

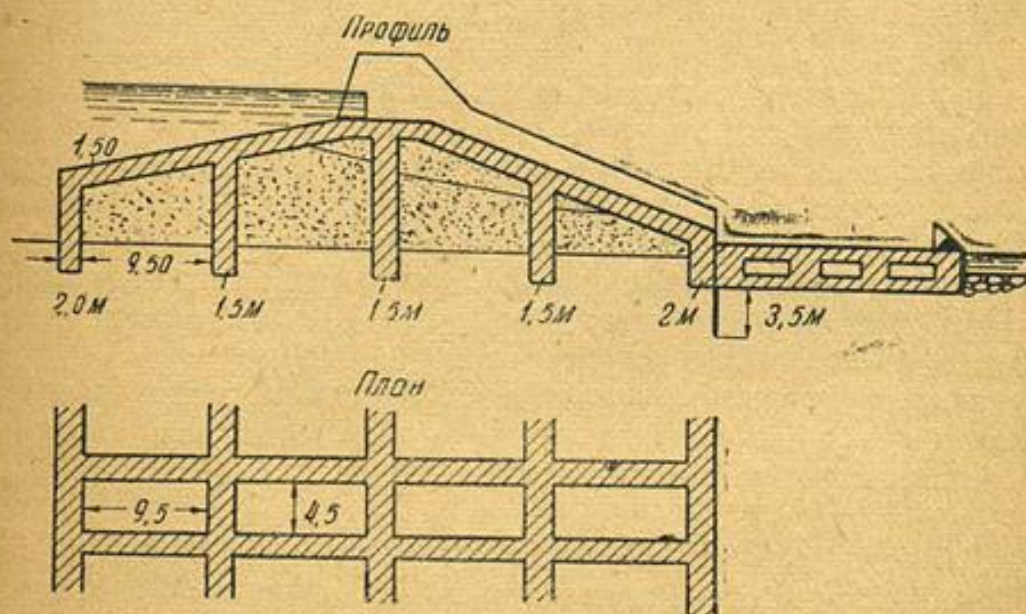


Рис. 167. Плотина по проекту Сенкова (напор 11 м) с засыпкой колодцев грунтом и с низовым шпунтом

ботает в менее выгодных условиях, с появлением растягивающих усилий ранее, чем они возникают в прочих элементах конструкции. При такой конструкции водослива план фундамента его имеет вид,

показанный на рис. 167. Водослив состоит из отдельных секций, соединенных температурно-усадочными швами.

Степень распластанности сооружения определяется, с одной стороны, напором водослива, а с другой, — степенью устойчивости грунта.

Ширина профиля водослива в основании B превышает высоту водослива от подошвы до гребня его приблизительно в $2\frac{1}{2}$ —3 раза при $f = 0,35$ — $0,40$ и $K = 1,35$ — $1,40$. Пробными расчетами устанавливают также ширину B и наклон верховой и низовой граней водослива, чтобы давление на грунт основания было более или менее равномерным во всех стадиях работы сооружения.

Бетонный каркас водослива с жестко скрепленными между собой элементами при воздействии на него сил веса бетона, давления воды и реакции грунта испытывает поперечный горизонтальный и продольный изгиб.

Изгибающий момент от общего продольного изгиба секции водослива по Папковичу не превышает при этом

$$M_1 = \frac{RL}{50},$$

где:

R — полная реакция основания;

L — длина секции водослива.

Максимальная величина момента от общего поперечного изгиба не превышает:

$$M_2 = \frac{BR}{48}$$

(см. проф. Папкович, Статический расчет бетонного каркаса плотины Сенкова).

Продольный изгиб полый бетонной плотины является следствием неравномерного распределения как вертикальной нагрузки плотины, так и вертикальных реакций ее основания. С точки зрения работы продольных стен надо стремиться к увеличению числа поперечных стен, поэтому поперечные стены ставятся чаще, чем продольные (например, вдвое).

Однако при толщине a_1 крайних поперечных стен вдвое меньшей промежуточных поперечных стен, момент от продольного изгиба мал и не зависит от длины секции.

Общий горизонтальный изгиб плотины.

Горизонтальная сила давления воды уравнивается силами трения подошвы водослива о грунт. Расчетная секция плотины длиной L принимается за балку, нагруженную горизонтальной нагрузкой. Наибольший изгибающий момент при $a_1 = 0,5 a_2$ невелик. Он представляет относительно малый интерес:

$$M_{\max} = -qa \frac{a_2 + a}{8},$$

где:

q — активная горизонтальная нагрузка на один погонный метр балки на протяжении колодца;

a — расстояние в свету между поперечными стенками.

Перейдем к определению давления водослива на грунт.

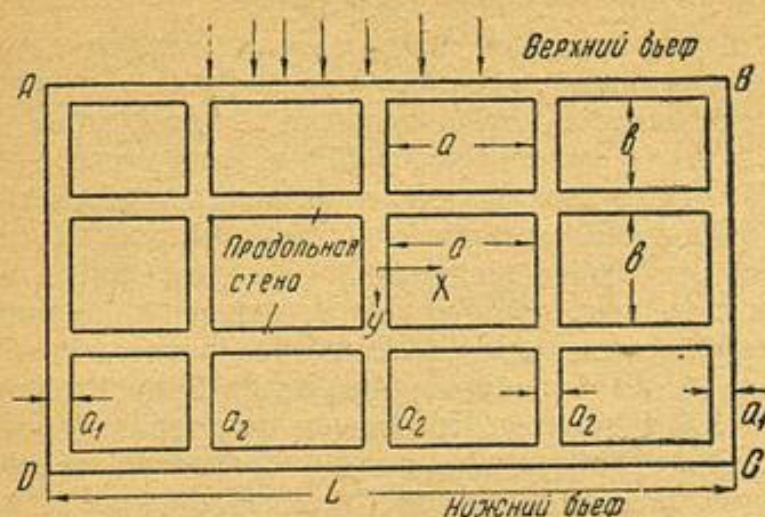
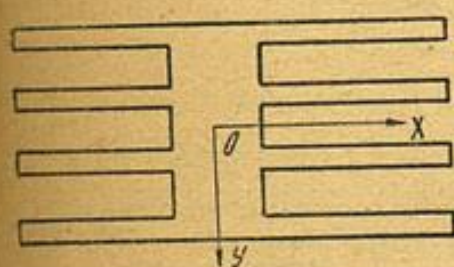


Рис. 168. План-разрез плотины Сенкова

План фундамента секции плотины имеет вид прямоугольника $ABCD$ (рис. 168), облегченного рядом вырезов. При определении давления плотины на грунт удобнее заменить это сечение эквивалентным ему более простым сечением (рис. 169), разбиваемым на отдельные прямоугольные элементы. Для этих последних находим площадь, статический момент и моменты инерции относительно оси, проходящей через собственный центр тяжести элемента, а также относительно оси всего сечения подошвы фундамента (рис. 170).



Эквивалентное по площади сечение
плотины

Рис. 169. Эквивалентное по площади сечение водослива (план)

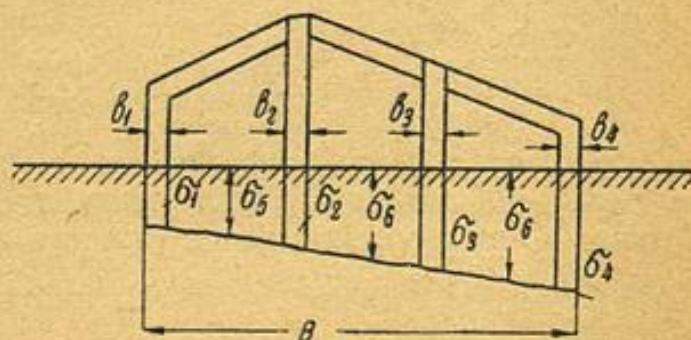


Рис. 170. К определению вертикального давления на грунт

Таким образом, находим полный момент инерции всего сечения площадью Ω . Величина σ нормального давления на грунт от водослива равна:

$$\sigma = \frac{P}{\Omega} + \frac{M}{I} y,$$

где:

P — действующий вес водослива (вес бетона за вычетом величины S_{ϕ} на переднюю продольную стенку и S_{ϕ} на все стенки водослива плюс вес воды над водосливом);

Ω — площадь всей его подошвы;

I — момент инерции всего сечения относительно оси OY ;

y — расстояние от наиболее удаленных точек сечения, а также от центров тяжести сечения каждого элемента;

M — момент силы действующего веса водослива.

Таким образом, будет определен и максимум и минимум величины σ , а следовательно, и степень равномерности давления на грунт основания, а также величины σ_{cp} для каждого элемента, что понадобится в дальнейшем, при расчете прочности плотины. Момент M определится после нахождения весов и центров тяжести отдельных элементов бетонного водослива рассматриваемой секции, сил S_{ϕ} и S_{ϕ} , а также величины и положения силы E . В итоге будем знать все действующие силы и их плечи, а следовательно, и суммарный момент M всех сил относительно оси OX .

Распределение силы горизонтального сопротивления плотины сдвигу ее

Горизонтальная составляющая давления воды E уравнивается силой трения плотины о грунт. Эту последнюю силу будем считать приложенной к поверхности нижнего среза плотины и пропорциональной давлению σ бетонного каркаса на единицу поверхности грунта (см. рис. 170). При общем давлении P каркаса на грунт величина силы трения, приходящаяся в любой точке площади фундамента, равна:

$$\tau_i = \frac{E}{P} \sigma_i,$$

а на всю площадь

$$\frac{E}{P} \sigma_i \Omega = \frac{E}{P} P = E.$$

Для определения величины силы трения на какой-либо элемент ω_i площади подошвы фундамента достаточно, зная величину давления σ на грунт в центре тяжести этой площади ω_i , перемно-

жить величины $\frac{E}{P}$, σ_i и ω_i .

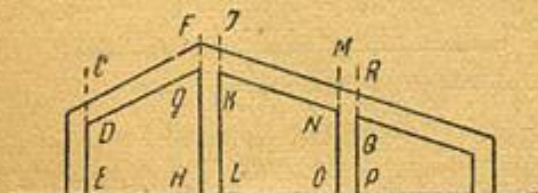


Рис. 171. К расчету на скалывание

Поперечный изгиб плотины (рис. 171)

К плотине в плоскости ее поперечных сечений приложены усилия, которые неизбежно вызывают ее поперечный изгиб, а именно

- 1) давление воды (вертикальное и горизонтальное);
- 2) вес бетона;

- 3) вертикальные реакции основания;
- 4) сила трения фундамента об его основание.

Рассмотрение поперечного изгиба позволит проверить правильность принятых в проекте толщин поперечных стенок водослива, идущих по направлению течения воды. При рассмотрении усилий, приложенных в каждой отдельной части плотины, начнем с усилий, приложенных к передней стенке.

К ней приложены:

- 1) собственный вес стенки (за вычетом S_a);
- 2) давление воды на переднюю грань и сила S_{ϕ} ;

3) горизонтальная реакция основания $\sigma_1 b_1 L \frac{E}{P}$, где L —длина секции;

4) силы отпора грунта и распора грунта особо не учитываются, так как они уже участвуют в работе фундамента на выпирание;

- 5) вертикальная реакция основания ($\sigma_1 b_1 L$).

Суммируя все эти силы, можно заменить их некоторой горизонтальной силой H , вертикальной силой V и моментом, приложен-

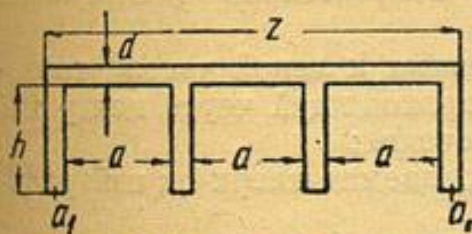


Рис. 172. Сечение в виде гребенки

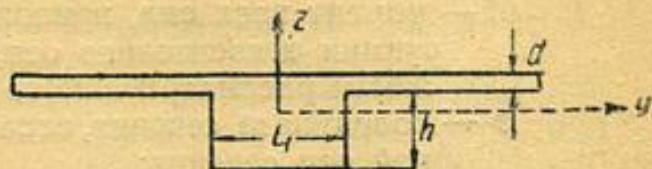


Рис. 173. Более простое сечение

ными к любой точке рассматриваемой стенки. Аналогично находим и остальные составляющие равнодействующей сил, приложенных к поперечным и продольным стенкам и к плитам над колодцами. При этом всякий раз надо находить все силы, действующие на соответствующую часть водослива: для верхней плиты—собственный вес и давление воды, для поперечных и продольных стенок—вес, вертикальную реакцию основания и силы трения об основание плотины.

Все найденные силы должны быть взаимно уравновешены.

Определение нормальных и скалывающих напряжений в различных сечениях поперечных стенок плотины (см. рис. 171) надо произвести для сечений CDE , FGH , IKL и т. д., где поперечные стенки соприкасаются с продольными. Эти сечения имеют вид гребенки (рис. 172). При определении элементов поперечного сечения они могут быть заменены более простым сечением (рис. 173), где, как и ранее, $L_1 = 2a_1 + \Sigma a_2$ есть суммарная толщина всех поперечных сечений каркаса, L —полная длина рассчитываемой секции каркаса, h —высота сечения от основания плотины до нижней поверхности верхней плиты, d —толщина верхней плиты в данном сечении, измеряемая по нормали к плите.

Для сечений *CDE*, *FGH* и прочих перечисленных выше надо установить положение нейтральной оси (см. рис. 171) и величину момента инерции относительно этой оси, далее просуммировать усилия, приложенные к конструкции левее рассматриваемого сечения, найти нормальную силу *H*, скалывающую силу *N* и изгибающий момент *M* для каждого из рассматриваемых усилий. Тогда напряжение в любой точке сечения найдем по формулам:

$$\sigma = -\frac{H}{F} + \frac{M}{I}z,$$

$$\tau = \frac{NS}{I\delta},$$

где:

H — сумма горизонтальных сил, приложенных к левой части конструкции;

F — площадь всего рассчитываемого сечения;

I — момент инерции сечения относительно нейтральной оси;

M — момент всех сил, приложенных к левой части конструкции относительно оси, проходящей через центр тяжести рассматриваемого сечения;

z — координата сечения, отсчитываемая вверх от нейтральной оси сечения;

N — сумма вертикальных сил, приложенных к левой части сечения;

S — статический момент части сечения, отсекаемой данным разрезом, взятый относительно нейтральной оси сечения;

δ — толщина разреза, мысленно проведенного в месте, для которого находим τ .

Упомянутые разрезы следует делать горизонтально при нахождении напряжения τ в стенке, и вертикально — при нахождении этого напряжения в пояске. Напряжения τ составляют в плоскости сечения плотины поток скалывающих напряжений, показанный на рис. 174.

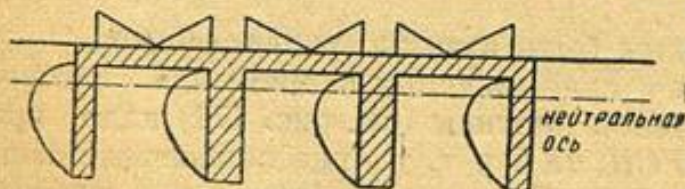


Рис. 174. Скалывающие напряжения при поперечном изгибе

Если толщина верхней плиты *a* не слишком мала по сравнению с *d*₁ и *d*₂ (что всегда обеспечено), то напряжение достигает максимума на нейтральной оси

сечения, где $\sigma = -\frac{H}{F}$. В противном случае напряжение τ достигает максимума в верхней плите возле одной из поперечных стен плотины.

Поэтому по формуле:

$$\tau = \frac{NS}{Ib}$$

следует определить напряжение τ не только для точек нейтральной оси, но и для всех точек верхней плиты, где она соприкасается с одной из поперечных стенок каркаса.

Напряжения σ достаточно найти по формуле:

$$\sigma = -\frac{N}{F} + \frac{M}{I} z$$

лишь для крайних точек сечения, как наиболее удаленных от нейтральной оси. Следовательно, внизу сечения имеем наибольшие изгибающие напряжения.

Приведенными формулами лимитирована площадь F , т. е. лимитирована сумма A толщин всех поперечных стенок каркаса.

С точки зрения работы продольных стенок надо стремиться к уменьшению пролёта продольных стенок, т. е. к увеличению числа поперечных стенок.

Поэтому колодцы плотины получают вытянутую форму по направлению течения воды в реке.

Плиты рассчитываются на действие поперечной нагрузки, состоящей из давления воды и собственного веса. Для простоты расчета неравномерность нагрузки водой игнорируем, принимая нагрузку распределенной равномерно (ошибка достигает 15%, но не в запас прочности, а наоборот), поэтому толщина плиты в пролете берется постоянной во избежание дальнейшего накопления ошибок. Пролеты a и b плит (рис. 168), заделанных на опорах, берем в свету с учетом их действительных размеров. Расчет ведем по способу Маркуса. Расчетные нагрузки исчисляются по формулам:

$$q_a = q \frac{b^4}{a^4 + b^4}$$

и

$$q_b = q \frac{a^4}{a^4 + b^4},$$

где q — интенсивность равномерно распределенной нагрузки.

Моменты в пролетах равны:

$$M_a = q_a \frac{a^2}{24} \eta$$

и

$$M_b = q_b \frac{b^2}{24} \eta,$$

где:

$$\eta = 1 - \frac{5}{18} \frac{a^2 b^2}{a^4 + b^4}.$$

В плоскости заделки моменты равны:

$$M'_a = -q_a \frac{a^2}{12}$$

и

$$M'_b = -q_b \frac{b^2}{12}.$$

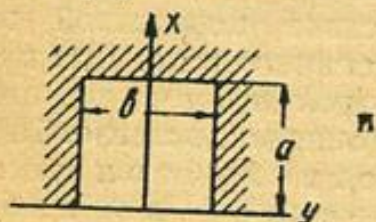
При толщине плиты h — имеем момент сопротивления:

$$W = \frac{1h^2}{6} = \frac{h^2}{6}$$

и

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{6M}{h^2}.$$

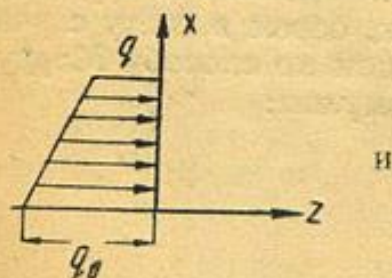
Перерезывающие силы равны:



$$Q_a = \frac{aq_a}{2}$$

$$Q_b = \frac{bq_b}{2}.$$

Скалывающие напряжения равны:



$$\tau_a = \frac{3}{2} \frac{Q_a}{h}$$

$$\tau_b = \frac{3}{2} \frac{Q_b}{h}.$$

Рис. 175. К расчету нижней напорной плиты по трем кромкам и свободных на четвертой (рис. 175). Исследование этого вопроса проф. Папковичем показало, что максимальный момент в пролете в этом случае приблизительно равен:

$$M_{\text{прол}} = \frac{q_{\text{нап}} b^2}{24},$$

на опорах:

$$M_{\text{оп}} = \frac{q_{\text{нап}} b^2}{12}$$

и перерезывающая сила:

$$Q_{\max} = 0,5q_{\text{прив}} \cdot$$

Здесь:

$$q_{\text{прив}} = -\frac{r}{0,21b} + 1,11q_0 - 0,2 \text{ мв},$$

где r — равномерно распределенная нагрузка от трения стенки о грунт (для верховой стенки водослива нагрузка r направлена в сторону, противоположную нагрузке q).

Изгибающие напряжения в середине пролета:

$$\sigma_{\text{прол}} = \pm \frac{q_{\text{прив}}}{4} \frac{b^2}{h^2}$$

и на опорах:

$$\sigma_{\text{оп}} = \pm \frac{q_{\text{прив}}}{2} \frac{b^2}{h^2}.$$

Наибольшие скалывающие напряжения:

$$\tau = \frac{Q}{0,67h} = 0,75 \frac{b}{h} q_{\text{прив}}.$$

Во всем данном расчете вертикальный размер a плиты при $a > b$ уже не влияет на прогиб ее свободного края, где напряжения достигают максимума.

Расчет устойчивости полого бетонного водослива ведем с учетом силы веса бетонного каркаса, веса воды над ним, силы S_{ϕ} под фундаментом верховой плиты ($S_{\phi} = 0,6H$), силы S_g и горизонтальной сдвигающей силы при коэффициенте трения $f = \text{tg } \varphi$ (рис. 176).

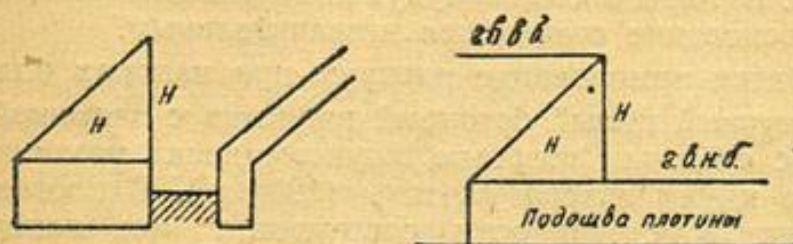


Рис. 176. Горизонтальное давление на плотину

При напорах до 5—6 м осмотр полую части плотины невозможен из-за отсутствия внутри плотины достаточных габаритов. Здесь целесообразно засыпать полую часть грунтом. Роль засыпки — усилить сопротивление плотины сдвигу. Сопротивление R засыпки

сдвигу определяется по эпюре (рис. 177), которую надо построить отдельно для каждого колодца полый плотины, взяв среднюю глубину колодца до подошвы плотины (но не до подошвы фундамента), и просуммировать результаты.

Коэффициент устойчивости плотины на сдвиг:

$$K = \frac{(\Sigma P - S_e)f + \Sigma R}{E},$$

где ΣP — сумма весов бетона и воды над ним.

Используя засыпку как способ увеличения устойчивости плотины, получаем экономию в бетоне. При напоре в 11 м роль засыпки в устойчивости плотины относительно мала (15—20%), но с уменьшением напора плотины роль засыпки быстро возрастает. Фильтрационный контур плотины Сенкова весьма близок к контуру № 4;

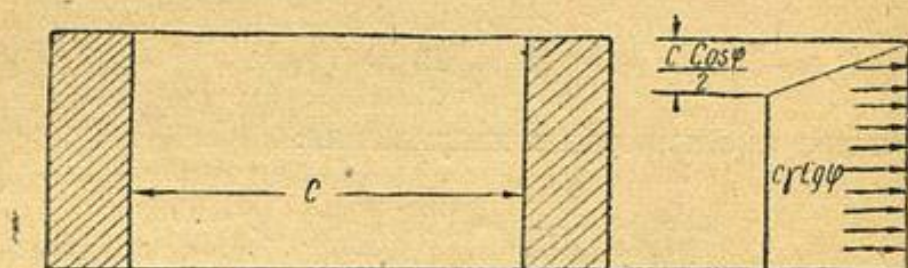


Рис. 177. Сопротивление засыпки сдвигу

он вызывает недоиспользование веса бетона в работе плотины. Как показали экспериментальные исследования, в этом случае можно принять падение напора по закону прямой, считая по обтекаемому контуру. При низовом шпунте вода в колодцах поднимется, уменьшит вес засыпки и бетона и будет давить снизу вверх, на верхнюю плиту в пролетах плотины, уменьшая действующий вес сооружения. Бетон и засыпка будут недоиспользованы, однако давление на основание сохранится незначительным.

Понадобится армирование плотины при напорах более 8—9 м.

Безарматурный полый бетонный водослив с засыпкой колодцев грунтом и с обычным низовым шпунтом носит название плотины Сенкова, по имени автора плотины (1934 г.). В плотине Сенкова роль засыпки в устойчивости сооружения при напоре в 11 м достигает лишь 15—20%, так как засыпка взвешена в воде. Между тем для полый плотины выгоднее применить один верховой шпунт для устранения взвешивания бетона, засыпка же в этих условиях будет использована на 75% более эффективно.

Таблица 20 показывает влияние бетона и засыпки на устойчивость плотины Сенкова напором в 11 м, т. е. при наличии низового шпунта, а также значительно более выгодную картину при пере-

носе фильтрационного контура в верхнюю часть плотины с выходом фильтрационной воды в нижний бьеф, с удалением из проекта засыпки (рис. 178).

Таблица 20

Действующие силы	Плотина по проекту Сенкова с низовым шпунтом т	Плотина с верховым шпунтом т	
		при галле- реях	при за- сыпке
Сдвигающая сила	594	594	
Вес бетона	2907	2810	2907
Вес воды над напорной гранью	564	564	564
Вес бычка	230	230	230
Вредная сила $S = S_{\phi} + S_{\sigma} = 920 + 380$. .	1300	$S_{\phi} = 380$	$S_{\sigma} = 380$
Сопротивление засыпки сдвигу при $f = \frac{1}{3}$	175	—	300
Коэффициент устойчивости на сдвиг . .	1,65	1,80	2,35

Отсюда видна экономия, получаемая в бетоне от применения верхового шпунта в качестве фильтрационного контура.

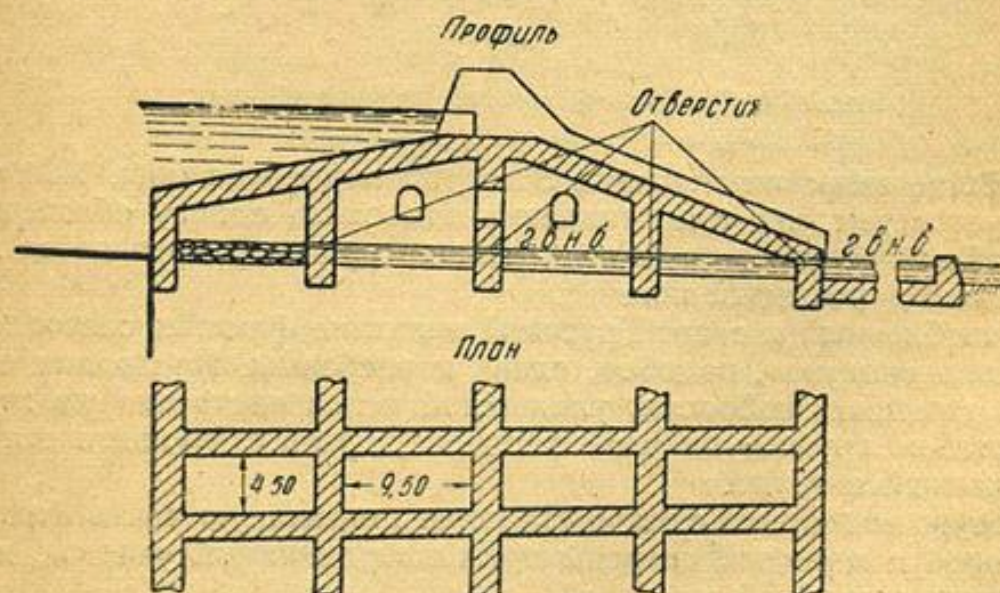


Рис. 178. Рациональный полый бетонный водослив напором в 11 м

Выше было упомянуто, что переход к короткому низовому шпунту вместо длинного верхового продиктован возможными затруднениями для забивки шпунта длиной в 6—8 м или более. Однако

вместо глубокого одиночного верхового шпунта впереди плотины легко создать понурный фильтрационный контур № 3 или № 4 с более коротким шпунтом, с выводом профильтровавшейся воды в полую часть плотины, что полностью заменяет верховой шпунт.

Глава XXIV

ДЕРЕВЯННЫЕ РАЗБОРЧАТЫЕ ВОДОСЛИВЫ

Деревянные водосливы с порогом, заложенным ниже или несколько выше меженного уровня воды, являются весьма распространенным типом водослива, давно известным в практике строительства на водных путях нашей страны, а также на реках при

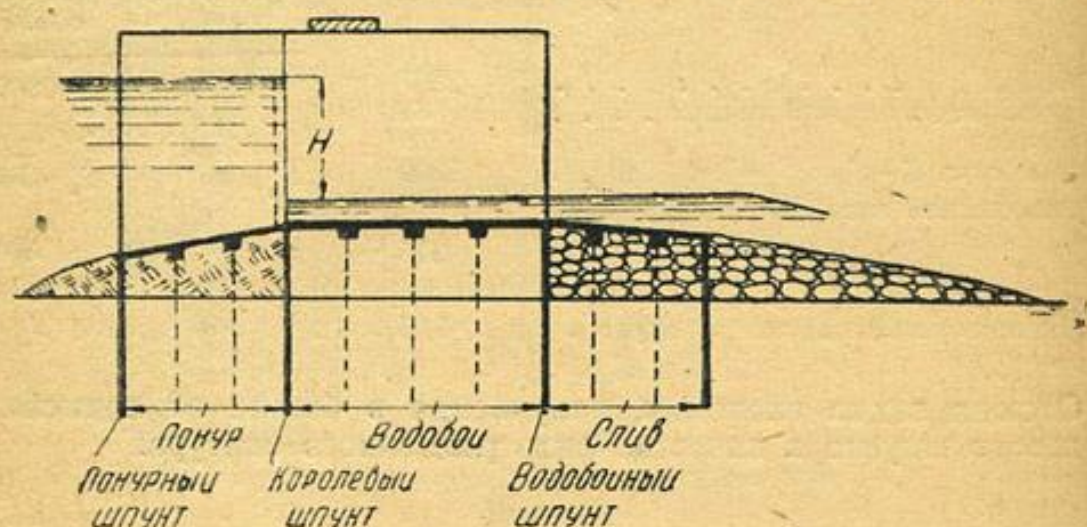


Рис. 179. Профиль флютбета деревянной плотины

устройстве сельских мельниц. Этот тип водослива (рис. 179) характеризуется тем, что сопротивление водослива сдвигу обеспечивается свайным основанием, к насадкам которого прикрепляется непроницаемый деревянный пол.

Излюбленный в старой русской практике флютбет состоял из наклонного «понура», водобоя, слива и рисбермы. Последняя состояла из каменной наброски, уложенной непосредственно на грунт, а при слабом грунте — на слой хвороста, препятствующего погружению камней в грунт.

Понур, водобой и слив составляли деревянную часть флютбета, к которой с верховой стороны примыкал глиняный участок, покрытый сверху двойной мостовой.

Назначение понура — предохранение водобоя от ударов топляков и плавающих предметов, а также удлинение пути фильтрации, заканчивавшегося водобойной частью: сливная часть устраивалась проницаемой, заполненной камнем между сваями, тогда как понур и водобой заполнялись малопроницаемым грунтом. При этом устраивались три шпунтовых ряда (понурый, королевый и водобойный), а в конце слива — сплошной ряд круглых свай для удержания кам-

ня в сливной части между сваями. Таким образом, непроницаемый контур имел три шпунта, что, с точки зрения современной теории, не является целесообразным. Более того: под водобоем неизбежно возникновение фильтрационного давления, которое в практике часто приводило к поднятию водой полов водобоя.

Далее водобойная часть при работе плотины под напором нередко отрывалась от понурной, образуя в стыке щель. Для борьбы с этим явлением в дальнейших конструкциях появились сквозные полы водобоя и понура из брусьев, перерезающих колоду—шапку королевского шпунтового ряда, называемую фахбаумом.

Между тем, следуя современной теории фильтрации, достаточно проектировать непроницаемый контур флютбета лишь при двух шпунтах и непроницаемом горизонтальном (или наклонном) понуре, водобойную же и сливную части флютбета следует проектировать проницаемыми, с загрузкой камнем, что освобождает пол водобоя от фильтрационного давления на него. Такое изменение не ухудшает фильтрационный контур, но улучшает работу плотины.

В практике обычно явление осадки глиняной загрузки флютбета и расстройств понурного пола, поэтому правильнее проектировать плотину так, чтобы один королевый шпунт был достаточен для погашения явления фильтрации. Для этого выходной градиент

$i_{\text{вых}} = \frac{1}{3} \frac{H}{d}$ должен быть менее градиента i , допускаемого с коэффициентом запаса $K=2$. Причина неудовлетворительности полов понура как непроницаемого участка лежит прежде всего в прогибе досок понура при пролете их между насадками-опорами около двух метров и более. Между тем понур выдерживает в первое время, пока фильтрационная вода при поднятом напоре еще не дошла снизу до полов понура, весьма значительный напор, требующий гораздо более частых насадок, чем через два метра (например, через один метр).

Чтобы обеспечить плотность проконопаченных полов понура, необходимо ограничить прогиб их в $1/500$ пролета половых досок.

Далее необходимо избегать пересечений понурного и королевского шпунтов рядов бычков и устоев, чтобы получить рациональный план шпунтовых линий плотины по схеме, показанной на рис. 180. В пересечениях, если они имеют место, раньше ставились фигурные деревянные сваи, которые опытом службы их полностью забракованы: они не обеспечивают плотности сопряжения шпунтовых линий. При этом надо признать, что просадку понура полностью предотвратить трудно.

Небольшая высота свай плотины над грунтом, обеспечивающая лишь незначительную деформацию плотины, малый пролет досок понура и тщательность устройства сопряжений понура со шпунтами позволяют рассматривать флютбет как двухшпунтовую фильтрационную схему, что определяет меньшую глубину забивки шпунта, чем в случае, когда целостность плотины обеспечивается одним королевским шпунтом.

При возвышении порога плотины над грунтом деформация свай под действием горизонтальных сдвигающих сил резко возрастает (приблизительно пропорционально кубу свободной высоты свай).

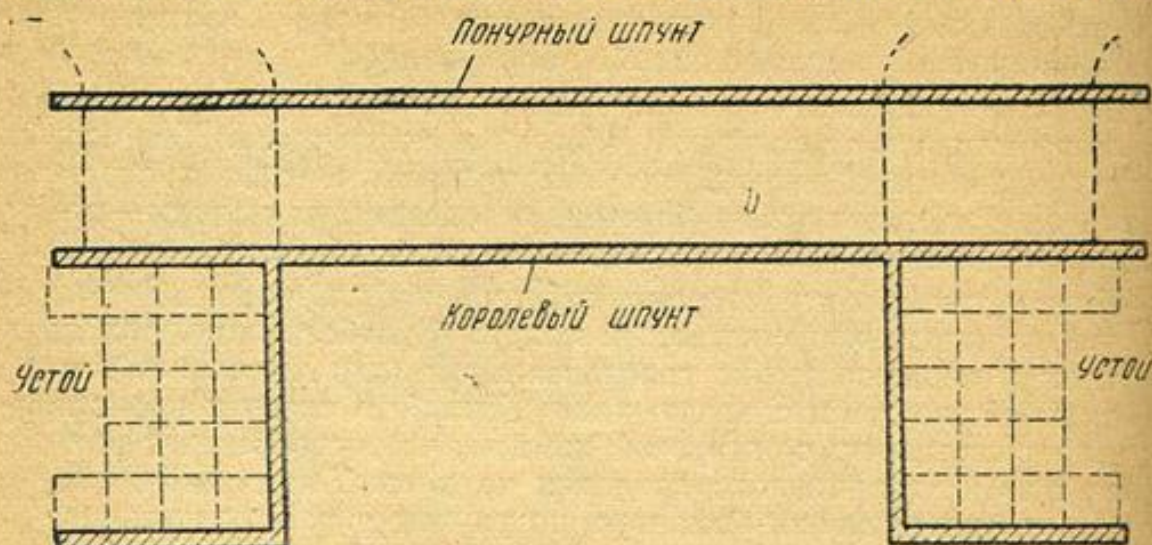


Рис. 180. План шпунтовых рядов плотины

Аналогичное явление наблюдаем при повышении напора. Отсюда — стремление к козловой конструкции свайного основания водобоя, дающей минимальный горизонтальный прогиб (рис. 181), крайне желательный и для исправной работы королевского шпунта. При высоте порога над грунтом свыше одного метра часто применяется свайно-ряжевый тип водослива.

Необходимо подчеркнуть особенность деревянной плотины: она не рассчитывается на сдвигающую силу давления льда: давление льда воспринимается ледорезами, устраиваемыми впереди плотины. Давление воды на плотину передается на щиты, от щитов на стойки, расставленные через 0,80—

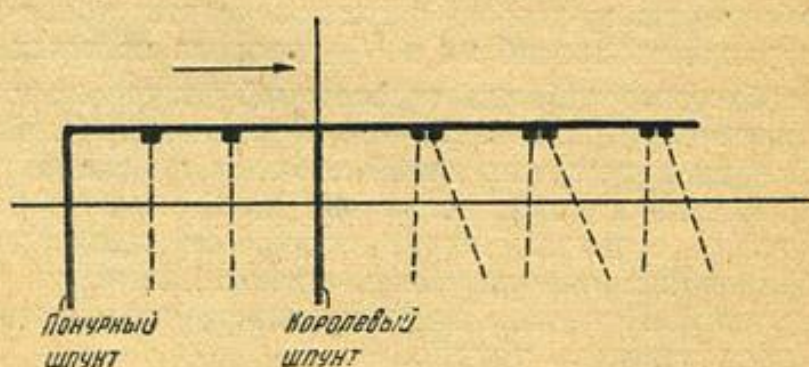


Рис. 181. Флутбет с козловыми сваями

1,50 м одна от другой, от стоек на флутбет и верхний прогон, а от прогона на бычки.

Стойки плотины бывают съемные или постоянные. Пролеты между стойками перекрываются щитами. Операции по маневриро-

ванию щитами производятся с моста, идущего с берега до берега. Мост может быть незатопляемый во время паводка или подвергающийся затоплению. В последнем случае на время прохода паводка его разбирают.

В заключение отметим, что горизонтальная, сдвигающая флютбет, сила распределяется между шпунтовыми рядами и сваями пропорционально площадям их поперечного сечения. Это положение верно лишь в случае обеспечения в конструкции совместной работы свай различного поперечного сечения и шпунтовых рядов. Совместная работа свай и шпунтов достигается устройством парных схваток, связывающих сваи, в особенности в уровне подошвы флютбета. В рационально составленном проекте прогиб козловых опор в горизонтальном направлении обычно равен $\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{3}$ см, а одиночных свай (при отсутствии козел) — в три-четыре раза более. Это подчеркивает большую выносливость флютбетов с козловыми сваями, целесообразными даже и в том случае, когда понур не рассматривают как противофильтрационную меру.

Глава XXV

ЗАТВОРЫ ПЛОТИН

Вопрос о затворах плотин изложен на русском языке очень подробно за годы с 1925 по 1940 (Анисимов, Березинский, Гебель, Замарин, Калинович, Кулька). Особенно удачно изложен вопрос о затворах в труде проф. Калиновича — «Шлюзование водных путей», издания 1940 года. Библиотеки всех вузов и проектных контор СССР располагают более чем достаточной литературой по затворам, вследствие чего нет никакой надобности в настоящее время вновь возвращаться к этому вопросу.

Новое освещение получил лишь вопрос о работе и конструкции крышевидного затвора (дахвера).

Крышевидный затвор известен в США почти сто лет; там он под названием бертрепа с переменным успехом применялся при высоте над порогом водослива до 5 м и пролетах длиной до 48,60 м. Однако большинство затворов-бертрепов работает при глубине на пороге $H_e = 2 \div 4$ м при отношении $\frac{L}{H_e} = 2 \div 13,50$.

Попытки увеличить это отношение не имели успеха: затворы перекашивались.

В Европе этот тип затвора не получил применения, так как первый же выстроенный во Франции затвор оказался неудачным, а собранные более подробные сведения об этом типе затвора показали, что успех работы затвора зависит от многих практических деталей, известных лишь опытным в этом деле строителям.

В 1914 году швейцарская фирма Губер-Лютц видоизменила конструкцию, обеспечив полную определенность в работе затвора и повышенную устойчивость его при резко уменьшенной потребной ширине флютбета, вследствие чего видоизмененный затвор, носящий

название дахвера, нашел широкое применение на повышенном гребне водослива (рис. 182—184). В настоящее время бертреп совершенно вытеснен дахвером, конструкцию которого фирма Губер-Лютиц продолжает постепенно улучшать по мере накопления опытных данных постройки этих затворов в Европе, в США и в колониях (например, в Тонкине).

Дахвер дает возможность быстрее пропуска паводка при безотказной работе. Снабженный автоматическим управлением, он гарантирует быстрое и точное регулирование подпорного горизонта.

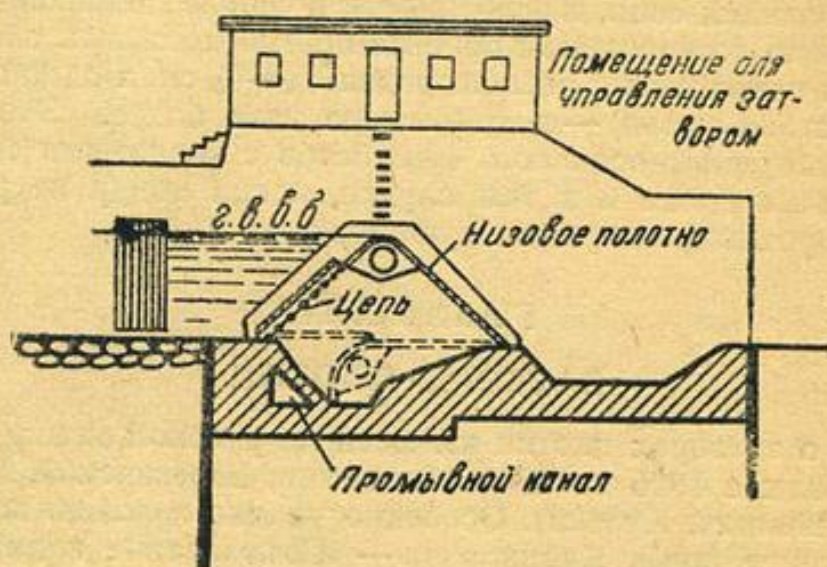


Рис. 182. Схема поперечного разреза дахвера

Когда затвор находится в уравновешенном состоянии, горизонт воды в камере стоит приблизительно на уровне центра трубы-поплавка. При поднятии подпорного горизонта воду из камеры затвора выпускают и верх затвора понижают до тех пор, пока горизонт воды перед плотиной не упадет до уровня нормального подпорного горизонта. С уменьшением притока воды к плотине отверстие для выпуска воды из камеры постепенно закрывается, и затвор постепенно возвращается в свое прежнее положение. Таким образом, нормальный подпорный горизонт перед плотиной обеспечивается работой затвора.

Поднятие и укладывание дахвера в безморозный период занимает две-три минуты.

Даже обильные наносы в реке не останавливают от применения дахвера. В этом случае устраивается специальный промывной канал для сброса наносов в нижний бьеф.

При отсутствии автоматического управления один человек легко и быстро поднимает и опускает затвор, для чего необходимо иметь разность отметок горизонтов воды в бьефах в 10—30 см, иначе пришлось бы предусмотреть запас сжатого воздуха. В последнем случае при пролете затвора в 30 м и глубине на пороге

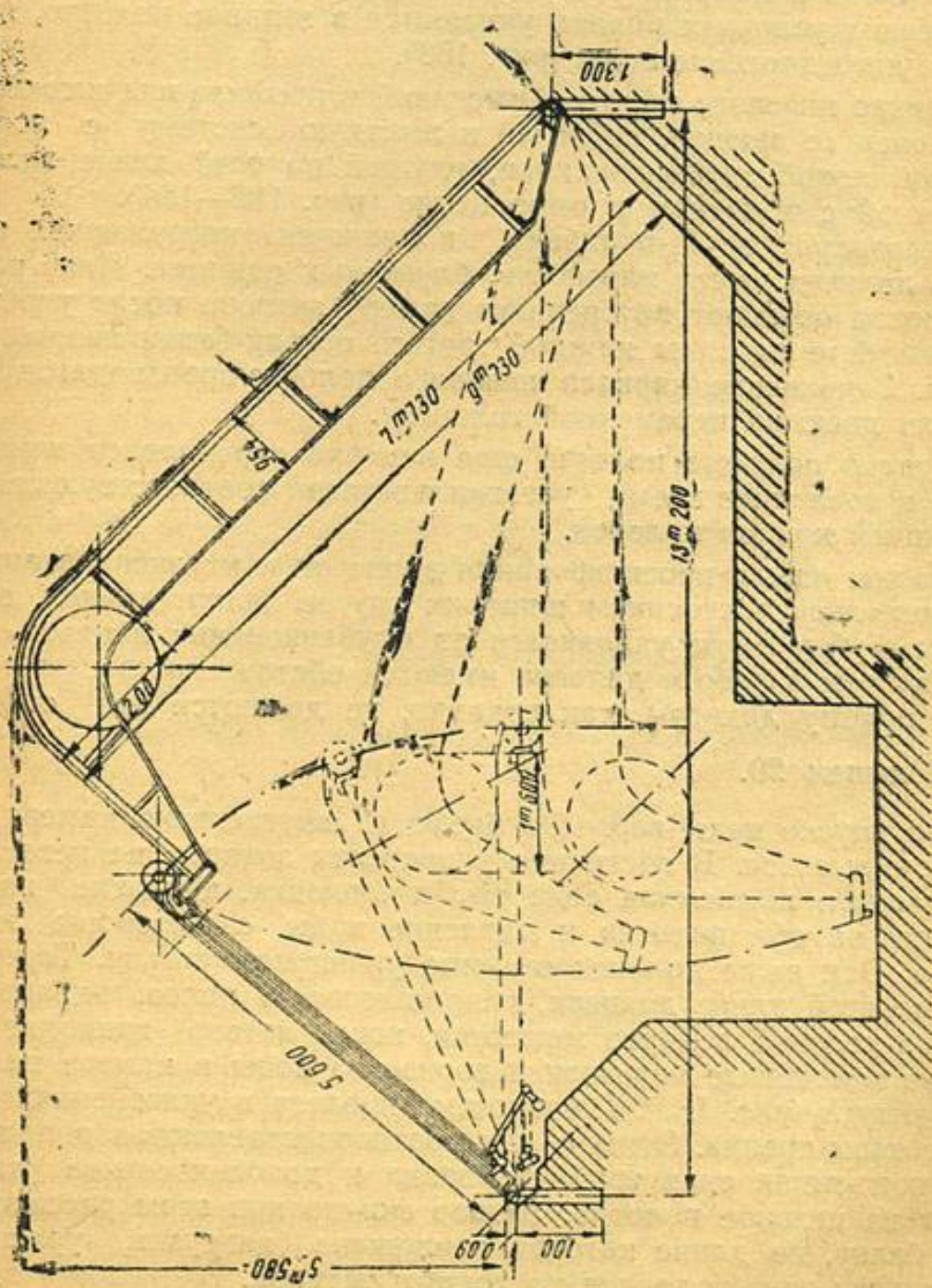


Рис. 183. Затвор дахвер

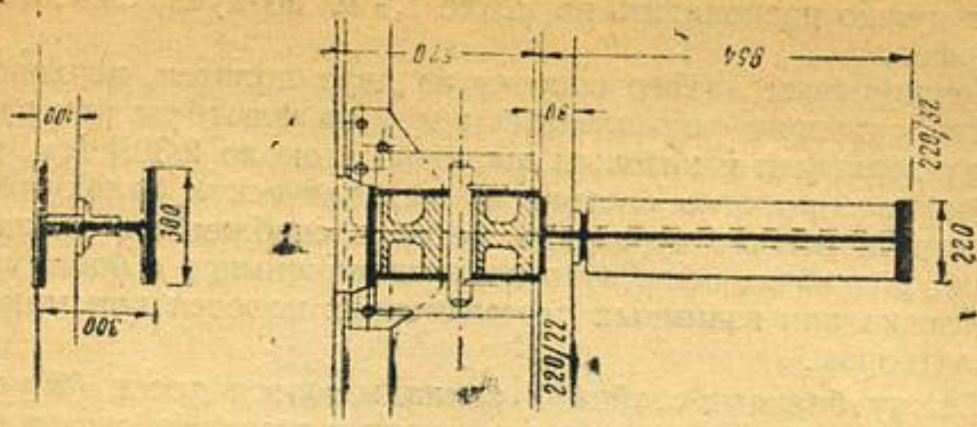


Рис. 184. Опорные части затвора

в 3 м нужно располагать не менее $1,5 \text{ м}^3$ воздуха, сжатого до семи атмосфер.

Современный дахвер состоит из двух полотен, верхового и низового, шарнирно закрепленных внизу на флутбете при расстоянии между верховым и низовым шарнирами около $2,30H$ (см. рис. 183).

Верховое полотно состоит из металлических балок-стоек, расположенных обычно через два метра и снабженных на верхних их концах роликами, неизменно соприкасающимися с балками низового полотна при взаимных перемещениях полотен при маневрировании затвором.

Между балками-стойками закладываются доски (брусья). Каркас верхового полотна не приводится в жесткую систему, так как при всяких условиях ролики упираются в низовое полотно, передавая на него давление воды (рис. 183).

Каркас низового полотна, имеющий в профиле вид клюки (верхний конец ее загнут), приведен в жесткую систему с помощью мощной полой трубы-поплавка, идущей по всей длине затвора и сваренной с полотном в одно целое (рис. 182—184).

Благодаря трубе-поплавку, подвижная погруженная в воду часть дахвера имеет плотность, близкую к единице. Для осмотра и ремонта осушают внутреннюю камеру затвора после укрепления во флутбете плотины каждой третьей стойки-балки низового полотна. Заполнение каркаса низового полотна производится брусьями или досками переменной толщины.

Предел подъема полотен еще недавно определялся длиной цепи, а в последнее время устанавливается соответствующей конструкцией концов полотен.

Выводы опыта проектирования дахверов и их эксплуатации еще не сделали достоянием широких кругов гидротехников, так как фирма Губер-Лютц уклоняется от опубликования данных опыта. Между тем в работе дахвера имеются обстоятельства, объясняющие, почему дахверы, как правило, не делаются при отношении $\frac{L}{H_n}$ большем 20.

При впуске воды верхнего бьефа во внутреннюю камеру затвор приподнимается. В состоянии равновесия затвора на него действуют силы: подъемная сила трубы-поплавка, давление воды из камеры на оба полотна и давление воды со стороны верхнего бьефа. Эти силы должны взаимно уравниваться. Такова игра сил по всей длине дахвера, находящегося в покое. Однако статические условия в корне меняются, когда затвор приходит в движение вследствие повышения горизонта воды в камере на малую величину h (рис. 185). По концам пролета в уплотнениях возникают силы трения. Этим силам противопоставляются дополнительная подъемная сила трубы-поплавка и дополнительное давление воды на низовое полотно. Затвор можно при этом рассматривать как балку, по длине которой приложена нагрузка, уравниваемая силами трения по концам затвора.

Отсюда возникает сомнение в возможности успешной работы дахвера весьма большого пролета. Это сомнение поддерживается и практикой проектирования затворов.

Новейшие конструкции дахвера отличаются большим моментом инерции сечения клюкообразного конца низового полотна, тогда как отдельные ребра дахвера имеют весьма умеренную жесткость.

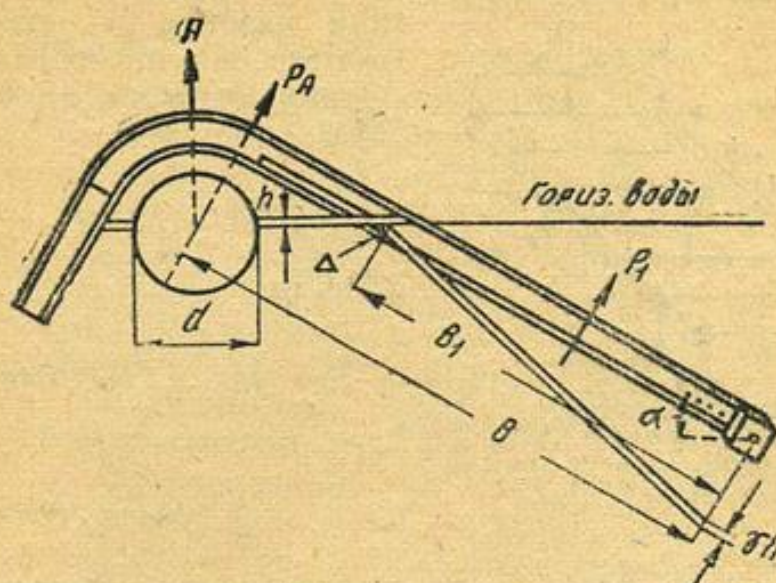


Рис. 185. Разрез по низовому полотну дахвера

Пусть диаметр трубы-поплавок равен d . Тогда подъемная сила поплавка при повышении горизонта воды в камере на величину h равна на 1 пог. сантиметр длины трубы.

$$A = \gamma_0 dh,$$

где γ_0 — вес единицы объема воды (расчет на один погонный сантиметр длины трубы).

Слагающая силы A , перпендикулярная плоскости низового полотна, равна:

$$p_A = \gamma dh \cos \alpha$$

(см. рис. 185),

а давление на низовое полотно равно на 1 пог. сантиметр пролета плотины:

$$P_1 = h \gamma \left(B_1 + \frac{h}{2 \sin \alpha} \right),$$

где $\frac{h}{2 \sin \alpha}$ величина малая по сравнению с B_1 . Поэтому можно считать, что на каждую балку-стойку низового полотна дахвера давит сила:

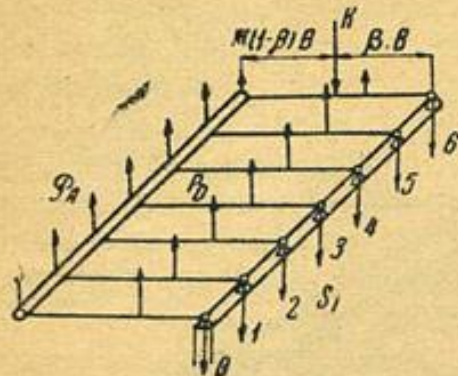
$$P_D = \gamma b h B,$$

где b — расстояние между ребрами дахвера.

Пусть дахвер имеет $2n + 1$ балок-стоек при $2n$ пролетах между ними. Выделим низовое полуполотно дахвера (рис. 186). От силы P_A возникает давление вверх, равное:

$$P_A = \gamma d h b \cdot \cos \alpha.$$

Это давление действует на каждую стойку, кроме концевых, где имеем лишь половину силы P_A . Силу трения в концевом уплотнении назовем K . Взяв сумму моментов сил относительно оси вращения низового полотна (см. рис. 185), получим:



$$K \beta B = n \left(P_A B + P_D \frac{B_1}{2} \right),$$

откуда:

$$K = \frac{n}{\beta} \left(P_A + P_D \frac{B_1}{2B} \right) =$$

$$= \frac{n}{\beta} \gamma h b \left(d \cdot \cos \alpha + \frac{B_1^2}{2B} \right).$$

Рис. 186. Действующие силы на низовое полотно дахвера при числе стоек его $2n + 1$

Учитывая наличие сил S_i в шарнирах от собственного веса полотна, получим:

$$\sum_{i=0}^{i=n} S_i = n (P_A + P_D) - K$$

или:

$$\sum_{i=0}^{i=n} S_i = n \gamma h b \left[B_1 \left(1 - \frac{B_1}{2\beta B} \right) - d \cdot \cos \alpha \right].$$

Исследование этого уравнения при $B = 178$ см, $b = 203$ см, $a = 36$ см, $n = 6$ (т. е. $2n + 1 = 13$) и $\alpha = 30^\circ$, когда $B_1 = 115$ см, привело к следующим результатам.

Силы S_i равны:

$$S_0 = +27,80h, \quad S_2 = +24,50h, \quad S_4 = +12,11h,$$

$$S_1 = +27,01h, \quad S_3 = +19,80h, \quad S_5 = +0,30h$$

и $S_6 = -86,01h$.

Стрела прогиба трубы-поплавок достигает величины $f = 0,16h$ см, т. е. 16% величины повышения горизонта. Изгибающий трубу момент достигает величины $M_{\max} = 133,78 bh$ кгсм. Крутящий момент в трубе в пролетах между балками-стойками равен: между балками № 0 и № 1— $6Bh$, между балками № 1 и № 2— $17,20 Bh$, между балками № 2 и № 3— $25,89 Bh$, между балками № 3 и

№ 4—29,88 Bh , между балками № 4 и № 5—26,20 Bh и между балками № 5 и № 6—10,69 Bh . Всюду со знаком минус.

С увеличением отношения $\frac{L}{H_0}$ труба-поплавков должна устраиваться все жестче и жестче, что может оказаться в ряде случаев неприемлемым. Возможно, выгоднее пойти на устройство промежуточного бычка. Это и наблюдается в практике, где отношение $\frac{L}{H_0}$ почти всегда выдерживается в пределах до 20. Лишь в девяти случаях за последние девять лет этот предел превзойден при соответствующем усилии верхней части низового полотна и трубы-поплавка.

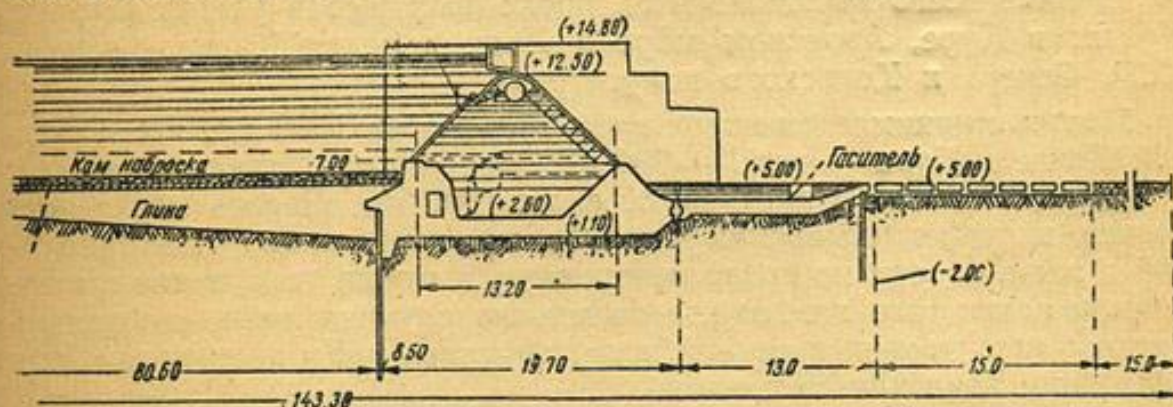


Рис. 187. Профиль плотины на реке Дэй, в Тонкине (1940 г.)

Новейший дахвер в Тонкине, на р. Дэй, выстроен высотой над порогом в 5,50 м при пролете 33,75 м. Труба-поплавков имеет $d = 2$ м.

Всего в плотине шесть пролетов при толщине железобетонных бычков по 3 м, что дает отверстие между устоями в 254,25 м.

Для повышения напора еще на 1,5 м по гребню затвора установлены пустотелые железобетонные ящики высотой в 2,30 м. Напор плотины — 9 м (рис. 187).

Основанием для выбора типа затвора на р. Дэй послужил гидрограф ее за ряд лет, показывающий, что в течение десяти месяцев в году на этой реке имеют место значительные паводки, притом часто и быстро наступающие.

Глава XXVI

ПРОПУСК РЫБЫ ЧЕРЕЗ ПЛОТИНУ

1. Краткие сведения о промысловом значении рыб и о миграции их

Рыбы, населяющие наши реки, испытывают необходимость передвижений как в поисках пищи, так и в целях размножения.

Эти передвижения носят названия миграций.

Некоторые породы рыб живут более или менее оседло, передвигаясь в пределах своей реки (местные, или туводные, рыбы, как, например, стерлядь, окунь, щука, плотва, лещ, голавль и др.) или в пределах влияния этой реки (предустьевые рыбы, входящие в

устьевые участки при весеннем подъеме воды в реке, как, например, вобла, южные судаки, сазан, тарань и др.). Но есть рыбы, нагуливающиеся в морях и озерах, а для размножения поднимающиеся вверх по рекам, иногда на огромные расстояния. Эти рыбы носят название проходных. К ним относятся: лосось, семга (т. е. лосось Белого и Баренцова морей), угорь, сельдь южная, белорыбица, севрюга, осетр, кета, горбуша, некоторые сиги и др.

Плотины, возводимые на реках, создают препятствие для миграции рыб, в особенности проходных, имеющих огромное значение в СССР и заходящих в реки из Каспийского, Азовского, Черного, Белого и Баренцова морей.

Больше всего вылавливается проходных рыб в устьях Волги и Урала; в Куре, Азовском море и Доне в реках Карело-Финской ССР, Севера и Кольского полуострова.

Лосось поднимается вверх по р. Печоре на 1500 км, по Северной Двине и Куре — на 600—700 км от устья. Сельдь проходит вверх по Волге до Саратова, т. е. на 1500 км. Лосось мечет икру только в реках (в морских условиях икра погибла бы)¹. Заходя весной в реки, лососи не сразу мечут икру, которая созревает в рыбе лишь к осени того же года, а во многих случаях лишь после годичного пребывания в речной воде, по мере продвижения рыбы к верховьям реки или ее притока.

Встречая на пути препятствия в виде порогов, лососи прыжком преодолевают их, если они невелики, и скопляются перед более крупными порогами или перед плотинами, где иногда хищнически вылавливаются, невзирая на существующие запрещения.

Уничтожение непреодолимых порогов путем их взрывов, как показал опыт, вызывает движение лосося выше порогов для отыскания нерестилищ в местах, где лосось еще не бывал. Замечено, что в одни реки входят более крупные лососи, в другие — более мелкие. Так, в Северную Двину и Онегу заходят осенние лососи по 8—9 кг, а иногда и до 22 кг, тогда как в р. Колу (Карело-Финская ССР) или в Варзугу (Кольский полуостров) такие экземпляры никогда не заходят: туда идут лососи весом до 4 кг и весьма редко до 7 кг.

В то же время необходимо подчеркнуть, что еще недавно существовавший взгляд ихтиологов, по которому лосось поднимается для икрометания лишь в одну («свою») реку, уступил место иному: лосось поднимается и не «в свою» реку, и не только в ту, в которой он родился.

Это представляет интерес для проектирующего плотину.

Икрометание лососей происходит в верховьях или в среднем течении быстрых рек с галечно-гравелистым дном. Самка лосося хвостом вырывает в дне ямку, куда и выпускает икру, которую

¹ Г. В. Никольский, Рыбы бассейна Верхней Печоры, 1947 г.

самец поливает молокой, после чего самка хвостом забрасывает яму галькой, чтобы икра не стала добычей рыб-хищников.

При движении вверх по реке лосось мало питается, сильно теряя в весе и в особенности в содержании жира и белков. После икрометания обессилевшая рыба (вальчаки) скатывается течением вниз по реке в море или озеро, где быстро нагуливается благодаря обильному морскому питанию.

Опыты показали, что лососи, выдержанные в садке до созревания икры, так же худеют и так же сильно теряют в содержании жиров и белков, как и лососи, прошедшие длинный путь по реке, — следовательно, силы рыбы уходят на создание потомства.

Мальки, вышедшие из икры, пробыв в реке один-два года, затем скатываются к морю (озеру), где и живут до наступления зрелости.

За свою жизнь современный лосось успевает проделать длинный путь по реке один раз (75% случаев), реже два раза (20% случаев) и еще реже три раза (5% случаев), погибая естественной смертью от истощения после икрометания или будучи выловлен на промыслах в устье реки, где его выгоднее изловить, пока лосось, подойдя с моря, не израсходовал еще своих сил, не уменьшил своего веса и не потерял в качестве. Выловленный после икрометания лосось — в а л ь ч а к, или просто л о х, имеет незначительную ценность, весьма слабо напоминая лосося вкусом.

Угорь заходит в наши реки из Балтийского и Черного морей в виде личинки, по пути постепенно превращающейся в угря.

Родившись на огромной глубине в Атлантическом океане, угорь постепенно переходит в верхние слои воды, продвигаясь к устью реки. Войдя в реку и поднимаясь по ней, угорь остается в реке долгие годы, иногда 20—25 лет.

Лишь через десять лет угорь достигает веса 0,5 кг.

С приближением половой зрелости он направляется вниз по реке, к морю, откуда уже не возвращается вовсе, очевидно, погибая на большой морской глубине.

Путь, проделываемый угрем из реки в море, превышает 8000 км и занимает до трех лет и более.

Для икрометания угорь выбирает самую теплую область Атлантического океана, где на глубине 400 м круглый год сохраняется постоянная температура воды 17° (между Бермудскими и Багамскими островами, между 22 и 30 градусами северной широты и 48—65 градусами западной долготы).

За время жизни в реках угорь переползает ночью по влажной траве из одного водоема в другой, охотно меняя место жительства.

При своих перемещениях в пресных водах угорь пользуется малейшим ручейком, забирается в трубы, опасаясь, однако, приближаться к дереву со светлой окраской: угорь любит темноту и переходы совершает ночью.

Эти краткие сведения о рыбах приведены здесь, чтобы можно было сознательнее подойти к вопросу об охране рыбного хозяйства при устройстве плотин на реках. Приведенные данные диктуют необходимость устройства при плотинах специальных рыбоходов, позволяющих рыбе двигаться к местам ее нереста.

Охрана интересов рыболовства и рыбоводства требует не только устройства рыбоходов, но и жесткого проведения охранных мероприятий, в виде запрета хищнического вылова наиболее ценных пород рыб.

2. Конструкции рыбоходов и место их устройства

Конструкция рыбоподъема должна отвечать размерам рыб в данной реке, породе рыб (ее силе) и степени ее утомленности (пройденному рыбой пути или оставшемуся сроку до нереста), а также величине преодолеваемого напора.

Рыбоподъем обычно представляет собой наклонный поток с движущейся в нем водой. Чем больше напор, тем меньше должна быть скорость движения воды в нем, чтобы рыба могла по нему подняться.

Для уменьшения длины лотка и скорости течения воды в нем лоток делается с перегородками, создающими турбулентное, но замедленное, лабиринтное течение воды, при котором рыба еще в состоянии подняться по лотку (рис. 188). По длине рыбохода устраиваются бассейны для отдыха рыбы. Чем больше напор, тем чаще должны быть устроены по длине рыбохода эти бассейны. Они обычно устраиваются в рыбоподъемах, называемых рыбоходными лестницами и имеющих вид перепадов, с перегородками или без них (рис. 189).

За рубежом имеется много работающих рыбоходов (Канада, США, Швейцария, Германия, Норвегия, Япония) при напоре до 27 м и длине рыбохода до 215 м.

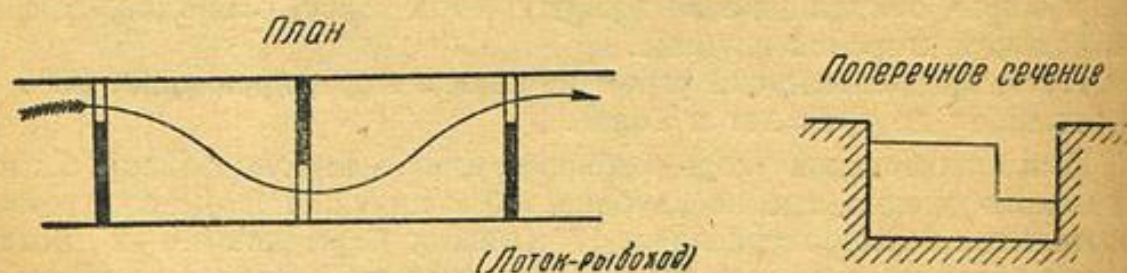


Рис. 188. Лоток-рыбоход

Для устройства рыбохода на р. Колумбии при Бонневильской плотине (напор — 20 м) американцы израсходовали 800 тыс. долларов, рассчитывая на массовый суточный пропуск лососей.

Имеются и за рубежом примеры неудачных рыбоходов. Причина неудач — формальное отношение к выполнению закона, предписывающего устройство рыбохода (Германия, Швеция, США).

В настоящее время рыбоходные лестницы получили особенное признание при постройке плотин на реках Запада и США.

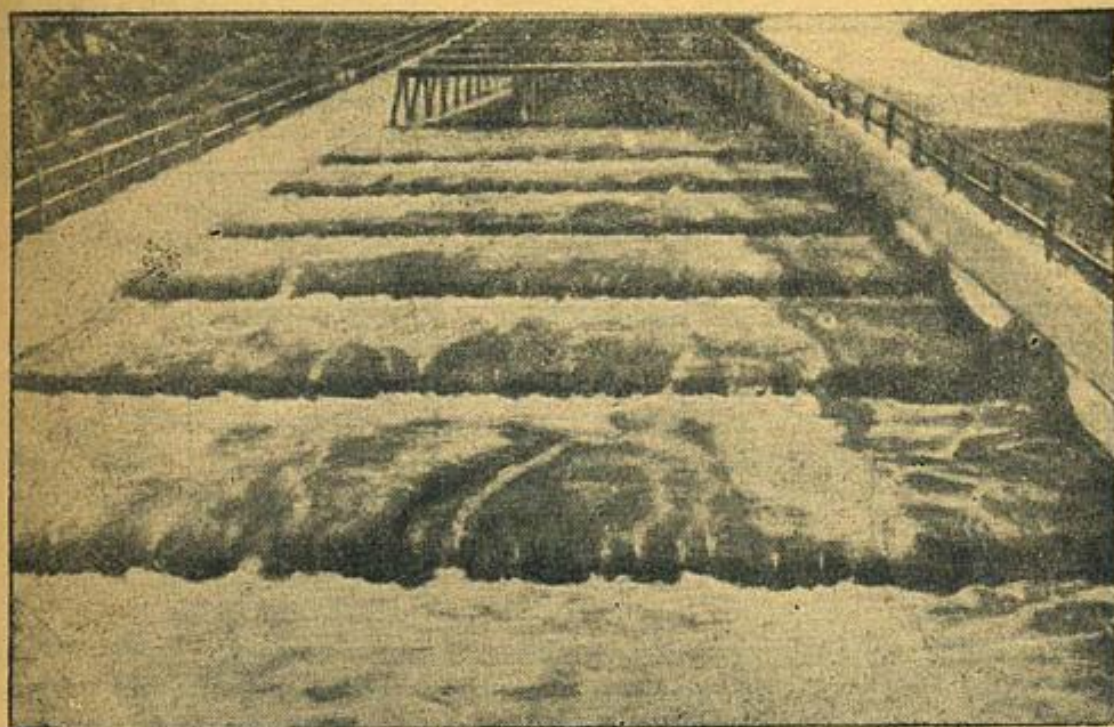


Рис. 189. Рыбоходная лестница гидростанции Бонневиль

Размеры лестничных рыбоподъемов, применяемых в СССР, приведены в табл. 21.

Таблица 21

Порода рыб и их наибольшая длина		Размеры бассейнов в см			Размеры влив- ных отверстий в см		Приме- чание
		ши- рина	длина	глу- бина			
					поверх- ностных	донных	
Лососи, белорыбца, усач	Длина до 110 см	3	5-6	0,8- —1,0	80×60	80×70	Белоры- бца про- хо- дит только донными отвер- стиями
Сиг, лещ, голавль, карп, минога	Длина до 70 см	1,5-2	2,25- —2,75	0,6- —0,8	50×40	50×50	
Осетр, севрюга, длина до 170 см		5	—	2,0	—	100×150	
Мелкая местная рыба, длина до 30 см		1,5	—	0,6	30×20	—	

Что касается высоты перепадов рыбохода и наибольшей скорости течения, то их величины приведены в табл. 22 (Харчев, Рыбопропускные сооружения, 1940 г.).

Таблица 22

Породы рыб	Общая высота подъема в м	Высота перепада в бассейнах в см	Скорость течения в м/сек.
Лосось, кумжа	До 5 м	60—70	3,30—3,50
Форель, усач	Более 5 м	30—40	2,30—2,65
Белорыбца, нельма, сиг, сельдь, осетр, севрюга, }	До 5 м	25—30	2,10—2,30
стерлядь, минога, }	Более 5 м	15—25	1,65—2,10
лещ, судак, карп, голавль }			

Пользованию таблицами должно предшествовать выяснение пород и размеров рыб, проходящих реку в месте устройства плотины и рыбохода при ней. Даже хорошая конструкция рыбохода может привести к неудаче, если устроить рыбоход так, что вход рыбы в него будет затруднен.

Струя воды, вытекающая из рыбохода, должна быть очень заметна, порог же рыбохода не должен быть слишком поднят, чтобы вход был облегчен направляющими устройствами со дна (постепенное поднятие дна ко входу).

Устраивать рыбоход совсем рядом с водосливом не рекомендуется, так как струя воды, сбегаящая с водослива, мешает рыбе увидеть рыбоход, но устраивать рыбоход далеко от водослива также не следует, так как скопившаяся у плотины рыба его не заметит.

Угреходом может служить рыбоподъем для местных рыб, т. е. рыбоход с уменьшенным уклоном, отвечающим весьма умеренной силе местных рыб. Однако угреход должен быть плотно перекрыт досками с темной матовой их окраской.

Существующими рыбоходами, выстроенными с учетом пород и размеров рыб, рыбы интенсивно пользуются.

На заполярной р. Туломе, в связи с устройством на ней ГЭС, выстроен лестничный рыбоход длиной в 53 м при напоре до 20 м. Рыбоход образует 57 ступеней высотой по 30 см. Бассейны лестницы имеют ширину в 3 м и длину в 5 м при глубине воды в бассейнах 0,80 м.

В перегородках между бассейнами устроены поверхностные вливные отверстия для лосося. Ширина этих отверстий—0,8 м при глубине 0,60 м.

Обратный скат молоди вниз по реке происходит через открытые водосливные отверстия и через турбины Каплана.

Турбины Френсиса, в особенности малого диаметра, являются местом гибели рыбы.

Значительные напоры, как показал опыт, не препятствуют скату молоди в нижний бьеф вместе со струей воды.

Глава XXVII

НЕОБХОДИМОСТЬ УКРЕПЛЕНИЯ РУСЛА И БЕРЕГОВ РЕКИ ВЫШЕ И НИЖЕ ПЛОТИНЫ

С устройством плотины условия работы русла и берегов непосредственно у плотины существенно, а иногда резко, меняются.

Степень изменения этих условий зависит от прочности грунтов, степени стеснения реки плотиной, от положения порога плотины по отношению к дну реки, от напора плотины и от расходов реки.

В самом деле, в случае приподнятого порога плотины над дном реки обеспечены пониженные против бытовых скорости течения в русле, гарантирующие не только сохранность русла, но и отложение в нем наносов (верхний бьеф). Наоборот, если порог заложен в уровне дна реки, то неизбежное стеснение живого сечения реки вызовет в паводок повышение скорости течения в русле перед плотиной, требующее защиты дна реки перед сооружением.

Поднятие горизонта воды сверх бытового, наблюдавшегося в паводок, представляет опасность в особенности при связных грунтах берегов, когда потеря грунтом сцепления и слабая водоотдача, в особенности при быстром падении горизонта воды, понизят устойчивость берегов, требующих укрепления.

Тому же способствуют особенности геологической структуры берегов, создающие облегченные условия обрушения их при смачивании наклонных в сторону воды глинистых пластов, по которым может соскользнуть вышележащий грунт.

При слабых грунтах низких берегов реки, в особенности крупной, имеется опасность обхода плотины рекой, что требует больших выправительных работ защитного характера. Предупредительными мерами являются: нормальное положение оси плотины к оси русла реки и защитные шпоры, предотвращающие возникновение течений, параллельных оси плотины. Поэтому самое подходящее место плотины — это прямой участок реки, имеющий однообразную скорость и однообразные поперечные сечения на значительном протяжении выше и ниже плотины.

Узкое место реки, на первый взгляд, кажется очень выгодным для устройства плотины, но большая глубина требует весьма повышенных затрат, пропорциональных приблизительно h^2 , где h — глубина русла; поэтому обычно предпочитают широкое место реки. Однако в таком месте скорости течения могут быть незначительными, вызывающими отложение наносов, затрудняющих при эксплуатации плотины доступ воды к водозаборному сооружению и в

канал. Могут появиться острова с возникновением косых течений самых разнообразных направлений. Поэтому приходится сообразоваться с назначением плотины, условиями водопользования, положением порога плотины и ее напором.

Если река протекает в низких и легко размываемых грунтах ложа и берегов, притом при извилистом направлении русла, то опасность обхода плотины рекой резко возрастает. Здесь надо стремиться построить водосливную плотину так, чтобы в наименьшей степени нарушить бытовой режим (малый процент стеснения живого сечения при низко заложенном пороге, выправительные сооружения в опасных местах берегов).

Если один из берегов — плотный глинистый, другой — легко размываемый, то выправительные сооружения надо устроить так, чтобы передать поток к прочному берегу. Однако опыт показал, что и в этом случае нужна осторожность, так как и плотный берег при слишком энергичных выправительных работах может претерпевать размыв, вызывающий необходимость ослабления мер, принятых для защиты слабого берега. Здесь правильнее идти обратным путем, т. е. постепенно усиливая меры борьбы с размывом слабого берега.

Предгорные реки, используемые при низких берегах и при малом напоре, т. е. в условиях весьма значительных скоростей движения воды перед и за плотиной в паводок, доставляют особенно много забот вследствие изменчивости русла и подмыва берегов и плотины со стороны верхнего бьефа.

Амплитуда колебания отметки дна русла в таких реках вдали от устья зависит от уклона реки, удельного расхода и крупности гальки и валунов дна реки, но чаще всего колеблется в пределах от 3 до 4 м, что вынуждает к устройству перед плотиной (в русле и берегах) защитных мер в виде шпор, предотвращающих подмыв. Близ устья реки предел колебания отметки дна устанавливает базис эрозии. Однако устройство таких шпор при весьма проницаемых грунтах встречает трудности из-за невозможности забить шпунты без подмыва. В этих условиях в индийской практике английских инженеров появились бетонные опускные колодцы, образующие сплошные стены по берегам и по длине плотины. В швейцарской практике обычны в этих условиях железобетонные опускные колодцы по берегам реки выше и ниже плотины. В наше время их проще заменить металлическими шпунтами.

Глава XXVIII

ПРОПУСК ПАВОДКОВ И МЕЖЕННИХ ВОД ПРИ ПОСТРОЙКЕ ПЛОТИН (ПРОПУСК СТРОИТЕЛЬНЫХ РАСХОДОВ)

Проект плотины нельзя считать ни законченным, ни обоснованным, если в проекте не доказана осуществимость запроектированного сооружения по условиям жизни реки.

Способы пропуска строительных расходов могут быть различными; они зависят от величины расхода, конструкции плотины, топографии и геологии места устройства плотины. Лишь после установления способа пропуска строительных расходов выясняются состав элементов узла сооружений, объем и календарный план потребных работ.

Поясним на примерах роль этих факторов.

Пример 1-й. Земляная плотина

Малая величина меженного расхода позволяет пропустить воду через трубу водоспуска, устроенного в первую очередь, чтобы возведение береговых земляных участков не встретило затруднений, или в канале, специально устроенном у одного из берегов балки (ливневые паводки).

Если тело плотины не удастся возвести в период от весны до осени, то следует оставить в тальвеге место для пропуска весеннего паводка. Ливневые паводки учитываются в плане работ в размере до 20—30 % столетнего ливневого расхода. На этот расход и проектируется упомянутый выше канал или деревянный лоток.

Наличие в проекте бетонного водослива, устроенного на дне тальвега, позволяет легко разрешить вопрос о пропуске ливневых расходов путем устройства донных водоспускных отверстий в теле водослива. После преграждения тальвега весенний паводок пойдет через водослив, частично или полностью готовый к тому времени при готовых устоях водослива, сопрягающихся с земляными участками плотины (рис. 190).

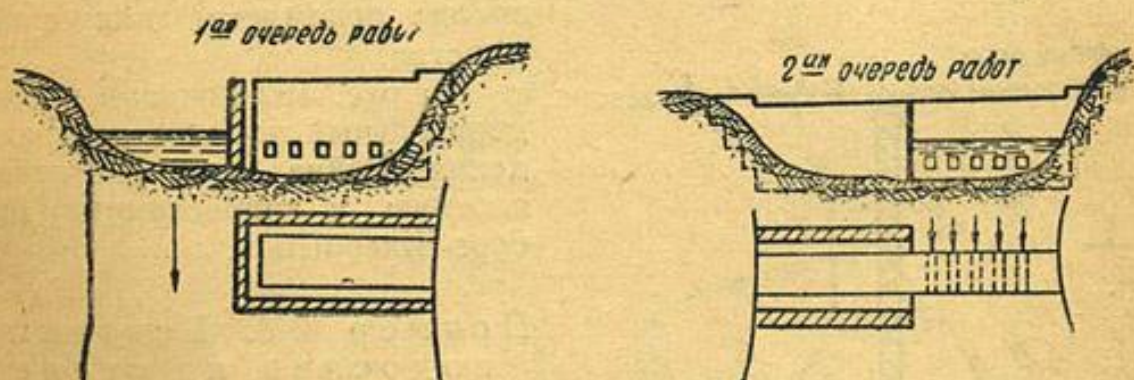


Рис. 190 и 190а. Пропуск строительных расходов в случае бетонного водослива в русле

Если расчетный весенний или ливневой паводок измеряется в десятках кубометров в секунду, а для нужд предприятия необходима вода малой жесткости, то можно легко пропустить весенний паводок через водоспуск соответствующей пропускной способности. Водослив становится ненужным. Такое решение особенно удачно при скалистом основании, когда водоспуски получаются и дешевле

и надежнее. При этом в первую очередь возводятся водоспуски, которые при дальнейших работах будут пропускать строительные расходы.

Пример 2-й. Водослив с порогом у дна реки

При постройке водосливной плотины с порогом у дна реки при весьма пологих песчаных берегах возможен отвод реки из русла в берег. Постройка производится, конечно, с водоотливом в прежнем русле.

После возведения водослива напор не поднимают, а пускают воду через готовый водослив, снабженный бычками или без них, береговое же русло плотины рефулируют. Вода пойдет по прежнему руслу ввиду отсутствия ощутительного стеснения его построенным водосливом. Таким образом, возведение плотины осуществимо в одну очередь.

Однако обычно берега не столь пологи, чтобы могла возникнуть мысль о создании временного русла в берегу. Тогда прибегают к двухочередному порядку производства работ: с весны до осени выполняется первая очередь работ (река течет в оставшейся части русла), а с осени до весны в тепляках, — вторая очередь работ, — с тем чтобы весной пропустить паводок по готовому постоянному водосливу. В случае хозяйственных затруднений вторую очередь работ можно отложить на следующее лето.

При постройке такой плотины на большой судоходной реке приходится иногда разбивать постройку на три очереди по условиям пропуска судов, как это было сделано на р. Шексне в 1922—1924 годах при постройке Черепановской плотины (рис. 191). При этом скорости течения реки и размеры свободной части русла были вполне приемлемы для судоходства.

На рис. 192 показан последовательный порядок преграждения Рейна при постройке плотины и гидростанции Рибург-Шверштадт.

Пример 3-й. Бетонный водослив на скале

При возведении массивного бетонного водослива на скале, работы, в зависимости от их объема, разбивают на две-три очереди.

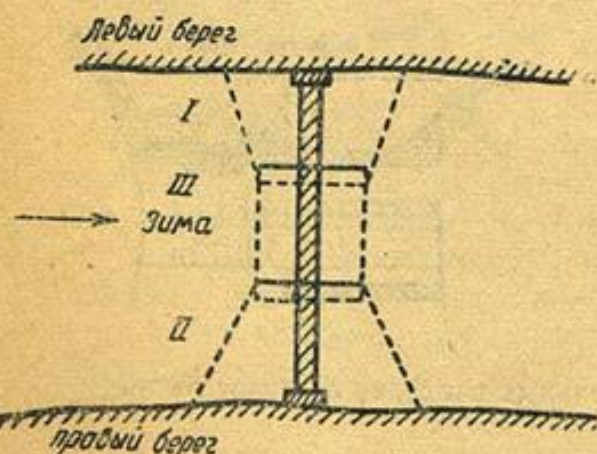


Рис. 191. Сооружение плотины на судоходной реке в три очереди

Меженная вода во вторую и третью очереди пропускается в специальных донных отверстиях готовой части водослива.

Однако большие расходы (напоры до 10—12 м) реки могут заставить предусмотреть в проекте особое широкое и глубокое во-

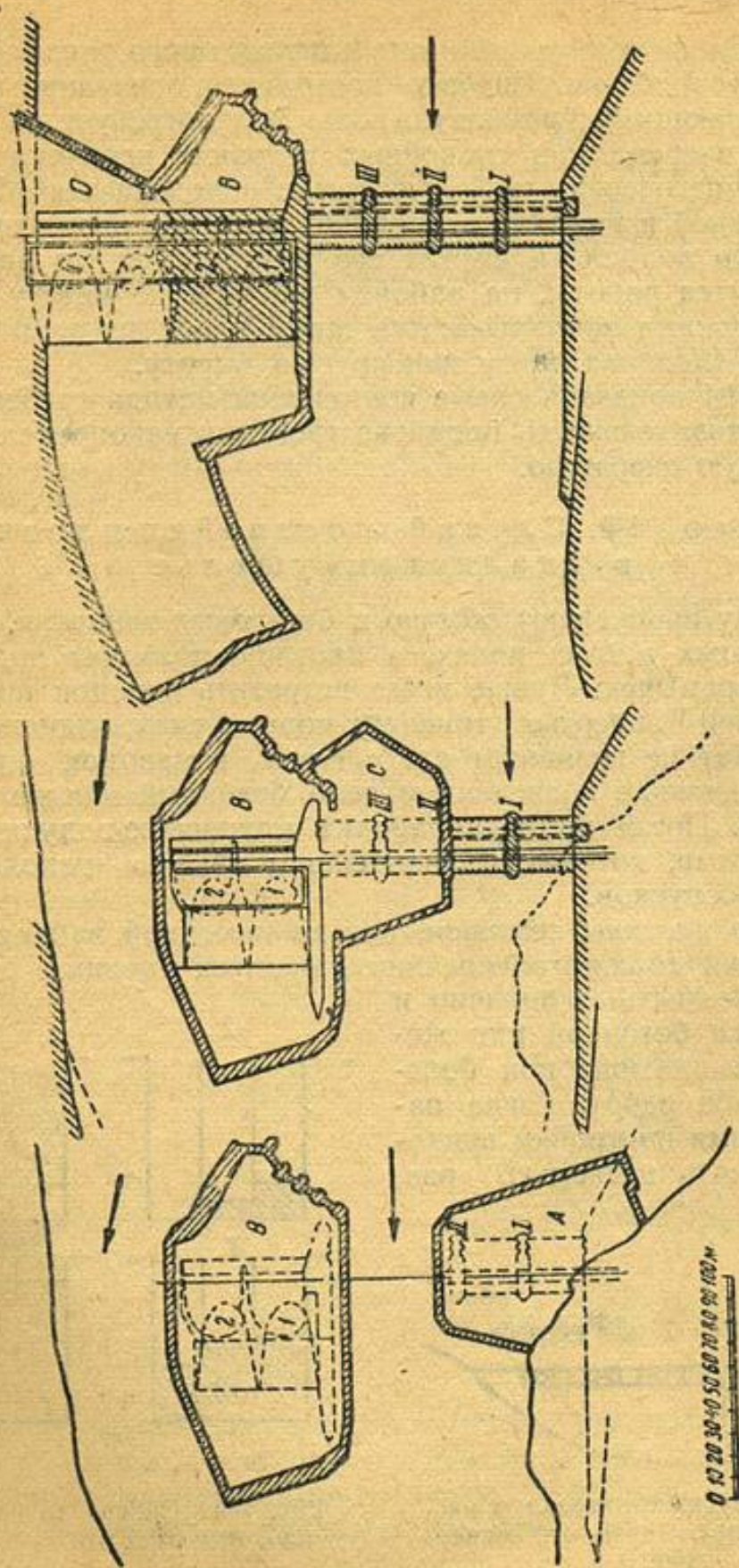


Рис. 192. Пропуск строительных расходов р. Рейна при постройке плотины Рибург-Шверштадт

досливное отверстие для пропуска через него весеннего паводка во вторую очередь (рис. 193). Так сделано при постройке Волховской плотины.

С увеличением высоты плотины и паводкового расхода прибегают к методу гребенки. Сначала возводится основание плотины с бычками, играющими временную роль. Это потребует разбивки работ на две очереди при спокойных условиях пропуска паводков. В последующие очереди работ (их число определяется объемом работ, т. е. длиной и высотой водослива) вода все время пропускается через тело водослива на тех его участках, где в данную очередь не ведутся работы, на рабочем же участке между вспомогательными бычками закладываются щиты и под их защитой возводится тело водослива на ту или другую высоту.

На рис. 194 показана схема применения метода гребенки. Здесь видна последовательность поднятия гребенки на определенную высоту в каждую операцию.

Пример 4-й. Случай постройки плотины в скалистом ущелье

Здесь воду пропускают обычно в береговых тоннелях, специально пробиваемых в этих целях, а плотину возводят под защитой насыпных перемычек. Лучше всего встретить паводок при готовом водосливе, при запертых тоннелях-водоспусках, однако обычно масштаб работ не позволяет это сделать, и паводок пропускают через незаконченное возведением тело бетонный или железобетонной плотины. После прохода паводка меженнюю воду пропускают опять тоннелями, которые в дальнейшем обычно используются в качестве водоспусков.

Если тело плотины земляное или из каменной наброски, то сечение тоннелей должно обеспечивать пропуск паводка. Это требование должно быть выполнено и при постройке бетонной или железобетонной плотины при большом масштабе работ, когда паводок во время постройки приходится встречать несколько раз,

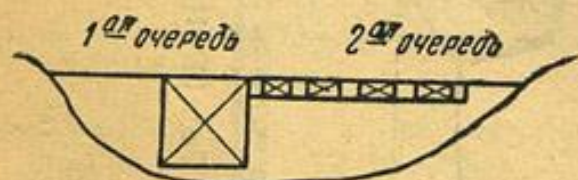


Рис. 193. Пропуск строительных расходов с помощью глубокого отверстия

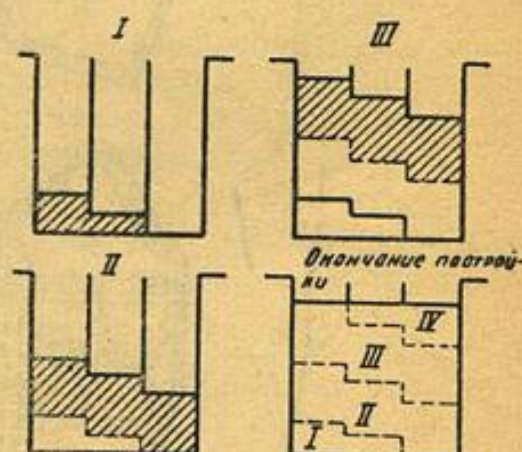


Рис. 194. Способ возведения плотины методом гребенки

притом и при высоких отметках верха незаконченной плотины, препятствующих безнаказанному сбросу паводка через тело высокой плотины.

Пример 5-й. Разборчатая плотина на скальном грунте с порогом водослива выше горизонта меженных вод

После постройки плотины первой очереди возникает затруднение в дальнейшем ведении работ, так как преградить русло на участке второй очереди с помощью забивки шпунтовых рядов невозможно: вода подмывает их во время забивки.

В этом случае применяют наброску камня в текущую воду выше плотины, а под защитой каменной отсыпи устраивают отсыпь щебня, гравия и землистого грунта: это вызовет поднятие горизонта воды, и она пойдет через готовый водослив, выстроенный в первую очередь, позволяя приступить к постройке оставшегося участка водослива.

Прием этот, более пятидесяти лет применяющийся в США и в английских колониях, лишь двенадцать-пятнадцать лет назад получил общее признание в СССР, когда была подведена теоретическая и научно-экспериментальная база акад. Павловским и проф. Избашем.

С применением наброски в текущую воду построены в СССР с 1932 года плотины: Пала-Коргинская, Маткожненская, Волжская у Иванькова, Нижнетуломская, Нивская, Нижнесвирская и др.

Перемычка из наброски в ряде случаев входила в дальнейшем в состав глухого участка плотины. Для этого с верховой стороны последовательно укладывались материалы все меньшей и меньшей крупности до тех пор, пока проницаемость глухой плотины не стала незначительной. Многоводная и глубокая река Тулома вся перекрыта наброской в текущую воду, что сильно ускорило ее возведе-

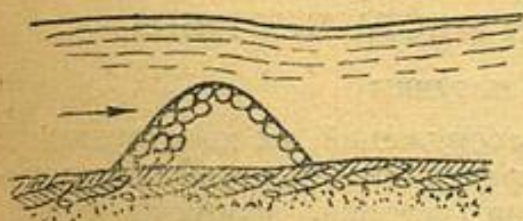


Рис. 195. Первая стадия работы наброски в текущую воду

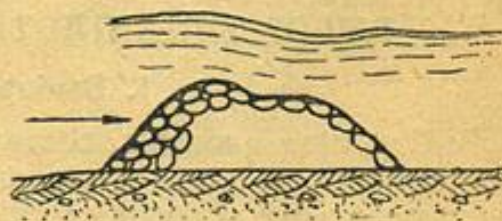


Рис. 196. Вторая стадия работы наброски в текущую воду

ние. Наши строительства достигли производительности до $10 \text{ м}^3/\text{сутки}$ камня на один погонный метр фронта работ. В дальнейшем эта производительность может и должна быть повышена (Избаш, Гидравлика производства работ по преграждению русла, 1939 г.).

При спокойном (не бурном) течении реки при устройстве на-

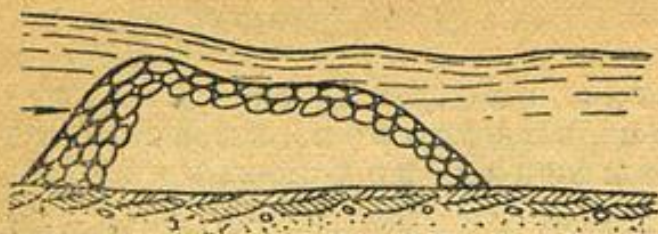


Рис. 197. Третья стадия работы на-
броски в текущую воду

броски из камня последний сначала ложится крутыми откосами, однако несколько положе одиночного откоса (рис. 195). По мере приближения гребня наброски к горизонту воды перепад воды становится заметнее, скорость воды по гребню возрастает и начинается пе-

ремещение камня по низовому откосу. Профиль наброски меняется (рис. 196).

При дальнейшей отсыпке камня вступают в действие динамические силы воды, под напором проходящей сквозь наброску. В результате низовой откос наброски дополнительно меняется (рис. 197

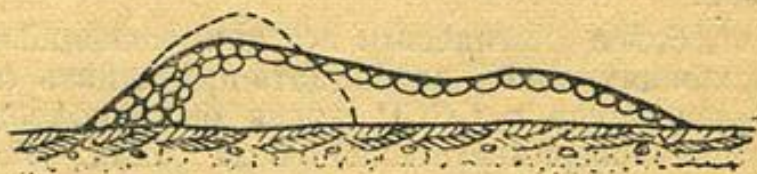


Рис. 198. Четвертая стадия работы наброски в текущую воду

и 198). При весьма сжимаемом основании значительная часть камня погрузилась бы в грунт. В этих условиях экономичность метода еще не апробирована.

Глава XXIX

ВЫБОР ТИПА ПЛОТИНЫ И МЕСТА ПЛОТИНЫ

1. Выбор типа плотины

Выбор типа плотины, состава ее сооружений, их конструкции и расположения в плане в основном определяется высотой сооружения и местными условиями гидрологии (условия пропуска строительных и эксплуатационных паводков, ледовые условия, наносы), топографии, геологии, а также особенностями экономических факторов и условий эксплуатации.

Если поставленным требованиям удовлетворяют несколько комплексов технических решений, то выбор варианта определяется экономикой, оценивающей варианты со следующих точек зрения:

- 1) потребного срока постройки плотины и обусловленных им средств механизации и транспорта;
- 2) количества и вида потребных привозных материалов для постройки плотины:

3) потребного количества рабочей силы;

4) стоимости сооружения.

Ниже подробно показано, как технические факторы влияют на выбор типа плотины, и параллельно отмечаются моменты, когда решение принимается по данным экономического анализа.

Направление для предварительного проектирования плотины задают прежде всего условия пропуска меженных и паводковых вод во время постройки, а также эксплуатационные условия водопользования и сброса паводков.

Рассмотрим три возможных вида природных условий: реки горные, предгорные и равнинные. Первые два вида условий характеризуются обилием наносов при различной топографии.

Использование горных рек сопряжено с устройством плотин относительно умеренной длины, определяемой шириной ущелья, при весьма значительной высоте плотины, так как при умеренной высоте плотины и обычно невыгодной в этих условиях топографии водохранилища быстро заполняются наносами, что делает невозможным дальнейшее их использование.

Обычное при этом решение — пропуск паводков во время постройки в береговых тоннелях, специально для этой цели устраиваемых.

Тело плотины при естественном отсутствии земляных грунтов может быть выполнено из каменной наброски, бетона или железобетона.

Вариант плотины из каменной наброски отпадает при крутых склонах ущелья (технический фактор), однако и по экономическим соображениям он может быть отвергнут, если требуется выстроить плотину с минимумом рабочей силы или при слабых средствах механизации.

Случается, что в типично гористой местности нет поблизости хорошего камня, пригодного для постройки плотины из каменной наброски: основание и склоны ущелья сложены из мергелистых пород. Тогда надо использовать галечник, взятый из русла (обычно он прочный, принесенный с верховьев реки), и запроектировать легкое сооружение, с малым давлением на основание (полая железобетонная плотина). Слабое скалистое основание заставляет остановиться на плотине типа Амбурсен или набросной, если нельзя обойтись земляной плотинной (отсутствие нужных грунтов, затруднительность сброса воды в берегах). При минимуме рабочей силы также следует рекомендовать плотину типа Амбурсен или многоарочную.

Горные реки с их относительно малыми расходами при скалистых склонах ущелья не трудно пропустить тоннелями, пробитыми в склонах и работающими под напором, создаваемым перемычками.

В период паводков задача пропуска реки усложняется, так как напор в тоннелях падает вследствие поднятия уровня воды в реке ниже перемычек, расход же воды в реке увеличивается, вследствие чего нередко случаи вынужденного отказа от устройства паводковых строительных тоннелей.

Здесь конкурентами плотине из местных материалов выступают плотины бетонные и железобетонные, позволяющие пропускать паводок через недостроенное тело сооружения.

Узость ущелья заставляет при эксплуатации сбрасывать паводки через водосливы, устраиваемые в берегах (шахтный или траншейный водослив). Впрочем, возможен сброс воды и через тело бетонной и железобетонной плотин на скалистом основании при высоте до 50—60 м. Узость ущелья может сделать целесообразным устройство арочной плотины, также допускающей перелив воды через гребень водослива по всей длине плотины или в береговых ее массивах гравитационного типа. Водослив в русле реки может оказаться более экономичным, чем глухая плотина с береговыми водосливами, однако при высоте плотины свыше 60 м в этом случае неизбежен переход к глухой бетонной плотине в русле реки, в особенности в трудных условиях прохода льда и сильных паводков.

Необходимость попуска воды в межень для удовлетворения нужд водопользования нижележащих населенных мест побуждает к устройству водоспусков в теле плотины, устраиваемых на отметках, обеспечивающих пропуск в нижний бьеф предусмотренных расходов по графику потребления водопользователей, с учетом колебания горизонта воды в водохранилище при работе его на основного потребителя.

Отсюда — возникновение водоспусков, работающих под умеренным и небольшим напором и устраиваемых в теле плотины.

Наличие таких водоспусков не избавляет от необходимости устройства донных водоспусков, устраиваемых с применением тоннелей, башен или непосредственно в теле бетонной плотины. Работа этих водоспусков весьма облегчается при одновременном наличии водоспусков, устраиваемых для попусков воды в нижний бьеф, так как донный водоспуск может вступить в этом случае в работу при меньшем напоре в связи с понижением горизонта воды водохранилища от работы верхних водоспусков.

Использование предгорных рек имеет место как при скальных, так и при нескальных основаниях, с устройством плотин или весьма значительной высоты для удлинения срока занесения водохранилища наносами, или малого напора с освобождением русла в паводок для пропуска наносов (водослив с порогом у дна реки). Предгорные условия характеризуются широкой долиной и более слабым уклоном реки, обычно позволяющими при высоте плотины в 50—60 м получить огромное водохранилище с весьма длительным сроком заполнения его наносами.

Пропуск наносов во время эксплуатации плотины малого напора происходит в паводок беспрепятственно, так как порог плотины закладывается в уровне дна реки, а пролеты между бычками делаются значительными (12—15 м). Лишь в природных условиях повышенной обеспеченности водозабора разборчатая часть плотины устраивается не по всей длине водослива, а, например, на половине его. Другая половина — водослив без затворов на гребне, автома-

тически вступающий в работу при повышении горизонта воды в паводок.

Такое решение при напорах до 3—5 м практически является правильным, обеспечивающим удобную эксплуатацию при минимуме капитальных затрат, неизбежно повышающихся при устройстве разборчатой части от уреза до уреза воды.

Если река течет не одним руслом, а отдельными рукавами, то необходимо иметь данные топографической съемки за ряд лет для выяснения расположения в плане устойчивых, главных рукавов реки, на которых придется устраивать промывные водосливы для сброса наносов. Глухие же участки плотины здесь земляные.

При значительных напорах обычная в предгорных условиях большая ширина долины оставляет место и для водослива и для глухих участков, выполняемых из местных грунтов.

При умеренных расходах воды паводки во время эксплуатации сбрасываются через тоннели водоспусков в скалистых склонах. Через те же тоннели проходят и построенные паводки. Тело плотины — земляное, реже смешанное.

При скалистом ложе реки и нескальных склонах, в особенности при больших расходах в паводок, затрудняющих их пропуск при постройке, обычно устройство глухой плотины из бетона или железобетона (многоарочная, типа Амбурсен) при земляных береговых участках; водослив же, по экономическим соображениям, устраивается нередко в берегу не только в случае чрезмерной его высоты, если бы он был устроен в русле, но и при умеренной его высоте: в пологих склонах долины легко устроить водослив малого напора значительной ширины.

Скалистые же склоны могут быть использованы для устройства водоспуска, совмещенного с водосливом, с применением тоннелей.

На время постройки русло может быть отведено в береговой тоннель; тогда основное тело плотины следует сооружать из местных материалов, а не из бетона и не из железобетона. Однако при большой высоте плотины и огромных расходах реки, осложняющих пропуск их во время постройки, при наличии скалистого основания выдвигается и в этом случае бетонная или железобетонная плотина с береговыми земляными участками и береговыми водосливами. При этом слабость скалы в основании выдвигает плотину типа Амбурсен, а сильные строительные паводки и в особенности тяжелый ледоход при хорошем скалистом основании — массивную бетонную плотину.

Равнинные реки используются при напорах лишь до 25—35 м и то в редких случаях, чаще до 20—25 м и менее, что объясняется малыми уклонами равнинных рек и недопустимостью затоплений огромного количества ценных земель и крупных населенных пунктов. При этом с повышением напора длина плотины по гребню быстро растет, что объясняется топографией равнинной местности.

При скалистом основании (Днепр, Волхов, Сызрань) в русле устраивается водослив при береговых земляных участках (Сызрань) иногда весьма значительной длины. При коротких земляных участ-

ках по требованиям эстетического характера или по условиям сброса воды с водослива в нижний бьеф все тело плотины сооружается из того же материала, что и водослив (бетон, железобетон, деревянные ряжевые плотины высотой в 10—20 м).

Скалистое основание при компоновке узла сооружений играет главную роль, иногда диктуя даже ширину водослива при залегании скалы не с берега до берега, а на относительно коротком участке (проект Куйбышевской плотины). При этом необходимо иметь уверенность в том, что скала в условиях залегания обладает прочностью, отвечающей масштабу сооружения, иначе может оказаться более выгодным создать сооружение на надежном нескальном грунте, например, на песке, чем иметь дело со слабой, пестрой по качеству и малонадежной скалой.

При напорах до 10—15 м на крупных реках Севера, т. е. при незначительном количестве наносов, когда целесообразно устроить водослив с высоко поднятым порогом (это обходится дешевле), не остается места для глухих береговых участков. При этом в целях удобного производства работ (а в дальнейшем и в целях спокойного пропуска паводков и при эксплуатации) дополнительно предусматривают в плотине одно водосливное отверстие с порогом у дна реки (Волховская плотина $H = 11$ м).

Отсутствие скальных пород в основании, обычное для равнинных рек, сдерживало до сих пор инженера в стремлении создать значительный напор на крупной равнинной реке, требующей водослива в русле по условиям пропуска паводка, но с усилением нашей теоретической базы в вопросах фильтрации и механики грунтов уже нет непреодолимых препятствий для создания напоров до 25—30 м при песчаном основании сооружений, с использованием при этом конструкции полых железобетонных плотин.

Использование речек и балок сопровождается устройством земляного тела плотины с берега до берега и водослива в берегу при напоре всего лишь в 2—3 м, редко 3—4 м.

Кроме того, в целях борьбы с увеличением жесткости воды в водохранилище иногда необходим водоспуск. При этом водослив устраивается бетонный, а иногда железобетонный в виде единой коробки, включающей в себя береговые устои, флютбет и промежуточный бычок (это позволяет проверять устойчивость водослива, как единое целое, т. е. сопряженного с земляными участками).

Дальность возки камня и наличие близкого карьера гравия выдвигают второе решение. В колхозных плотинах и в лесистой местности при малых напорах и отсутствии средств транспорта нередко устраивают деревянный водослив.

В условиях лесистой местности, при обеспеченности ремонта деревянного водослива на все время его работы, нет основания отказываться от него и при напорах до 6—7 м (нескальные грунты), а при скалистом основании и напор в 15 м не является чрезмерным напором для ряжевого водослива (водосливы Беломорско-Балтийского канала достигают 15 м высоты).

Главное преимущество дерева при этом — быстрота постройки и независимость от условий транспорта, а также возможность использования зимнего времени для возведения сооружения.

Незначительная величина расчетного паводкового расхода реки, ручья или балки и наличие строгих требований регенерации воды по условиям технологического процесса предприятия-водопользователя могут привести к отказу от берегового водослива и устройству водоспуска на полную пропускную способность водослива. Особенно легко осуществляется это решение в случае скалистого основания при потребности запроектировать несколько водоспусков.

При напоре до 5 м (реже до 8–10 м) водослив в русле реки может быть выстроен и на нескальном основании в виде плотины с порогом у дна реки или в виде полый плотины. Сохраняются и условия для возведения массивного водослива при плотном малопроницаемом грунте.

С увеличением напора лишь в редких случаях возможно возведение массивного бетонного водослива (материк плотный и незыблемый). Здесь начинается зона полых железобетонных плотин.

Водосливы с порогом у дна реки при благоприятных геологических условиях устраивают при напорах до 10 м и более, но при всяких условиях при напорах до 4–5 м устройство их всегда возможно. Здесь вся трудность в том, чтобы обеспечить устойчивость сооружения на сдвиг в нижний бьеф.

Плотный галечник всегда позволяет построить водослив напором до 8–10 м.

Только кессонное основание позволяет мало считаться с качеством верхней толщи грунтов ложа реки, но оно обходится очень дорого. Однако в последние двенадцать лет вместо кессонов успешно применяется забивка металлических шпунтов с выемкой грунта между ними и заполнением образовавшегося пространства бетоном. Это позволяет создать водослив значительного напора там, где от устройства его еще недавно отказывались.

Тип затвора водослива избирается почти исключительно по условиям эксплуатации: климатическим (степень суровости зимы), гидрологическим (быстрота наступления паводка, количество наносов, тяжесть ледовых условий), судоходным (необходимость освободить русло в паводок с берега до берега и до дна реки), водохозяйственным (точность регулирования горизонта) и промышленным (наличие у плотины электроэнергии или ее отсутствие).

Сегментный затвор водослива при пролетах до 20 м явно предпочтителен при отсутствии электроэнергии (требуется минимальное усилие для его подъема) и при обильных донных и взвешенных наносах (повышенная ось вращения затвора).

Вальцовый затвор, как значительно более дорогой, уместно применять в условиях суровой зимы и при наличии электроэнергии; в противном случае при умеренных пролетах он уступает место сегментному затвору, исправно работающему на севере Швеции при надлежащем уходе за плотинами.

Щитовой затвор явно предпочтителен при больших напорах и пролетах или при пролетах до 5—6 м, а также на гребне высокого водослива, где другие затворы были бы явно неэкономичны по условиям размещения механизмов.

Секторный затвор выдвигается на первое место при работе на гребне водослива с повышенным порогом в условиях необходимого точного регулирования горизонта воды (гидростанции) в любых климатических условиях.

Дахвер, устроенный на поднятом пороге водослива вне влияния воды нижнего бьефа, хорошо выполняет свое назначение и при внезапно наступающих паводках.

Мостовые плотины устраиваются в городах на судоходных реках, когда требуется в паводок освободить все живое сечение реки или большую его часть.

Шансан — в тех же условиях напора (но не в городах) и при быстро наступающих паводках и при напорах до 5 м.

Поаре — в тех же условиях напора, но при спокойно наступающих паводках.

2. Выбор места для плотины

При современном комплексном использовании рек выбор места для плотины определяется стремлением дать наиболее экономичное решение при условии соблюдения интересов энергетики, ирригации, судоходства и водоснабжения. Поэтому задолго до постройки происходит разбивка на бьефы и составляется план ее использования, учитывающий топографию, гидрологию, геологию и интересы потребителей.

При использовании речки, ручья, балки или оврага для целей водоснабжения в случае значительного напора весьма важно иметь выше плотины выгодные условия топографии, позволяющие получить большой объем воды в водохранилище.

При этом надо помнить, что большую роль играют требования потребителя, которые должны быть удовлетворены полностью, с учетом развития промышленных предприятий. В этих условиях установка на минимум объема работ на один кубический метр сбереженной воды может оказаться ошибочной, уступая место оптимальному использованию источника водоснабжения. Конечно, при прочих равных условиях спокойная геология места плотины всегда играет положительную роль.

При ведомственном использовании рек (местное судоходство, ирригация) в первом случае приобретают большое значение условия трассы оросительного канала, а во втором — условия входа судов в шлюз и выхода их из шлюза. Эти соображения могут заставить значительно подвинуть ось плотины против первоначальных предположений, основанных на изучении геологии и топографии места плотины.

При выборе мест сооружений при разбивке на бьефы продольного профиля реки в целях комплексного ее использования приходится иметь в виду ряд соображений, а именно:

1. Геология места плотины предпочтительна наиболее надежная (скала удовлетворительного качества, упрощающая и удешевляющая сооружение, плотный материк с незначительной водоотдачей, отсутствие путей ощутительной утечки воды из подпертых бьефов, устойчивость смоченных откосов в подпертых бьефах, в особенности при быстрой сработке горизонта водохранилища).

2. Узел сооружений, в состав которого входит плотина, должен без особых затруднений размещаться в избранном месте, в спокойных условиях деления работ на построечные очереди и пропуска паводков во время постройки и эксплуатации.

3. При судоходстве по реке подход судов к шлюзу и выход их из шлюза не должны иметь ощутительных неудобств, препятствующих судоходству.

4. Желательна близость места плотины от станции железной дороги или от шоссейной магистрали.

5. При наличии ряда мест, равнозначных с точки зрения приведенных требований, предпочтительно место, дающее минимум объема работ.

Отсутствие места, удовлетворяющего всем приведенным требованиям, при наличии ряда мест, не в полной мере удовлетворяющих этим требованиям, диктует необходимость анализа и сопоставления вариантов в целях всестороннего исследования всех доводов «за» и «против» по отношению к каждому варианту. Выбор предпочтительно сделать в пользу варианта, дающего сооружение в более короткий срок при надежных условиях эксплуатации (случай узла крупных сооружений), если при этом не будет иметь места недоиспользование реки.

Таблица значений величины $\frac{\sigma}{q}$ на конечной глубине Z под углом прямоугольного фундамента размерами в плане $m \times n$ при равномерной сплошной нагрузке q

m	n													
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4		
0,1	0,00470	0,00917	0,01323	0,01678	0,01978	0,02223	0,02420	0,02576	0,02698	0,02794	0,02926	0,03007		
0,2	0,00917	0,01790	0,02585	0,03280	0,03865	0,04348	0,04735	0,05042	0,05283	0,05471	0,05733	0,05894		
0,3	0,01323	0,02585	0,03735	0,04742	0,05593	0,06294	0,06858	0,07308	0,07661	0,07938	0,08323	0,08561		
0,4	0,01678	0,03280	0,04742	0,06024	0,07111	0,08009	0,08734	0,09314	0,09770	0,10129	0,10631	0,10941		
0,5	0,01978	0,03866	0,05593	0,07111	0,08403	0,09473	0,10340	0,11035	0,11584	0,12018	0,12626	0,13003		
0,6	0,02223	0,04348	0,06294	0,08009	0,09473	0,10688	0,11679	0,12474	0,13105	0,13605	0,14309	0,14749		
0,7	0,02420	0,04735	0,06858	0,08734	0,10340	0,11679	0,12772	0,13653	0,14356	0,14914	0,15703	0,16199		
0,8	0,02576	0,05042	0,07308	0,09314	0,11035	0,12474	0,13653	0,14607	0,15371	0,15978	0,16843	0,17389		
0,9	0,02698	0,05283	0,07661	0,09770	0,11584	0,13105	0,14356	0,15371	0,16185	0,16835	0,17766	0,18857		
1,0	0,02794	0,05471	0,07938	0,10129	0,12018	0,13605	0,14914	0,15978	0,16835	0,17522	0,18508	0,19139		
1,2	0,02926	0,05733	0,08323	0,10631	0,12626	0,14309	0,15703	0,16843	0,17766	0,18508	0,19584	0, 0,78		
1,4	0,03007	0,05894	0,08561	0,10941	0,13003	0,14749	0,16199	0,17389	0,18357	0,19139	0,20278	0,21020		
1,6	0,03058	0,05994	0,08709	0,11135	0,13241	0,15028	0,16515	0,17739	0,18737	0,19546	0,20731	0,21510		
1,8	0,03090	0,06058	0,08804	0,11260	0,13395	0,15207	0,16720	0,17967	0,18986	0,19814	0,21032	0,21836		
2,0	0,03111	0,06100	0,08867	0,11342	0,13496	0,15326	0,16856	0,18119	0,19152	0,19994	0,21235	0,22058		
2,5	0,03138	0,06155	0,08948	0,11450	0,13628	0,15483	0,17036	0,18321	0,19375	0,20236	0,21512	0,22364		
3,0	0,03150	0,06178	0,08982	0,11495	0,13684	0,15550	0,17113	0,18407	0,19470	0,20341	0,21633	0,22499		
4,0	0,03158	0,06194	0,09007	0,11527	0,13724	0,15598	0,17168	0,18469	0,19540	0,20417	0,21722	0,22600		
5,0	0,03160	0,06199	0,09014	0,11537	0,13737	0,15612	0,17185	0,18488	0,19561	0,20440	0,21749	0,22632		
6	0,03161	0,06201	0,09017	0,11541	0,13741	0,15617	0,17191	0,18496	0,19569	0,20449	0,21760	0,22644		
8	0,03162	0,06202	0,09018	0,11543	0,13744	0,15621	0,17195	0,18500	0,19574	0,20455	0,21767	0,22652		
10	0,03162	0,06202	0,09019	0,11544	0,13745	0,15622	0,17196	0,18502	0,19576	0,20457	0,21769	0,22654		
	0,03162	0,06202	0,09019	0,11544	0,13745	0,15623	0,17197	0,18502	0,19577	0,20458	0,21770	0,22656		

m	n										
	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0	8,0	∞
0,1	0,03007	0,03058	0,03090	0,03111	0,03138	0,03150	0,03158	0,03160	0,03161	0,03162	0,03162
0,2	0,05894	0,05994	0,06058	0,06100	0,06155	0,06178	0,06194	0,06199	0,06201	0,06202	0,06202
0,3	0,08561	0,08709	0,08804	0,08867	0,08948	0,08982	0,09007	0,09014	0,09017	0,09018	0,09019
0,4	0,10941	0,11135	0,11260	0,11342	0,11450	0,11495	0,11527	0,11537	0,11541	0,11543	0,11544
0,5	0,13003	0,13241	0,13395	0,13496	0,13628	0,13684	0,13724	0,13737	0,13741	0,13744	0,13745
0,6	0,14749	0,15028	0,15207	0,15326	0,15483	0,15550	0,15598	0,15612	0,15617	0,15621	0,15623
0,7	0,16199	0,16515	0,16720	0,16856	0,17036	0,17113	0,17168	0,17185	0,17191	0,17195	0,17197
0,8	0,17389	0,17739	0,17967	0,18119	0,18321	0,18407	0,18469	0,18488	0,18496	0,18500	0,18502
0,9	0,18357	0,18737	0,18986	0,19152	0,19375	0,19470	0,18540	0,19561	0,19569	0,19574	0,19577
1,0	0,19139	0,19546	0,19814	0,19994	0,20236	0,20341	0,20417	0,20440	0,20499	0,20455	0,20458
1,2	0,20278	0,20731	0,21032	0,21235	0,21512	0,21633	0,21722	0,21749	0,21760	0,21767	0,21770
1,4	0,21020	0,21510	0,21836	0,22058	0,22364	0,22499	0,22600	0,22632	0,22644	0,22652	0,22656
1,6	0,21510	0,22025	0,22372	0,22610	0,22940	0,23088	0,23200	0,23236	0,23249	0,23258	0,23263
1,8	0,21836	0,22372	0,22736	0,22986	0,23334	0,23495	0,23898	0,23735	0,23671	0,23681	0,23686
2,0	0,22058	0,22610	0,22986	0,23247	0,23614	0,23782	0,23912	0,23954	0,23970	0,23981	0,23987
2,5	0,22364	0,22940	0,23334	0,23614	0,24010	0,24196	0,24344	0,24392	0,24412	0,24425	0,24432
3,0	0,22499	0,23088	0,23495	0,23782	0,24196	0,24394	0,24554	0,24608	0,24630	0,24646	0,24654
4,0	0,22600	0,23200	0,23698	0,23912	0,24344	0,24554	0,24729	0,24791	0,24817	0,24836	0,24846
5,0	0,22632	0,23236	0,23735	0,23954	0,24392	0,24608	0,24791	0,24857	0,24885	0,24907	0,24919
6	0,22644	0,23249	0,23671	0,23970	0,24412	0,24630	0,24817	0,24885	0,24916	0,24939	0,24952
8	0,22652	0,23258	0,23681	0,23981	0,24425	0,24646	0,24836	0,24907	0,24939	0,24964	0,24980
10	0,22654	0,23261	0,23684	0,23985	0,24429	0,24650	0,24842	0,24914	0,24946	0,24973	0,24989
	0,22656	0,23263	0,23686	0,23987	0,24432	0,24654	0,24846	0,24919	0,24952	0,24980	0,25000

Приложение 2

Таблица гиперболических косинусов $\operatorname{ch} x$ при аргументе x , выраженном в радианах и в градусах

x в радианах	0	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,00	1,05	1,10	1,20
x в градусах	0	11,46	17,19	22,92	28,65	34,38	40,11	45,84	51,57	57,3	60,16	63,03	68,75
$\operatorname{Ch} x$	1,00	1,02	1,04	1,08	1,13	1,18	1,26	1,34	1,43	1,54	1,60	1,67	1,81
x в радианах	1,25	1,30	1,40	1,45	1,50	1,55	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00	2,50	3,00
x в градусах	71,62	74,48	80,21	83,08	85,94	88,81	91,67	97,4	103	108,9	114,60	143,24	171,89
$\operatorname{Ch} x$	1,89	1,97	2,15	2,25	2,35	2,46	2,58	2,83	3,11	3,42	3,76	6,13	10,07

Таблица полных эллиптических интегралов K первого рода

θ	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°	70°	75°	76°	77°	78°	79°
K	1,57	1,57	1,58	1,60	1,62	1,65	1,68	1,73	1,79	1,85	1,94	2,03	2,16	2,31	2,50	2,77	2,83	2,90	2,98	3,06
θ	80°	80°12'	80°24'	80°36'	80°48'	81°	82°	83°	84°	85°	86°	87°	88°	89°	89°12'	89°24'	89°36'	89°48'	90°	∞
K	3,15	3,17	3,19	3,21	3,23	3,26	3,37	3,50	3,65	3,83	4,05	4,34	4,74	5,43	5,66	5,95	6,35	7,04		

ЛИТЕРАТУРА

1. Н. И. Анисимов, Гидротехнические сооружения. Т. II. Изд. 1936.
2. В. И. Дворяшин, Фильтрация гравитационных плотин на скальных основаниях. 1938 г.
3. Е. А. Замарин, Курс гидротехнических сооружений. Изд. 1940 и 1946 гг.
4. С. В. Избаш, Гидравлика производства работ по преграждению русла. 1939 г.
5. Б. Ю. Калинович, Шлюзование водных путей. 1940 г.
6. Л. А. Лавринович, Улучшение конструкций деревянных гидротехнических сооружений и роль их в послевоенный период. 1944 г.
7. Н. Т. Мелешенко, Движение грунтовых вод под гидротехническими сооружениями. 1937 г.
8. С. Н. Моисеев, Плотины набросные и из кладки насухо. 1936 г.
9. А. А. Ничипорович и В. А. Истомина, Проектирование и постройка земляных плотин. 1936 г.
10. А. С. Офицеров, Гидравлика водослива. 1938 г.
11. П. Ф. Папкович, Статический расчет бетонного каркаса плотины Сенкова. 1939 г.
12. А. И. Севко, К расчету шахтного водослива. 1938 г.
13. Н. А. Семанов, Деревянные плотины. 1940 г.
14. М. О. Тихий, Запасы рыб и гидростроительство. 1941 г.
15. А. А. Угинчус, Гидравлика нижнего бьефа. 1939 г.
16. А. А. Угинчус, Расчет фильтрации через земляные плотины 1940 г.
17. Г. К. Харчев, Рыбопропускные сооружения. 1940 г. и др.
18. Creager, Hinds and Justin, «Engineering for dams». New York, 1945.
19. Caquot, Stabilité des terres. Paris. 1934.
20. Kérisel, Contribution à l'étude du frottement des milieux pulverulents. Paris. 1935.
21. Jacoby and Davis, Foundations of bridges and buildings. New York, 1941.
22. Newmark, Simplified computation of vertical pressure in elastic foundation v. University of Illinois, Urbana, Sept. 24, 1935.
23. Krynine, Soil mechanics. 1941.
24. Tölke, Talsperrenbau. 1938. и др.
25. Журналы: «Москва — Волгострой», «Гидротехническое строительство», «Свирьстрой», «Известия ВНИИГ», «Труды ЛИИВТ», «Travaux», «La technique des travaux», «Schweizeritung», «Bauzeitung», «Proceed. Amer. Soc. Civ. Eng.», «Transact. Amer. Soc. Civ. Eng.», «Boston S. C. E.», «Bulletins du Centre d'études et des recherches géotechniques». Paris (за 1935—1945 года).

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
Предисловие	3
Глава I. Методы улучшения естественного основания плотин	5
Глава II. Глухие земляные участки плотин и земляные плотины	9
1. Сфера применения земляных плотин	9
2. Два различных способа возведения земляного тела плотины. Конструкция насыпной плотины	11
3. Расчет устойчивости откосов земляных плотин	21
4. Выводы для проектирования земляных плотин, полученные из анализа причин разрушений построенных земляных плотин при учете новейших достижений науки и практики	28
Глава III. Плотины из каменной наброски и из сухой кладки	29
1. Сфера применения и общая характеристика	29
2. Конструкция набросной плотины	30
3. Расчет набросной плотины	37
4. Осадка набросной плотины	37
Глава IV. Глухие бетонные массивные плотины гравитационного типа	39
Глава V. Глухие железобетонные плотины контрфорсного типа (плотины Амбурсен)	54
1. Основные данные для проектирования	54
2. Детали проектирования	63
Глава VI. Водоспуски и водосливы глухих плотин	66
1. Водоспуски глухих плотин	66
2. Водосливы глухих плотин	75
Глава VII. Водосливные плотины	81
Глава VIII. Бетонные и железобетонные водосливы на скальном основании	86
1. Бетонные массивные водосливы	86
2. Полые бетонные и железобетонные водосливы	88
Глава IX. Трещины в бетонных и железобетонных плотинах и борьба с ними	91
1. Причины появления трещин	91
2. Меры борьбы с появлением трещин	92
Глава X. Температурно-усадочные швы в бетонных и железобетонных плотинах	93
Глава XI. Антикоррозийные покрытия поверхностей бетонных и железобетонных плотин	95
Глава XII. Особые условия службы водосливов на не скальных основаниях. Основные вопросы проектирования	97
Глава XIII. Конструктивные формы бетонных и железобетонных водосливов на не скальном основании	99
Глава XIV. Глубина заложения фундамента водослива на не скальном основании	105

	Стр.
Глава XV. Фильтрация воды под плотинами на скальных грунтах основания и вредные формы ее проявления	112
1. Общие соображения	112
2. Современное состояние вопроса об отыскании строго научных решений задач о фильтрации под плотинами	113
3. Способ фрагментов	115
4. Метод электродинамических аналогий	121
5. Геометрические формы наиболее употребительных фильтрационных контуров	124
Глава XVI. Фильтрационный напор и величина фильтрационного давления на флютбет	126
Глава XVII. Фильтрационный расход	129
Глава XVIII. Опасность вымывания грунта фильтрующей водой	131
Глава XIX. Практическая оценка основных и сложных фильтрационных контуров	136
1. Практическая оценка основных фильтрационных контуров	136
2. Сложные фильтрационные контуры	137
3. Сложные геологические условия	138
Глава XX. Движение фильтрационной воды под плотной в двухслойном грунте	139
Глава XXI. Инженерные приемы для устройства горизонтальных и вертикальных путей фильтрации	141
1. Устройство вертикальных путей фильтрации	141
2. Устройство горизонтальных путей фильтрации	144
3. Примеры борьбы с фильтрацией в плотинах	144
Глава XXII. Сопряжение водослива на скальном основании с глухими участками плотины и с берегами	148
Глава XXIII. Расчет устойчивости и прочности бетонных и железобетонных водосливов на скальном основании	149
1. Влияние бычков и контрфорсов на расчет устойчивости водослива	149
2. Обеспечение прочности шпунтов при эксплуатации плотин	149
3. Основы расчета бетонного водослива массивного типа	152
4. Основы расчета бетонного водослива с пониженным порогом при значительном напоре	155
5. Железобетонный полый водослив с фильтрационным контуром № 5, т. е. без плиты в основании	156
6. Полый бетонный безарматурный водослив (плотины Сенкова)	157
Глава XXIV. Деревянные разборчатые водосливы	168
Глава XXV. Затворы плотин	171
Глава XXVI. Пропуск рыбы через плотину	177
1. Краткие сведения о промысловом значении рыб и о миграции их	177
2. Конструкция рыбоходов и место их устройства	180
Глава XXVII. Необходимость укрепления русла и берегов реки выше и ниже плотины	183
Глава XXVIII. Пропуск паводков и межених вод при постройке плотин (пропуск строительных расходов)	184
Глава XXIX. Выбор типа плотины и места плотины	190
1. Выбор типа плотины	190
2. Выбор места для плотины	196
Приложения	198
Литература	201