

СССР—НКЗ—ГЛАВВОДХОЗ
СРЕДНЕ-АЗИАТСКИЙ ГИПРОВОД
„САЗГИПРОВОД“
(БЫВ. „СРЕДАВВОДПРСИЗ“)

Е. ЗАМАРИН

**ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ
— СООРУЖЕНИЯ —**

Том I

ПЕРЕПАДЫ, БЫСТРОТОКИ,
КОНСОЛИ И ТРУБЫ

ИЗДАНИЕ „САЗГИПРОВОД“

МОСКВА

1932

ТАШКЕНТ

СССР—НКЗ—ГЛАВВОДХОЗ
СРЕДНЕ-АЗИАТСКИЙ ГИПРОВОД
„САЗГИПРОВОД“
(БЫВ. „СРЕДАЗВОДПРОИЗ“)

Е. ЗАМАРИН

ГИДРОТЕХНИЧЕСКИЕ ≡ СООРУЖЕНИЯ ≡

Том I

ПЕРЕПАДЫ, БЫСТРОТОКИ,
КОНСОЛИ И ТРУБЫ

ИЗДАНИЕ „САЗГИПРОВОД“

МОСКВА

1932

ТАШКЕНТ

Отв. редакт. инж. И. А. Гиршкан.

Тех. редакт. А. А. Шумович.

Сдано в набор 1/VI - 32 г.

Подписано к печати 15/X - 32 г.

Форм. 1/16 д. 62×88. 10 п. л.

Уполн. Мособлита № 26796.

Зак. тип. 11519.

Тираж 3000.

Тип. „Красный Октябрь“, Кривоколенный пер., д. 10.

ПРЕДИСЛОВИЕ.

Автором намечено к изданию следующее:

Перепады, быстротоки, консоли.

Гидротехнический расчет сооружений.

Затворы и под'емники гидротехнических сооружений.

Водозаборные сооружения.

Шлюзы на сети.

Водопроводящие сооружения (каналы, лотки, акведуки, дюкера, тоннели).

Эксплоатация гидротехнических сооружений.

В настоящее время коллективом авторов пишется II, III и IV выпуски.

Несмотря на крайнюю необходимость в курсе Гидротехнических сооружений — до сих пор такого курса нет. Имеющаяся техническая литература по данному вопросу немногочисленна, не всегда отличается систематичностью и полнотой.

Учитывая невозможность (по времени) дать исчерпывающий материал одновременно и по расчетной и по конструктивной части, решено в отдельных выпусках курса дать сравнительно подробно расчетную часть и кратко конструктивную, предполагая для последней использование практикой ряда альбомов гидротехнических сооружений, издаваемых в настоящее время Средазводпроизом.

Для новых конструкций и новых расчетов использована часть исследовательских материалов б. Ср.-Аз. Опытн.-Исследовательского Института Водного Хозяйства (в Ташкенте) и САНИИРСО.

Ограниченность времени и загрузка з ставили настоящий труд выпускать кратким и сжатым, приняв в основу его конспект лекций по курсу Гидротехнических сооружений, читанных автором (1930—31) в САИИТИ.

Настоящий курс в числе ряда технических руководств издается Средазводпроизом, которому в лице председателя Г. М. Дунаева и Зав. Сектором сооружений инж. И. А. Гиршкана считаю своим долгом выразить благодарность в активной поддержке издания.

Октябрь
1931 г. Ташкент

Е. Замарин.

О Г Л А В Л Е Н И Е.

ВВЕДЕНИЕ.

	Стр.
§ 1. Классификация сбросных сооружений	7
§ 2. Работа сбросных сооружений	8

Ч А С Т Ь I.

П Е Р Е П А Д Ы.

Глава I. Ступенчатые перепады.

§ 3. Общее	10
§ 4. Конструкции перепадов	11

Глава II. Гидравлические расчеты.

§ 5. Расчет входа	17
п. 1. Донный водослив	18
п. 2. Щелевой водослив	19
п. 3. Водослив с порогом	21
п. 4. Отверстие	21
§ 6. Примеры расчета входа	22
§ 7. Расчет водобоя	28
§ 8. Примеры расчета водобоя	39

Глава III. Гребенчатые перепады.

§ 9. Конструкции и расчет	42
§ 10. Примеры расчета	43

Глава IV. Криволинейные перепады.

§ 11. Движение воды по криволинейным перепадам	46
§ 12. Примеры расчета	49

Глава V. Полузапорные перепады.

§ 13. Гидравлический расчет	56
§ 14. Пример расчета	59

Глава VI. Струйные перепады.	Стр.
§ 15. Условия их работы	60

ЧАСТЬ II.

БЫСТРОТОКИ.

Глава VII. Работа быстотоков.	
§ 16. Общее	62
§ 17. Конструкция быстотоков	63

Глава VIII. Гидравлический расчет.

§ 18. Прямолинейные быстотоки	65
§ 19. Струйные быстотоки	68
§ 20. Быстотоки криволинейные по продольному профилю	70
§ 21. Быстотоки криволинейные в плане	76
§ 22. Быстотоки переменной ширины	79

Глава IX. Искусственная шероховатость лотков.

§ 23. Опытные данные	81
§ 24. Примеры расчета	91

Глава X. Выход из лотков.

§ 25. Беспрыжковое сопряжение	95
§ 26. Прыжковое сопряжение	99
§ 27. Специальные конструкции	103

ЧАСТЬ III.

КОНСОЛИ.

Глава XI. Работа консольных перепадов.

§ 28. Общее	110
§ 29. Конструкции консолей	111

Глава XII. Гидравлический расчет.

§ 30. Расчет лотка	113
§ 31. Расчет воронки	114
§ 32. Примеры расчета воронок	127
§ 33. Графический расчет	131

ЧАСТЬ IV.

ТРУБЧАТЫЕ ПЕРЕПАДЫ.

Глава XIII. Конструктивные формы.		Стр.
§ 34.	Группы сооружений	135
§ 35.	Конструкции сооружений	135
Глава XIV. Башенные перепады.		
§ 36.	Гидравлический расчет	136
§ 37.	Примеры расчета	139
Глава XV. Сооружения ударно-гасящие энергию воды.		
§ 38.	Гидравлический расчет	143
§ 39.	Примеры расчета	148
Глава XVI. Шахтные перепады.		
§ 40.	Опытные данные	152
§ 41.	Пример расчета	158
Глава XVII. Фонтанные перепады.		
§ 42.	Условия работы	158
§ 43.	Расчет сооружений	159

ВВЕДЕНИЕ.

§ 1. Классификация сбросных сооружений.

Как показывает название, сбросные сооружения устраиваются с целью сброса воды из верхнего бьефа в нижний; они называются еще и сопрягающими бьефы сооружениями, что нельзя признать удачным, т. к. главное их название заключается не в придании той или иной формы поверхности воды, сопрягающей уровни воды наверху (перед сооружением) и внизу (за сооружением), а в безопасном сбросе воды на всем пути ее движения и особенно в месте выхода воды из сооружения в нижний канал.

По условиям движения воды сбросные сооружения разделяются на две большие группы: первая группа — те сооружения, в которых вода движется на части пути по сооружению, частью падает свободно по воздуху, — сюда относятся перепады и консоли, вторая группа сооружений, в которых вода непрерывно движется по сооружению, — сюда относятся быстротоки и трубы. Обе эти группы сооружений имеют ряд переходных форм, содержащих частично элементы — первой и второй группы, как то — шахтные перепады, быстротоки — перепады, трубчатые перепады и т. д. Не останавливаясь на отдельных, более мелких признаках, можно для сбросных сооружений предложить следующую классификацию, придерживаясь указанных двух основных и одной переходной группы их.

Классификация перепадов.

1. По продольному профилю:
ступенчатые прямолинейные,
" криволинейные,
бесступенчатые — консоли.
2. По плановому расположению:
прямолинейные постоянной и
переменной ширины,
криволинейные постоянной и
переменной ширины.
3. По форме струй:
одноструйные плоские и
веерные;

многоструйные плоские и
веерные
с параллельными и
пересекающимися струями.

4. По условиям движения:
свободные (открытые),
полунапорные (см. смешанный тип).

Классификация быстротоков:

1. По продольному профилю:
прямолинейные постоянного и
переменного уклона,
криволинейные постоянной и
переменной ширины
с вставкой прямых участков
различных уклонов и длины.
2. По плановому расположению:
прямолинейные постоянной и
переменной ширины,
криволинейные постоянной и
переменной ширины.
3. По форме струй: одноструйные,
многоструйные,
4. По состоянию русла:
нормальной шероховатости,
повышенной шероховатости.
5. По условиям движения:
свободные (открытые),
полунапорные.

Классификация трубчатых сооружений.

Башенные перепады.
Шахтные перепады.
Ударные сооружения.
Фонтанные перепады.

§ 2. Работа сбросных сооружений.

Сбросные сооружения устраиваются преимущественно в трех случаях: первый — для сброса излишней воды при гидроэлектрических станциях — когда по условиям загрузки ГЭС требуется пропуск через турбины меньших расходов воды или когда при внезапной остановке ГЭС необходимо всю воду сбросить в нижний бьеф минуя турбины; второй — когда сбросные сооружения устраиваются на трассе канала (ирригационного, осушительного или др. назначения) в месте проложения его по крутому естественному откосу местности; третий — когда сбросные сооружения устраиваются

у водоудержательных плотин для сброса паволковых (силевых) вод с целью поддержания (фиксации) заданного горизонта воды перед плотинной

Во всех трех случаях сбросные сооружения должны суметь погасить большую энергию падающей воды на сравнительно коротком протяжении ее пути; это обстоятельство и определяет те требования, которые предъявляются к работе сбросных сооружений.

Основное назначение сбросных сооружений, как было сказано выше, заключается в безопасном сбросе ими воды; оно точнее может быть формулировано по следующим разделам.

Сбросные сооружения должны создавать безопасные гидравлические условия движения воды как в самом сооружении, так и в примыкающих к нему водотоках; сбросные сооружения должны быть статически устойчивы, они должны быть прочны и должны иметь наиболее рациональные формы, учитывающие местные условия их работы (назначение их; рельеф местности; грунты; грунтовые воды; местные и привозные строительные материалы; условия и сроки производства работ).

Выполнение первого условия заставляет так конструировать сбросные сооружения, чтобы наличие их на водном тракте не вызывало бы в нем нарушений расчетного режима, выходящих за минимальные, допустимые пределы; конкретно — в подводящем канале (верхнем) при подходе к сбросному сооружению не должно наблюдаться явлений ни спада воды, ни ее подпора для расчетного режима; в отводящем канале (нижнем) вода, вытекающая из сбросного сооружения, не должна производить размывов русла. В самом сооружении вода должна иметь скорости не больше допустимых.

Второе и третье условия заставляют придавать элементам сооружения такие размеры, которые гарантировали бы, без излишнего запаса, их статическую устойчивость и прочность.

Четвертое условие требует придания сооружению наиболее рациональных форм, на основе учета реальных возможностей его постройки и расчетного режима. Многообразие перечисленных в классификации типов сооружений указывает на то, что дать рецептурное решение для каждого случая практики здесь нельзя — за исключением группы более мелких сооружений.

Здесь необходимо составление эскизов нескольких типов сооружений и на основании оценки их эксплуатационных качеств, стоимостей, возможностей и срока их постройки — выбрать наилучший и уже его детально разработать.

ЧАСТЬ 1. ПЕРЕПАДЫ.

Глава I. Ступенчатые перепады

§ 3. Общее.

Выше мы определили перепады как такие сбросные сооружения, в которых вода движется на части пути по сооружению, на другой части сбрасывается по воздуху. Как следствие такого движения получается крайняя изменчивость скорости движения и по величине и по направлению; скорость движения воды изменяется от сравнительно небольшой на гребне перепада до очень большой в месте падения струи с гребня перепада, изменяя свое направление от горизонтального до вертикального, причем горизонтальные направления отдельных струй на ступени перепада могут быть диаметрально противоположными. Бурные формы изменчивости условий движения воды через перепады, до сих пор еще мало изученные, лишают точности гидравлические расчеты основных элементов перепада — размеров его ступеней. Другим характерным свойством

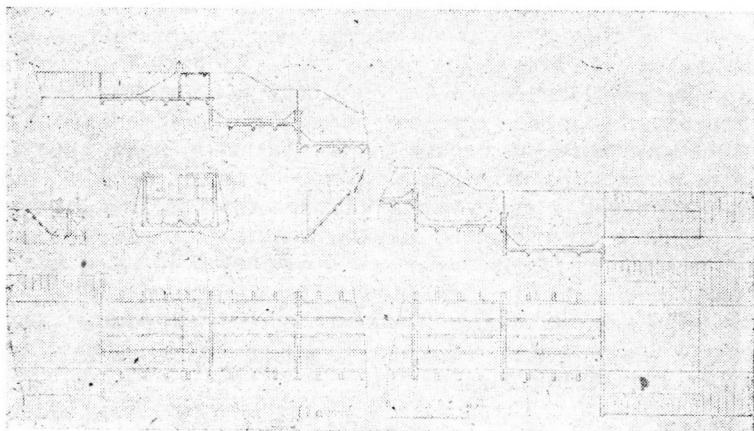


Рис. 1.

перепадов является динамичность гашения в них энергии падающей воды, что при недостаточной еще точности учета этой динамичности заставляет придавать перепадам более массивные размеры, чем сооружениям других типов. Наиболее распространенным типом

перепадов являются ступенчатые перепады, в продольном разрезе схожие с лестницей. (Рис 1). Для успокоения падающей на каждую ступень воды в конце ступени делается водосливная стенка, образующая перед собой бассейн — водобойный колодец.

Ниже рассмотрены расчеты ступенчатых с водобойными колодцами перепадов прямоугольного и трапецевидного поперечного сечения.

§ 4. Конструкции перепадов.

Перепады делают из бетона, бута, кирпича и железобетона; для небольших падений и расходов воды их можно выполнять из дерева и габионов.

Терминология элементов перепадов точно не установлена; наиболее часто встречающиеся названия частей их приведены на рис. 1а, изображающем 4-ступенчатый перепад, у которого первые две ступени постоянной ширины, следующие две — расширяющиеся.

Ступени. Длина ступеней перепада обычно редко превосходит 15 м., поэтому строительные и температурные швы совме-

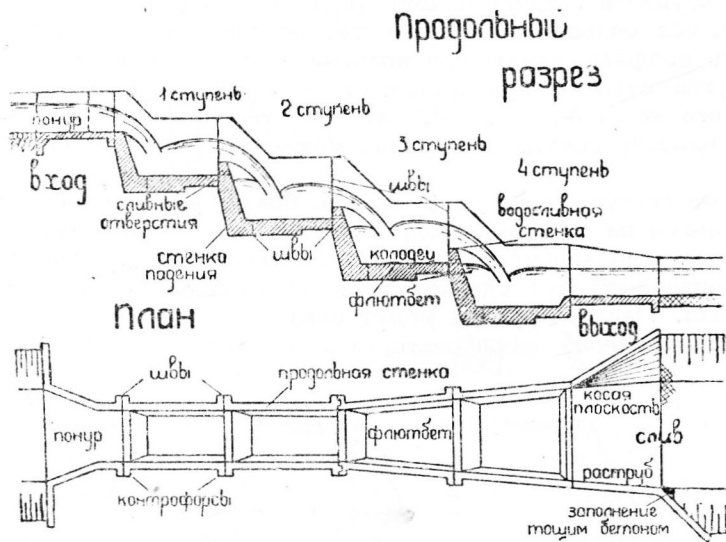


Рис. 1-а.

щают, разделяя каждую ступень от другой швом, устраиваемым чаще из нескольких слоев толя. Необходимость такого шва вызывается не только температурными условиями, но и удобствами строительства — часто одновременно возводятся четные ступени, начиная с нижней; после — нечетные ступени. Шов необходим еще для разделения сравнительно легкой концевой части предыдущей ступени от тяжелой начальной части следующей ступени — как имеющие различные осадки.

Кроме того, вряд ли можно надеяться на полную однородность грунта основания вдоль всего сооружения — и это соображение заставляет делать поперечные сквозные швы в перепаде. Толщина стен находится из расчета их (см. ниже), ширина по верху делается 0,25—0,40 мт. для бетона и 0,35—0,50 для бута и кирпича.

Ступени перепада по длине и высоте падения следует делать одинаковыми — тем проще будет постройка; однако нижнюю ступень следует делать с несколько меньшей стенкой падения (на 20—30%), сохраняя для нее те же длину и глубину колодца, что и для предыдущих. Делается это для создания некоторого запаса, компенсирующего все неточности расчета. Верхняя ступень вследствие особых условий входа в нее воды может получиться несколько отличной от остальных.

Величина падения ступеней и, следовательно, длина их должны быть так подобраны, чтобы конец перепада не врезался в глубокую выемку, где обычно вскрываются грунтовые воды. Глубокая выемка при наличии грунтовых вод не только удорожает сооружение, но и растягивает время, нужное на его постройку. Высоту и длину ступеней следует подбирать так, чтобы перепад наиболее просто, без больших выемок (и совершенно без насыпей) вписывался в профиль земли; при пологом откосе земли следует идти на мелкие ступени; при крутом откосе — на крупные ступени, не делая все же их более 4—4,5 мт. высотой падения.

В одноступенчатых перепадах можно допускать и большие падения.

В многоступенчатых перепадах с большой глубиной воды над водосливами не следует выбирать малых стенок падения; истечение через водосливы тогда может оказаться подтопленным или даже затопленным, что сделает весь гидравлический расчет мало надежным. Перепад иногда может оказаться в сущности быстроем повышенной шероховатости с неизвестной величиной последней.

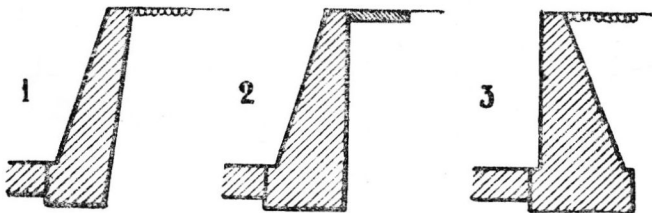


Рис. 2.

Продольные стенки. Они могут быть двух видов — с откосом внутрь перепада, или с откосом к засыпке (рис. 2). Стенка 1 наиболее экономична по количеству кладки; наиболее грузной получается 3; кроме того, если грунт держит вертикальные и крутые откосы, то для стенок 1—2 можно обойтись одной наруж-

ной опалубкой, в то время как 3 стенки надо устраивать опалубку с двух сторон. При эксплуатации сооружений стенки 1—2 имеют недостатки по сравнению со стенкой 3; так, при недостаточной замочке грунта перед постройкой, он, напитываясь водой, при эксплуатации перепада будет садиться, вследствие чего за стенкой 2 может образоваться сквозная щель, а в наружной грани стенки 1 могут появиться растягивающие напряжения.

Но эти явления не будут наблюдаться за 3 стенкой; поэтому за 3 стенкой желательно, а 1 и 2 обязательно устройство поперечных контрофорсов, для предотвращения движения воды по сквозной щели. Как более тяжелая часть сооружения, дающая большие напряжения на подошву основания, продольная стенка отделяется от флюбета швом.

Стенка падения делается заодно с продольной стенкой, без шва; это удобнее и для производства работ и допускает меньшие размеры стенки падения. При целостности кладки стенок про-

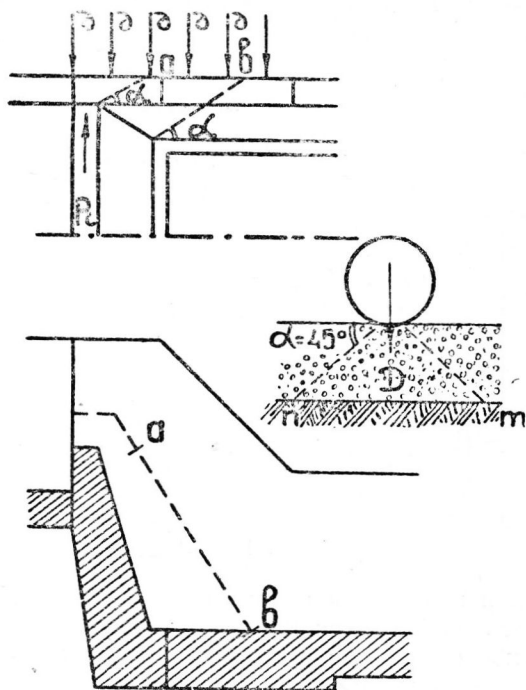


Рис. 3.

дольных и падения, последняя работает не только как подпорная стенка, но и как балка, заделанная на опорах, загруженная давлением со стороны земли (находимым по теории сыпучих тел) и кроме того сжимаемая усилием K со стороны продольных стен (рис. 3). Считают, что нагрузка D на слой балласта (песок, гравий)

распределяется в балласте под углом $\alpha = 45^\circ$ градусов в обе стороны (рис. 3) и давит на площадку nm основания балласта*). В бетоне, буто, кирпиче, как связанном материале, угол распространения давлений будет, конечно, меньше 45° ; будем считать $\alpha = 35^\circ$ для бетона и $\alpha = 40^\circ$ для б.та и кирпича. Давление продольной стенки на стенку падения вызывает со стороны последней реакцию R , равную этому давлению; если провести от линии пересечения рассматриваемых стенок линию под углом α до пересечения с противоположной гранью, то получим ту зону продольной стены, давление земли на которую воспринимается стенкой падения, как клином.

Та часть продольной стены, которая расположена правее линии ab , работает как подпорная стена. Из сказанного делается ясный расчет обеих стен; отметим, что растяжение в стенке падения, из изгиба ее как балки, частично компенсируется сжимающими усилиями со стороны продольных стен.

В целях уменьшения кладки стенки падения полезно придавать ей сводчатое очертание (рис. 4), как форму, лучше восприни-

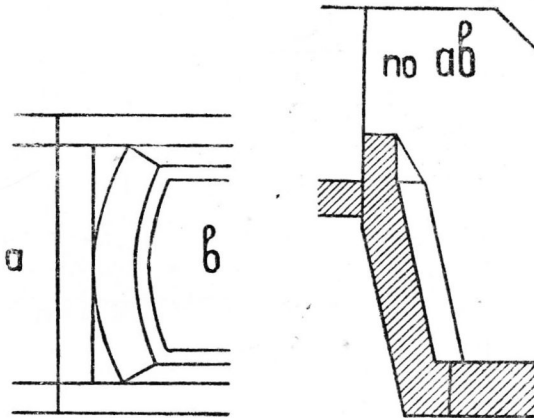


Рис. 4.

мающую давления и земли, и сжимающие усилия от продольных стен. Для водосливной стенки при этом следует сохранять прежнее прямолинейное очертание; в противном случае, если она будет образована продолжением свода — получим сосредоточенное падение воды в середину колодца, вместо равномерного при прямолинейном ребре.

Флютбет. Конструкция его та же, что и в шлюзах; расчет его толщины приведен в выпуске „Гидротехнический расчет сооружений“. Наименьшая толщина для небольших сооружений $t = 0,3$ —

*) См. Вестник Иригации № 7 1926 г. „О передаче давлений через плотные грунты“. Е. Замарин.

— 0,4 м; для сооружений с удельным расходом более 2 куб. м/сек. и высотой стенки падения $P \leq 2,0 - 0,5$ м; при $P \geq 2,5$ м. $t = 0,6$ м.

У конца флютбета в водосливной стенке необходимо оставлять отверстия для опорожнения колодцев во время неработы перепада

Понур следует делать на длине не меньшей $2H$; где H — глубина воды перед перепадом, для перепадов с $q \leq 2$ куб. м/сек. и не меньше $3H$ для перепадов с $q \geq 2$ куб. м.

На длине (1—1,5) H стены входа должны быть так же направлены, как и продольные стены, что требуется условием симметричного ввода воды в перепад; иначе не симметричный вход воды может вызвать поперечную раскачку ее в колодцах, что повлечет за собою выплески воды за продольные стенки. Выплески эти, разжижая грунт засыпки за стенами, делают его более слабым и увеличивают давление грунта на стены (вследствие уменьшения угла естественного откоса и увеличения веса 1 куб. м. грунта). Бурное движение воды через перепады вызывает образование над ней водяной пыли; поэтому, чтобы от пыли не намокал грунт за сооружением, запас стен над водой делают большим, чем в канале; для небольших сооружений запас равен 0,3—0,4 м., для крупных 0,8—1,2 м в зависимости от размера сооружения. Кроме того полезно делать отмостку или бетонировку бровки вдоль стен, шириною до 1 м. Крепление дна канала перед понуром следует делать на длине примерно равной длине понура, по возможности избегая мостовую, в особенности из мелкого и окатанного камня. Случайно сорвавшиеся камни и попавшие в перепад, не будучи в состоянии выйти из него, могут произвести значительные повреждения в нем*).

С целью устранения вредного действия попадающих в колодезные перепады камней, следует водосливную стенку делать не сплошной, а с вырезами; такие перепады, называемые гребенчатыми, свободно пропускают через себя камни.

Выход. Когда ширина перепада много уже ширины низового канала, следует или расширить последние ступени перепада (рис. 1б), или же низовой канал проектировать в районе перепада более узким, но глубокого наполнения, постепенно расширяя его до нормальной ширины и снижая в нем глубину воды до нормальной. Не следует оканчивать перепад обратными стенками, за ними образуются воронки, вредно действующие на берега канала, лучше окончание делать раструбом или косыми плоскостями (рис. 1а), причем откос в начале раструба следует выполнять из тощего бетона.

В последней ступени не следует делать водосливной стенки — за ней движение будет бурное; надо вместо нее делать колодец. Крепление за перепадом следует делать тяжелое (плиты, габионы)

*) См. статью в Вестнике Иригации № 7 1930 г. инж. Вавилова А. С. „Образование котлов в дне колодцев на перепаде выпуска в ар. Анкор“.

на длине, равной примерно длине колодца, и далее на такой же длине, легкое (мостовая).

Повороты перепада. В тех случаях, когда прямолинейное (в плане) расположение перепада встречает на своем пути холмы, требующие при проходе их глубоких (и следовательно дорогих) выемок, или тогда, когда перепад сопрягает каналы, трассы которых пересекаются, — возможно устройство поворотов в плане перепада. Та ступень перепада, на которой производится поворот, должна делаться более длинной, чем остальные, примерно в 2 раза, располагая вершину угла поворота на середине ступени.

Железо-бетонные перепады. Приведенные выше соображения относились к перепадам из массивной кладки (бетон, бут, кирпич); за некоторыми исключениями они применимы и к железобетонным перепадам. Схема последних представлена на рис. 5;

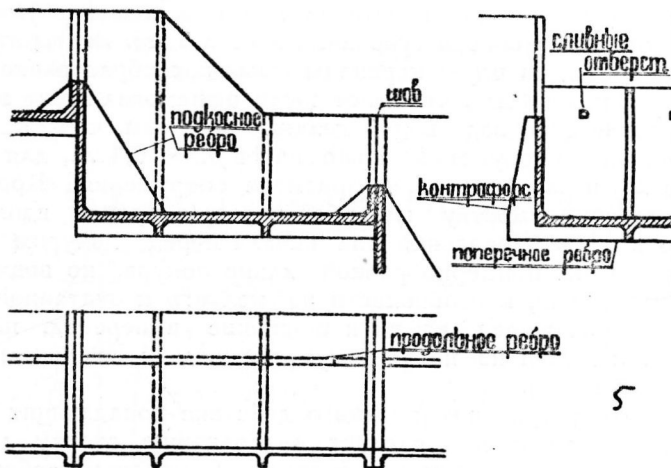


Рис. 5.

она состоит из каркаса, образуемого продольными и поперечными рамами, жестко соединенными между собой железобетонными плитами.

Первая поперечная рама составляется из ребер (контрофорсов) и стенки падения; вторая и третья — из контрофорсов и нижних (под флютбетом) балок; последняя из контрофорсов и водосливной стенки.

Внешними продольными рамами являются продольные стены; внутренние продольные рамы составляются из подкосных ребер и продольных балок (ребер), устраиваемых или под флютбетом, или над ним.

Расстояние между ребрами рам выбирается таким, чтобы толщина плит между ними не была чрезмерной; для $q < 2$ куб. м. сек и

*) Наклон водосливной стенки внутрь, к колодцу усиливает гашение энергии воды.

$P \leq 1,5$ м. толщина плит около 10—12 м.; при большем расходе и падении 15—20 м. и для крупных сооружений 20—30 м. Размеры элементов рам рассчитываются как ребристые конструкции (на давлении от засыпки земли и фильтрационного давления) на упругом основании.

Флютбет жестко, без шва, соединяется с стенками.

Глава II. Гидравлические расчеты.

Гидравлические расчеты перепадов заключаются в проверке условий движения воды — при входе в перепад, на самом сооружении и по выходе из него в нижний бьеф.

§ 5. Расчет входа.

Вход в перепад устраивается или по типу водослива, или, что гораздо реже, по типу отверстия. Вход через водослив в том слу-

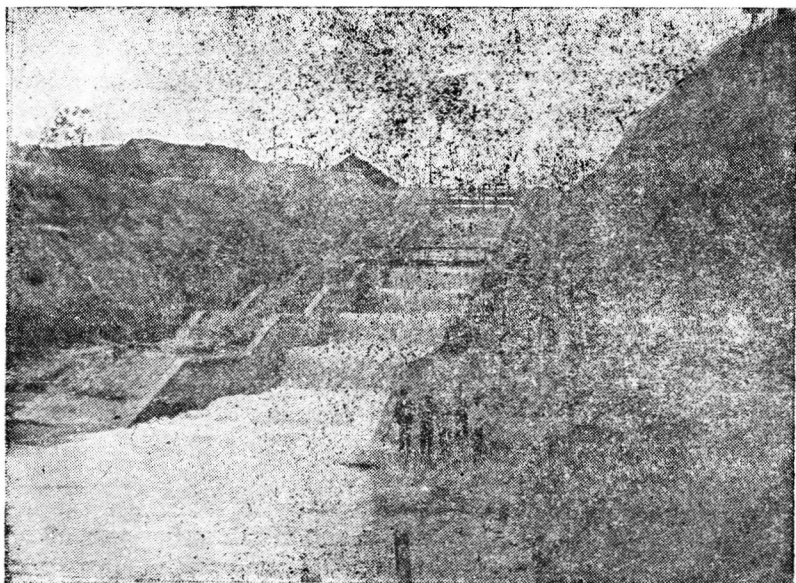


Фото 1. Бурджарский перепад.

чае, когда на нем не поставлены затворы для регулировки горизонтов воды, всегда вызывает изменения в режиме подводящего канал.; приданием особых форм водосливам можно значительно ослабить эти изменения, сведя их к допустимым размерам. Отыскание ширины водослива производится по формуле

$$Q = \epsilon M B H_0^{3/2} = M b_{\text{м}} \left(H + \frac{u^2}{2g} \right)^{3/2} \dots \dots \dots (1)$$

где Q — расход воды в куб. м/сек;
 M — коэффициент расхода;
 ϵ — коэффициент сжатия;
 B — проектная ширина водослива (в свету);
 b — расчетная " "
 H — непониженная глубина в м. перед водосливом;
 u — подходная скорость в м/сек.

В этой формуле известны Q и H ; величина M выбирается для принятых форм водослива; для широких водосливов с $b \geq 3H$ сжатие находится по формуле Криджера.

$$B = b + 0,1 \xi n H \dots \dots \dots (2)$$

где b — расчетная ширина (нетто) водослива, без учета бокового сжатия;

ξ — коэффициент формы бычков и стенок водослива;

n — число отдельных сжатий потока.

Коэффициент ξ имеет, по проф. Н. Н. Павловскому, следующие значения:

1 — для прямоугольного в плане очертания головы опор;

0,7 — для полукруглого или заостренного по равнобедренному треугольнику очертанию опор в плане;

0,4 — для плавного криволинейного очертания опор в плане.

В тех случаях, когда по ширине водослива ставятся промежуточные стойки (для поддержания мостика или для опоры затворов), разделяющие водослив на отдельные мелкие части, то полагают, по проф. Н. Н. Павловскому,

$$b = \epsilon B \dots \dots \dots (3)$$

придавая коэффициенту сжатия ϵ значения от 0,85 до 0,95 в зависимости от степени стеснения потока стойками и плавности их очертания.

п. 1. Донный водослив. Наиболее часто применяемой формой водослива является водослив с широким порогом, в тех случаях, когда подход к перепаду устраивается в виде параллельных стенок (для возможности размещения между ними

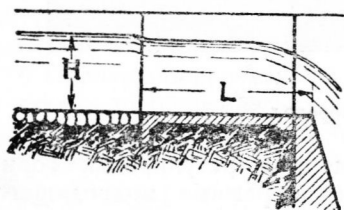
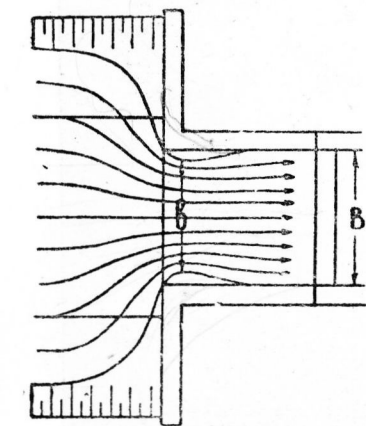


Рис. 6.

затворов, мостиков), длина которых $L \geq 2H$ (рис. 6).

Подощву водослива располагают на одном уровне с дном канала, чем достигается свободное движение взвешенных наносов через пе-

репад. К недостаткам такого типа водослива относятся изменения в режиме канала: при пропуске расходов больших расчетного — в канале образуется подпор воды, могущий повести к излишнему повышению высоты дамб канала и к оседанию наносов перед перепадом; при пропуске расходов меньших расчетного — в канале образуется спад воды, могущий повести, вследствие увеличения скоростей, к размыву канала

Коэффициенты расхода берутся из следующей таблицы.

Таблица 1

L/H	~ 10	5	3	2	1	0,75	0,67	0,50
M	1,44	1,48	1,53	1,57	1,77	1,91	1,95	2,00

Для боковых стенок отношение L/H берется для той их части, в которой они располагаются параллельно друг к другу (см. рис. 7).

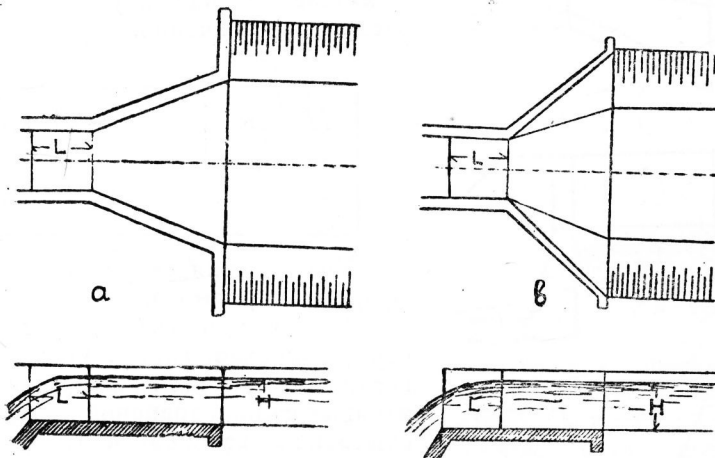


Рис. 7.

Боковое сжатие учитывается по формуле Криджера, при чем коэффициентам ξ даются следующие значения.

$\xi = 1$ для обратных стенок (рис. 6).

$\xi = 0,7$ для раструба (рис. 7-а).

$\xi = 0,4$ для косых поверхностей (рис. 7-в).

п. 2. Щелевой водослив. В целях уменьшения изменений режима канала в районе входа в перепад боковым стенкам водослива вместо вертикального направления дают наклонное положение.

Водослив имеет тогда форму трапеции и называется щелевым (рис. 8). Название это дано было впервые для водосливов, приме-

нявшихся в Индии и действительно имевших форму неширокой трапеции — щели; впоследствии при устройстве в дослизов в виде широких трапеций, за ними сохранилось прежнее название щелевых водосливов, что нельзя признать правильным

Расчет щелевого водослива ведется по обычной формуле *)

$$Q = M b_0 \left(H + \frac{u^2}{2g} \right)^{3/2} \dots \dots \dots (4)$$

только здесь под расчетной шириной b_0 подразумевают среднюю ширину трапеции, уменьшенную из-за неодинаковости скоростей и сжатия по высоте водослива:

$$b_0 = b + 0,8 m H \dots (5)$$

где m — заложение наклонных сторон трапеции,

b — расчетная ширина трапеции по низу.

В зависимости от глубины воды в канале коэффициенту M придают следующие значения.

Таблица 2.

H	до 1	1,5	2,0	2,5
M	2,10	2,15	2,20	2,25

Учет сжатия струи ведется по формуле Криджера.

Так как в уравнение расхода через водослив входит кроме неизвестной b еще и m (заложение наклонных сторон трапеции), то для их отыскания необходимо иметь два уравнения

$$b + 0,8 m H_1 = \frac{Q_1}{M_1 H_1^{3/2}} \dots \dots \dots (6)$$

$$b + 0,8 m H_2 = \frac{Q_2}{M_2 H_2^{3/2}}$$

из решения которых находится ширина трапеции по низу b и далее заложение m .

Расходы Q_1 и Q_2 берутся для следующих горизонтов воды в подводящем канале.

*) В. Д. Журин „Элементарная гидравлика“ стр. 144.

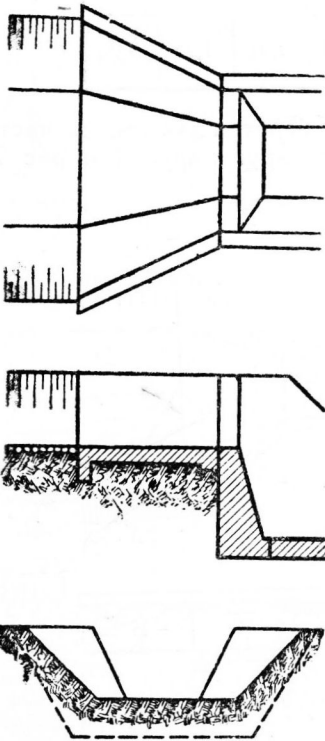


Рис. 8.

$$H_1 = H - 0,25 \left(\underset{\text{макс}}{H} - \underset{\text{мин}}{H} \right) \dots \dots \dots (7)$$

$$H_2 = H + 0,25 \left(\underset{\text{мин}}{H} - \underset{\text{макс}}{H} \right),$$

для чего необходимо иметь кривую зависимости расхода канала от его наполнения

$$Q = f(H).$$

Пользование уравнениями 4 и 5 вследствие введения в них части от глубины воды 0,8 *m H* неудобно из-за некоторой неопределенности в выборе коэффициента расхода. Проще в уравнение (4) вводить полную среднюю ширину живого сечения у водослива, т. е. вместо уравнения (5) ширину *b₀* находить из

$$b_0 = b + m H \dots \dots \dots (5 \text{ bis})$$

Тогда значение коэффициента расхода будет

Таблица 2 bis

<i>H_м</i>	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5
<i>M</i>	1,80	1,85	1,90	1,95	2,00

при ширине по дну водослива *b* от 0,5 м. до 3 м. и заложениях откосов водослива *m* от 0,5 до 1,0. Зависимости по ур-нию (7) сохраняются и здесь.

п. 3. Водослив с порогом. В тех же целях уменьшения изменений режима подводящего канала иногда повышают подошву донного водослива, подбирая так повышения, чтобы получить наименьшие спад и подпор при малых и больших расходах канала. Ширину водослива назначают не большей ширины канала по дну. Расчет таких водослизов ничем не отличается от рассмотренного выше расчета донных водослизов.

Метод повышения подошвы водослива можно применить и к щелевым водосливам.

Последний прием в обоих случаях применяется редко, как могущий задерживать наносы перед перепадом, а также потому, что применение его ухудшает работу перепада, заставляя падать воду с большей высоты, что вызывает необходимость увеличения размеров перепада.

п. 4 Отверстие. Также редко применяется вход в перепад через отверстие—как дающий далеко отлетающую струю и тем самым требующий длинных колодцев; однако приданием соответ-

ствующего направления падающей струе и этот вид входа может иметь применение в практике (рис. 9).

Расчет его обычен для расчета истечения из отверстий.

§ 6. Примеры расчета входа в перепад.

Имеем подводящий канал следующих размеров и режима (см. рис. 10), приведенных в таблице 3 (в метр. разм.).

Таблица 3.

Q	H	R	V_{cp}	$V_{кр}$	$I^{\prime}/_{00}$	Режим
4,9	1,90	0,78	0,65	0,55	0,3	Мин.
10,2	1,51	1,09	0,82	0,73	0,3	Норм.
14,2	1,80	1,28	0,91	0,81	0,3	—
16,1	1,93	1,35	0,94	0,85	0,3	Макс.

Размывающая скорость задана равной 0,95 м/сек. Шероховатость грунта принята равной $n = 0,0225$ по Кутеру, коэффициент Шези вычисляется по Манингу $C = 44,4 \sqrt{R}$, критическая скорость взята по Кеннеди

$$V_{кр} = 0,55 H^{2/3}.$$

В таблице 3 расход 14,2 куб. м/сек. приведен для более точного построения зависимостей Q и V_{cp} от наполнения канала H .

Прямоугольный донный водослив на входе в перепад. По формуле (1) находим расчетную ширину водослива из условий пропуска нормального расхода без подпора или спада в канале, где величину коэффициента расхода M подбираем по таблице 1 по соотношению $L:H$; из условий удобства размещения паза для шандор (на случай ремонта сооружения, при низких водах в канале) и служебного мостика участок сооружения с параллельными стенками принимаем равным 1,80 м, сопрягая его с откосами подводящего канала вертикальными стенками, расположенными в виде раструба (рис. 7-б). Тогда

$$L:H = 1,8:1,5 = 1,2 \text{ и } M = 1,73.$$

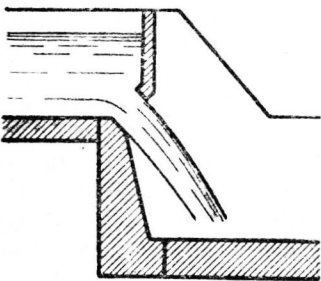
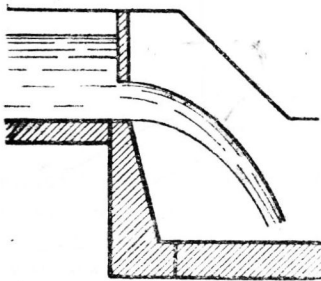


Рис. 9.

Напор от подходной скорости

$$\frac{u^2}{2g} = 0,03 \text{ м} \checkmark$$

т. е. полный напор будет равен

$$H_0 = 0,03 + 1,51 = 1,54 \text{ м.} \checkmark$$

Подставляя значения M и H_0 в формулу для b , получаем

$$b = \frac{10,2}{1,73 \times 1,54^{3/2}} = \underline{3,09 \text{ м.}}$$

Потери на сжатие находим по Криджеру при значении коэффициента

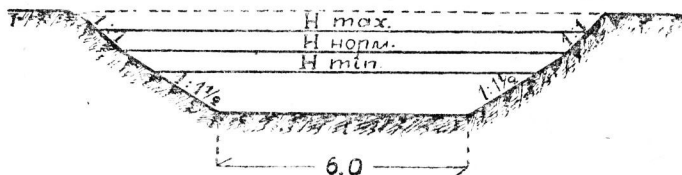


Рис. 10.

формы $\xi = 0,7$ и числе трущихся поверхностей = 2 (т. е. для одно-пролетного водослива)

$$b' = 0,2 \xi H = 0,2 \times 0,7 \times 1,51 = 0,21 \text{ м.}$$

Проектную ширину водослива принимаем равной

$$B = b + b' = 3,09 + 0,21 = \underline{3,3 \text{ м.}}$$

Проверка на пропуск наибольшего расхода: потери на сжатие при пропуске 16,1 куб. м/сек. будут

$$b' = 0,2 \times 0,7 \times 1,93 = 0,27 \text{ м, т.к. } H \text{ не } 1,51 \text{ а } 1,93$$

следовательно расчетная ширина водослива будет

$$b = B - b' = 3,3 - 0,27 = \underline{3,03 \text{ м,}}$$

зная которую можно будет найти глубину воды перед водосливом, необходимую для пропуска заданного расхода воды. По формуле (1), где значение M берется для соотношения $L:H$, т. е. для

$$L:H = 1,8:1,93 = 0,94,$$

чему соответствует $M = 1,8$. Зная M и b , получаем

$$H_0^{3/2} = \frac{16,1}{1,8 \times 3,03} = 2,95$$

или

$$H_0 = 2,05 = H + \frac{u^2}{2g} = H + 0,04. \quad \text{напор при макс.}$$

Таким образом глубина воды перед водосливом будет равна

$$H = 2,05 - 0,04 = 2,01 \text{ м,} \quad \text{с учетом потерь}$$

т. е. водослив создает в канале подпор $2,01 - 1,93 = 0,08 \text{ м}$.

Вследствие подпора средняя скорость в канале понижается до $0,89 \text{ м/сек.}$, не опускаясь однако ниже критической $= 0,85 \text{ м/сек.}$

Проверка на пропуск минимального расхода: по предыдущему находим для $L:H=1,8$ коэффициент расхода $M=1,61$ и расчетную ширину водослива

$$b = B - b' = 3,3 - 0,14 = 3,16 \text{ м,}$$

откуда получаем

$$H_0^{3/2} = \frac{4,9}{1,61 \times 3,16} = 0,96$$

или

$$H_0 = 0,97 = H + \frac{u^2}{2g} = H + 0,02.$$

Следовательно перед водосливом будет глубина $H = 0,95$, т. е. спад в 5 см ; средняя скорость при этом повышается до $0,69 \text{ м/сек.}$, не превосходя допустимой $0,95 \text{ м/сек.}$

Ввиду того, что в последнем случае скорости далеки до предельных, следовало бы принять для ширины водослива несколько большую величину, чем по расчету ($3,0 \text{ м}$), именно для $B=3,4 \text{ м}$, подпор при пропуске наибольшего расхода получается 4 см и спад при пропуске наименьшего расхода тоже 4 см .

Трапециoidalный водослив.

Найдем расчетные глубины воды в канале

$$H_1 = H_{\text{макс}} - 0,25 (H_{\text{макс}} - H_{\text{мин}}) = 1,93 - 0,25 \times 0,93 = 1,70 \text{ м}$$

$$H_2 = 1 + 0,25 \times 0,93 = 1,23 \text{ м.}$$

Строя кривую $Q=f(H)$ для найденных H_1 и H_2 и получаем с рис. 11 $Q_1 = 12,6 \text{ куб. м/сек}$ и $Q_2 = 7,1$.

Из условий пропуска расходов Q_1 и Q_2 без подпора и спада имеем

$$b + 0,8 \text{ м } H_1 = \frac{Q_1}{M_1 H_1^{3/2}}$$

$$b + 0,8 \text{ м } H_2 = \frac{Q_2}{M_2 H_2^{3/2}}$$

Из разности этих уравнений получаем

$$0,8 m (H_1 - H_2) = \frac{Q_1}{M_1 H_1^{3/2}} - \frac{Q_2}{M_2 H_2^{3/2}}$$

По таблице 2 выбираем значения

$$M_1 = 2,17 \text{ и } M_2 = 2,12$$

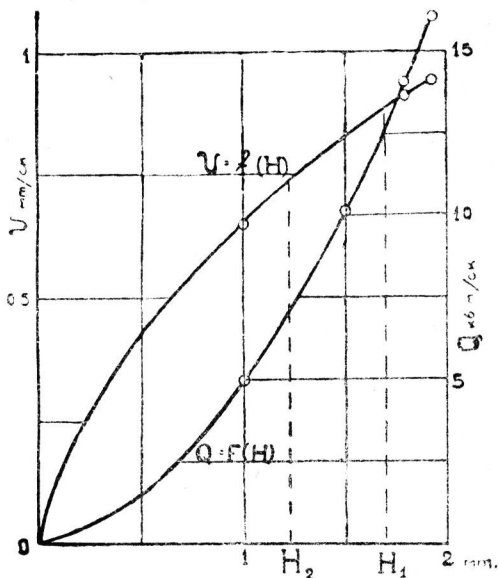


Рис. 11.

и далее находим

$$m = 0,43;$$

принимаем кругло

$$m = 0,5,$$

тогда

$$b = 1,95 \text{ м.}$$

Считая потери на сжатие по формуле Криджера, при коэффициенте

$$\xi = 0,7,$$

находим проектную ширину водослива по низу из условий пропуск нормального расхода

$$B = b + b' = 1,95 + 0,21 \approx 2,15 \text{ м.}$$

Проверим условия пропуск воды водосливом.

Минимальный расход

$$Q = 4,9 \text{ куб. м'сек.},$$

средняя ширина водослива

$$B_0 = b + 0,8 m H = 2,15 + 0,4 = 2,55,$$

расчетная ширина

$$b_0 = B_0 - b' = 2,55 - 0,14 = 2,41$$

$$H^{3/2} = \frac{Q}{M b_0} = \frac{4,9}{2,1 \times 2,41} = 0,97.$$

Откуда $H = 0,98$, т. е. получаем 2 см спада.

Нормальный расход

$$Q = 10,2 \text{ куб. м/сек.}$$

Средняя ширина водослива

$$B_0 = b + 0,8 m H = 2,15 + 0,4 \times 1,51 = 2,75,$$

расчетная ширина водослива

$$b_0 = B_0 - b' = 2,75 - 0,21 = 2,54$$

$$H^{3/2} = \frac{10,2}{2,15 \times 2,54} = 1,87; H = 1,52,$$

т. е. получаем 1 см подпора.

Наибольший расход

$$Q = 16,1 \text{ куб. м/сек.}$$

$$B_0 = 2,15 + 0,4 \times 1,93 = 2,92$$

$$b_0 = 2,92 - 0,27 = 2,65$$

$$H^{3/2} = \frac{16,1}{2,2 \times 2,65} = 2,75 \quad H = 1,97 \text{ м,}$$

т. е. 4 см подпора.

Делая проектную ширину водослива по низу равную 2.05 м с заложением наклонных граней его $m = 0,6$, получаем следующие глубины перед водосливом при пропуске мин., норм. и макс. расходов: 0,99—1,51—1,93 м, т. е. совпадающие с глубинами воды в канале.

Водослив с приподнятым порогом.

Ширина такого вида водослива не делается больше ширины канала по дну, то есть в нашем случае не больше 6 м, наименьшая же ширина определяется шириной обычного донного водослива, рассчитанного выше и имеющего проектную ширину равную 3.30 м. Величину порога и связанную с ней ширину водослива отыскивают подбором, задаваясь размером ширины водослива.

Подбор ведется в следующем порядке: задаваясь шириной брутто B , находят расчетную ширину b из разности

$$b = B - b',$$

где b' — потери на сжатие, находимые по формуле Криджера. Так

как глубины воды H перед водосливом еще неизвестны, то потери b' принимают для глубин воды в канале h с уменьшением их на 10—25%. При окончательном выборе ширины B может быть сделана поправка на сжатие более точно (обычно в этом не бывает надобности).

Далее вследствие неизвестности той же глубины H коэффициенты расхода находятся также приближенно по соотношению L .

Таблица 4.

Расходы	4,9	10,2	16,1	Примечание
глубины	1,0	1,51	1,93	
$L:H$ (прибл.)	2,4	1,6	1,25	Ширина водослива $B = 6$ м. $L:H \simeq L:0,75 h$ $b' = 0,14 \times 0,75 h = 0,1 h$ Среднее $p = 0,45$
M	1,55	1,65	1,72	
b	5,90	5,85	5,81	
H	0,67	1,02	1,38	
p	0,33	0,49	0,55	
$p - p_{cp}$	-0,12	+0,04	+0,10	
$L:H \sim$	2,2	1,5	1,2	$B = 5$ м $L:H \simeq L:0,8 h$ $b' = 0,11 h$ Среднее $p = 0,32$
M	1,56	1,67	1,73	
b	4,89	4,83	4,79	
H	0,75	1,17	1,55	
p	0,25	0,34	0,33	
$p - p_{cp}$	-0,07	+0,02	+0,08	
$L:H$ (прибл.)	2,0	1,3	1,0	$B = 4,0$ м $H \simeq 0,9 h$ $b' = 0,13 h$ Среднее $p = 0,17$
M	1,57	1,71	1,77	
b	3,87	3,81	3,75	
H	0,87	1,35	1,81	
$H - \frac{u^2}{2g}$	0,85	1,32	1,77	
$p - \frac{p}{p_{cp}}$	0,15	0,19	0,16	
	-0,02	+0,02	+0,02	

к $0,9 h$ или к $0,75 h$ — чем шире задаются B — тем меньшую долю берут h . Выбрав b и M по ним находят H из формулы (1).

Так как сумма H с высотой порога P должна быть равна глубине воды в канале h , то отсюда получают высоту порога

$$p = h - H. \dots \dots \dots (8)$$

При таких подсчетах из условий пропуска трех расходов получаются для каждой принятой ширины водослива три разных высоты порога, при которых пропускаемый расход не вызывает ни подпора, ни спада; однако устраивать подвижные пороги весьма затруднительно, поэтому делают высоту порога постоянной и равной средней из трех полученных.

Очевидно тогда, что положительная разность между высотой расчетного порога для какого-либо расхода и высотой среднего порога укажет величину спада (обозначим его ниже через плюс); отрицательная разность укажет величины подпора (знак минус). Выбрав из нескольких ширины водослива ту, которая дает наименьший спад и подпор, уточняют для нее расчеты, за счет величин коэффициентов расхода, сжатия и подводных скоростей. Ниже приведен пример подбора ширины водослива для имеющегося канала, причем длина порога L принята прежней, т. е. $1,80$ м и коэффициент формы $\xi = 0,7$ (см. таблицу 4).

Очевидно наилучшей шириной будет $4,0$ м — как несоздающей ощутимых подпоров и спадов; при меньшей $B = 3,3$ спад и подпор опять увеличиваются; здесь введена поправка за подходящую ско-

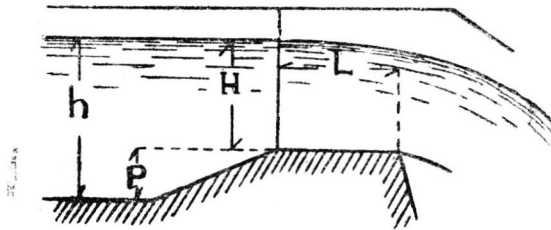


Рис. 12.

рость; остальные поправки (для M и b) лежат за пределом точности расчета, они фактически были учтены принятием (предварительным) для $H = 0,9 h$.

Для быстроты подсчетов можно было бы принять потери на сжатие b' и коэффициенты расхода M постоянными, как для донного водослива без порога — введя уточнение их лишь для подсчетов принятой ширины.

§ 7. Расчет водобоя, ступенчатого перепада прямоугольного поперечного сечения с одинаковой шириной и водослива и колодца.

В перепадах вода, падающая через вход в первый колодец, должна в нем погасить энергию падения, измеряемую величиной Z ; то же требование ставится для нее при падении из первого во второй колодец и т. д. (рис. 15).

С этой целью необходимо затопить падающие в колодец струи, для чего колодцы должны иметь достаточную глубину и длину.

Затопление прыжка падающей воды в перепадах преследует другие цели, чем такое же затопление его в шлюзах (напр. при истечении из-под щита)—там затопление прыжка является гарантией неразмыва русла за сооружением; здесь струя заключена в жесткие стены, и опасение размыва их отпадает; опасность незатопленного прыжка здесь заключается в том, что струя при недостаточности размеров колодца (глубины и длины его) может проскочить через колодец и с большой силой ударить, почти по перпендикуляру, или в флютбет следующего колодца (рис. 13) или в один из ниже расположенных водосливных ребер.

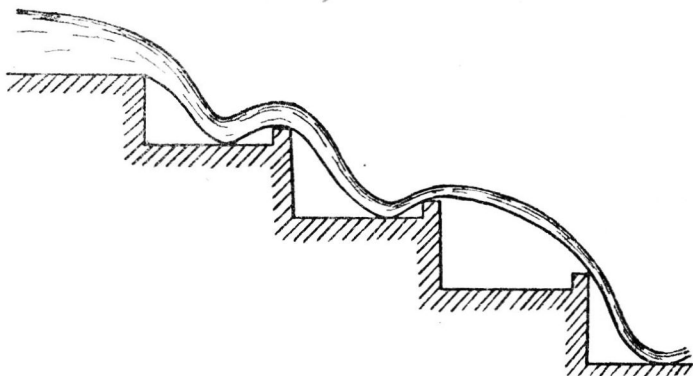


Рис. 13.

Приходится констатировать, что к настоящему времени точного гидравлического расчета перепадов не имеется; применяемый в проектировочной практике прием расчета весьма условен и требует по крайней мере либо серьезного уточнения, либо полной замены новым приемом.

Струя воды, падая в колодец, не растекается по всей массе воды колодца, а движется в ней сосредоточенной струей по флютбету и, ударяясь о водосливную стенку (рис. 14), переливается через нее в следующий колодец.

Под струей образуются вихри—у стенки падения относительно спокойных и устойчивых размеров для постоянного расхода через перепад—и у водосливной стенки—менее спокойных и неустойчивых размеров вследствие пульсирующего давления на него главной струи. Наибольший вихрь образуется над струей с бурным состоянием воды в нем, вследствие пульсации главной струи и выделе-

ния из нее захваченного ею воздуха при падении в колодец. Форма, интенсивность, размеры и даже число вихрей зависят от размеров и формы элементов колодца и расхода воды через перепад.

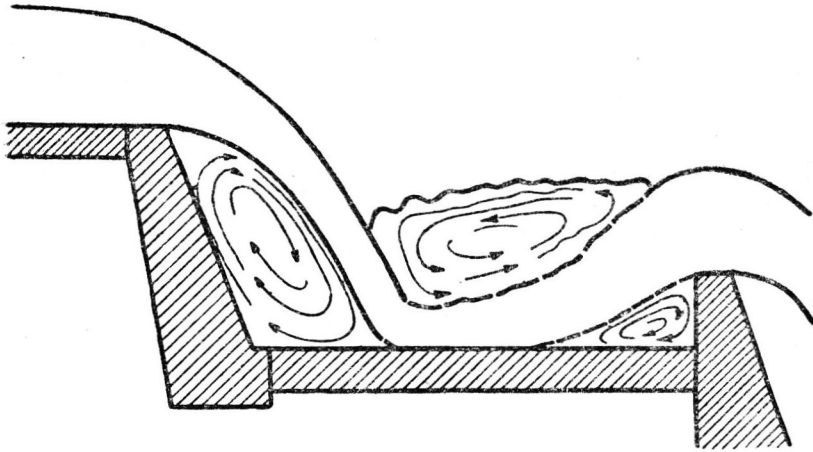


Рис. 14.

Сколько нибудь надежного учета описанного движения еще не имеется, поэтому практика, идя по линии запасов в достаточности глубины и длины колодца, считает, что вода в колодце, успокоясь после падения, спокойно переливается в следующий колодец (рис. 15).

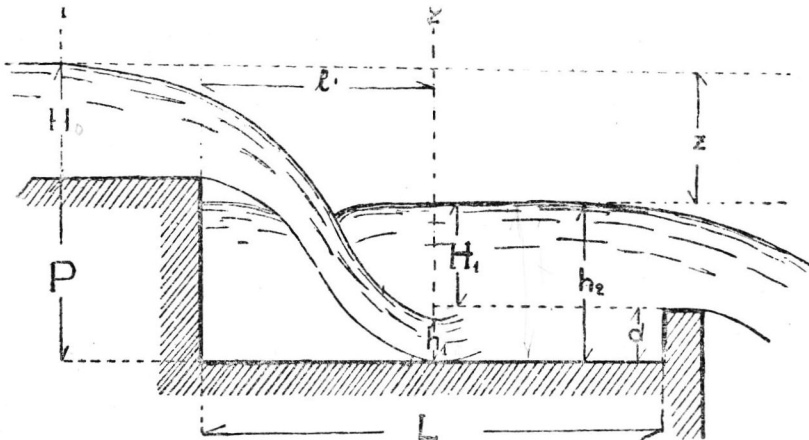


Рис. 15.

Существующий прием расчета заключается в следующем: предполагают, что падающая струя, ударяющаяся о флютбет и приобретающая в месте падения наименьшую толщину h_1 , сопря-

гается надвинутым прыжком с водой колодца; подсчитывают сопряженную с h_1 глубину t_2 по формуле *)

$$t_2 = 0,5 h_1 \left[\sqrt{1 + \frac{0,86}{h_1} \left(\frac{q}{h_1}\right)^2} - 1 \right] \dots \dots (9)$$

и далее придают такие размеры глубине колодца d , чтобы высота H_1 переливающейся воды через гребень над второй ступенью сложенная с d была бы на 5—10% более t_2 , т. е. чтобы

$$H_1 + d = h_2 \geq (1,05 - 1,1) t_2 \dots \dots (10)$$

Для нахождения глубины h_1 пользуются уравнением падения струи

$$v_1 = \varphi \sqrt{2g(H_0 + p - h_1)} \dots \dots (11)$$

$$q = h_1 v_1 = \varphi h_1 \sqrt{2g(H_0 + p - h_1)}, \dots \dots (12)$$

где q — расход на погонный метр ширины колодца в месте падения струи,

v_1 — горизонтальная скорость в месте падения струи, а

φ — так называемый „коэффициент скорости“, обычно принимаемый равным 0,90—0,95.

Квадрат коэффициента скорости в сущности является коэффициентом полезного действия переноса энергии воды с верхнего бьефа в колодец; трудно допустить, чтобы в специально гасящем энергию сооружении при почти лобовом ударе падающей воды можно было бы достигнуть коэффициента полезного действия 0,90, доступного лишь для лучших современных турбин.

Что значения φ преувеличены, можно видеть еще из следующего: напишем уравнения Бернулли для 1 и 2 сечений

$$H_0 + p = h_1 + \frac{v_1^2}{2g} + h_w = h_1 \times \frac{v_1^2}{2g} (1 + \xi)$$

H_0 по предыдущему равно полному напору, т. е. глубине в канале сложенной с напором от скорости воды в канале. Отсюда получаем

$$v_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi}} \sqrt{2g(H_0 + p - h_1)}$$

то есть

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi}}$$

Для сравнения коэффициентов сопротивления ξ приведем некоторые из них

острое ребро входа $\xi = 0,5$;
поворот в трубе

*) Здесь для коэффициента α принято значение 1,05.

Таблица 5.

Угол поворота θ°	50	60	70	80	90
ξ для малых труб	0,23	0,36	0,51	0,74	0,99
ξ для больших труб	значительно меньше (в $1\frac{1}{2}$ —2 раза).				

Для закруглений на 90° по радиусу R прямоугольного сечения трубы, шириной b

Таблица 6.

b/R	0,6	0,8	1,0	1,2
ξ	0,18	0,25	0,40	0,64

Из полученного уравнения для φ можно написать, что позволяет составить следующую таблицу:

Таблица 7.

φ	0,95	0,93	0,90	0,87	0,85	0,80	0,75	0,70
ξ	0,11	0,16	0,24	0,32	0,38	0,56	0,79	1,04

откуда видно, что обычные значения для $\varphi = 0,9 - 0,95$ равноценны потерям через плафный вход, т. е. явно преуменьшены. Незнученность условий падения струи и гашения струи на водобое лишает возможности точно и широко итти по линии увеличения коэффициента ξ ; все же из сопоставления с коэффициентами местных потерь можно для ξ принять величину около 0,5 или для $\varphi = 0,82$, оставляя дальнейшее уточнение φ для накопления опытного исследовательского материала. Несомненно потери при падении струи будут увеличиваться как при увеличении высоты падения p так и при увеличении удельного расхода q ; примерно в зависимости от высоты падения можно наметить следующие величины для коэффициента φ

Таблица 8.

ρ_m	< 2	2	3	4	5
φ	0,92	0,9	0,88	0,86	0,85

в формуле глубины в месте падения струи

$$\frac{q^2}{2g \varphi^2} = h_1^2 (H_0 + p - h_1) \dots \dots \dots (13)$$

Другим недостатком рассматриваемого способа расчета является неучет факта затопления прыжка, расчет ведется в предположении надвинутого прыжка, т. е. когда глубина t_2 является сопряженной глубиной h_1 ; глубину же воды в колодце h_2 делают из соображений большей надежности затопления прыжка на 5—10% больше t_2 .

Таким образом, падающая струя не ударяется непосредственно о флютбет колодца, а проходит вначале через толщу воды в колодце и потом уже ударяется о флютбет. Конечно такой путь ее через водную толщу потребует затраты еще некоторой доли энергии; однако отсутствие каких-либо указаний об учете этих дополнительных потерь заставляет пока ограничиться лишь указанным уменьшением коэффициента скорости φ и не увеличивать h_2 более 1,05 — 1,10 t_2 .

Для затопления прыжка в колодце необходима не только одна достаточно большая глубина воды в нем; надо длину его сделать такой, что вода на ней успела бы относительно выравнять свое движение и более или менее спокойно переливаться в следующую ступень колодца; при недостаточности длины колодца отраженная от флюتبета падающая струя может ударить о гребень водослива; кроме того уровень воды не успеет установиться в колодце, оставляя прыжок незатопленным.

Для длины L ступени предложено значительное число эмпирических формул; однако множественность таких формул и несогласованность результатов решений по ним указывают на слабость гидравлики и в этом вопросе. Ниже приводятся некоторые из них:

$$\text{В. Бляй} - L = 2P \dots (14)$$

для ступени с водобойным колодцем.

$$\text{„ „ } L = 2(P + H) (15)$$

для ступени без водобойного колодца.

$$\text{Вильсон} - L = \text{от } 6 \text{ до } 8 H (16)$$

в прямой зависимости от высоты стенки падения.

$$\text{Этчевэри} - L = 3 \sqrt{HZ} (17)$$

По дальности отлета струи.

$$L = nl \dots (18)$$

$$\text{Мацман Б. А. } L = l + \frac{v + v_1}{2v} (H + d - h_1) \dots (19)$$

$$\text{Н. Н. Павловский } L = l + 3 (H + d - h_1) \dots (20)$$

Здесь введено следующее, кроме указанных выше, обозначение

v — средняя скорость схода воды с водослива предыдущей ступени,

l — дальность отлета верхней струи, считаемая от конца водослива до флютбета,

n — численный коэффициент запаса длины ступени.

Для дальности отлета струи l также предположено несколько формул.

Свободное падение по параболе $l = 0,45 v \sqrt{P + H} \dots (21)$

Дейш $l = 1,5 \sqrt{HP} \dots (22)$

Милович $l = 1,33 \sqrt{H(P + 0,5H)} \dots (23)$

Журин $l = 1,2 \sqrt{H(P + 0,4H)} \dots (24)$

Кридгер $l = 1,6 \sqrt{H(P + 0,83H)} \dots (25)$

Для коэффициента запаса длины n можно указать следующие значения для железо-бетонных перепадов в зависимости от величины P .

Таблица 9.

$P_{\text{мт}}$	1,5	2	2,5	3	4
n	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5

Для бетонных перепадов значения n увеличиваются на 10%; для бутовых 15% и кирпичных на 20%.

Из приведенных формул можно рекомендовать для беглых подсчетов — формулу Бляя; для расчетов — формулу параболы и несколько измененную формулу проф. А. Я. Миловича (~ на 5% увеличивающую l).

$$l = \sqrt{H(2P + H)} \dots (26)$$

Расчет водобоя — ступенчатого перепада с прямоугольным поперечным сечением, но имеющим разные ширины водослива и колодца.

Водослив в конце колодцев часто делается уже, чем сам колодец — этим достигается большая глубина воды над водосливом и следовательно меньшая глубина самого колодца; однако не рекомендуется делать значительного сужения водослива — иначе сооружение будет испытывать сильные удары в боковые стены водослива; сужение не следует делать больше 25% от ширины колодца.

Расчет водобоя в общем сохраняется прежним со следующими дополнениями; пусть струя падает с водослива шириной B в колодец шириной b ; падая, струя захватывает воздух, деформируется, в частности расширяется. Расширение это можно считать для обычного размера перепадов*) небольшим, около 0,05 l в каждую сторону от водослива, обозначая по предыдущему через l — дальность отлета струи. Следовательно, если ширина по низу падающей струи $B + 0,1 l$ будет меньше или равна ширине колодца, то

*) Точных данных не имеется.

в формулу подбора h_1 (13) следует подставить для q величину, находимую из

$$q = \frac{Q}{B + 0,1l} \dots \dots \dots (27)$$

Если же $B + 0,1l$ больше b , то q находится из

$$q = Q : b.$$

Сопряженная глубина t_2 находится из формулы сопряженных глубин, имеющей для прямоугольного русла перепада следующий вид:

обычно уривните притика

$$\left\{ \frac{Q^2}{g\omega_1} + \frac{\omega_1 h_1}{2} = \frac{Q_2^2}{g\omega_2} + \frac{\omega_2 t_2}{2} \dots \dots \dots (28) \right.$$

исхитим от 63

где ω_1 — живое сечение в месте падения струи равно $(B + 0,1l) h_1$
 ω_2 — живое сечение за местом падения струи и равно bt_2 .
 Длина ступени назначается по предыдущему.

Расчет водобоя ступенчатых перепадов трапеzeвидного профиля.

Здесь могут быть три случая—первый (рис. 16-а), когда ширина водослива B меньше ширины колодца b , следовательно, когда откосы боковых стенок колодца круче откосов боковых стенок

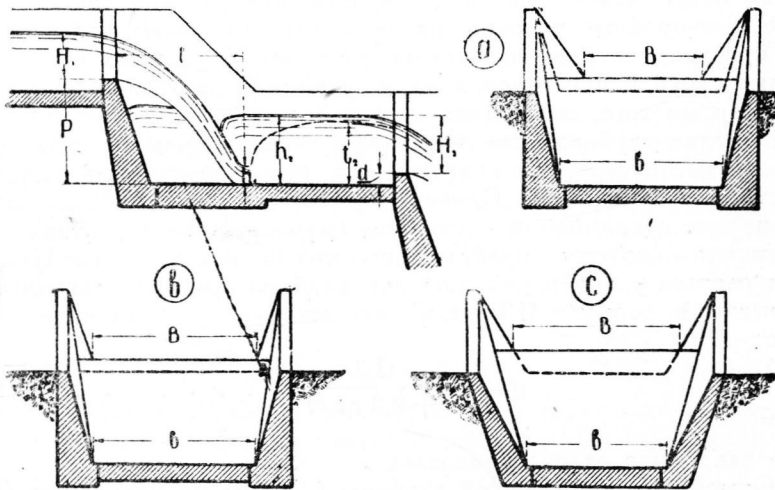


Рис. 16.

водослива; второй—(рис. 16 с) когда ширина водослива B больше ширины колодца b , что может быть в частности при одинаковом заложении откосов боковых стенок и колодца и водослива; третий случай—(рис. 16 в) когда $B = b$.

В первом случае подбор глубины в месте падения струи ничем не отличается от только что рассмотренного приема. Принимая здесь величину удельного расхода q из уравнения

$$q = \frac{Q}{B + 0,8 m H + 0,1 l} \dots \dots \dots (29)$$

при отыскании сопряженной глубины t_2 следует воспользоваться уравнением сопряженных глубин, которое примет здесь вид*)

$$\frac{Q^2}{g \omega_1} + \omega_1 Z_1 = \frac{Q^2}{g \omega_2} + \omega_2 Z_2 \dots \dots \dots (30)$$

где ω_1 — живое сечение для глубины h_1

Z_1 — расстояние от верха незатопленной струи до центра тяжести живого сечения ω_1

ω_2 — живое сечение для глубины t_2

Z_2 — расстояние от верха воды (глубиною t_2) до центра тяжести живого сечения ω_2 .

Длина ступени находится по предыдущему.

Второй и третий случаи. Части струи, падающие на боковые стенки колодца, скорее достигнут их, чем центральная часть струи достигает флютбета (вследствие того, что места падения струи на боковые стенки колодца расположены выше флютбета); дальность отлета боковых частей струи по тем же соображениям будет меньше дальности отлета центральной части струи. Такие разнородные условия падения струи создают большие потери при ударе струи—вследствие скатывания упавших на откосы колодца струй и пересечения их с упавшей центральной частью струи. Кроме того, вследствие меньшей высоты падения боковых струй сжатая глубина для них будет больше чем h_1 , для центральной части струи, а поэтому для них потребуются меньшая сопряженная глубина t_2 . Однако учесть все эти дополнительные потери при современном состоянии гидравлики не представляется возможным, поэтому приближенно можно наметить следующий прием расчета таких перепадов: для подбора средней величины h_1 принимают в формуле (13) величину удельного расхода q по уравнению

$$q = \frac{Q}{B + 0,8 m H}, \dots \dots \dots (31)$$

где m заложение откосов водослива.

Отыскание сопряженной глубины t_2 ведут по уравнению (9).

Такой прием весьма произволен, поэтому для компенсации возможных ошибок такого расчета, несмотря на увеличенные потери при ударе падающей воды, здесь принимают $h_2 > 1,05 t_2$.

Определение длины колодца—по предыдущему.

*) Б. А. Бахметьев „ О неравномерном движении жидкости“, стр. 93.

Расчет водобоя расходящихся колодцев.

В случае устройства расходящихся перепадов (рис. 17) не следует допускать резкого расхождения продольных стен, иначе падающая в колодец струя не заполнит всего пространства между стенками, вследствие чего могут образоваться вихри (с вертикальной осью вращения) вдоль продольных стен, а потому и расчет такого колодца будет мало надежным.

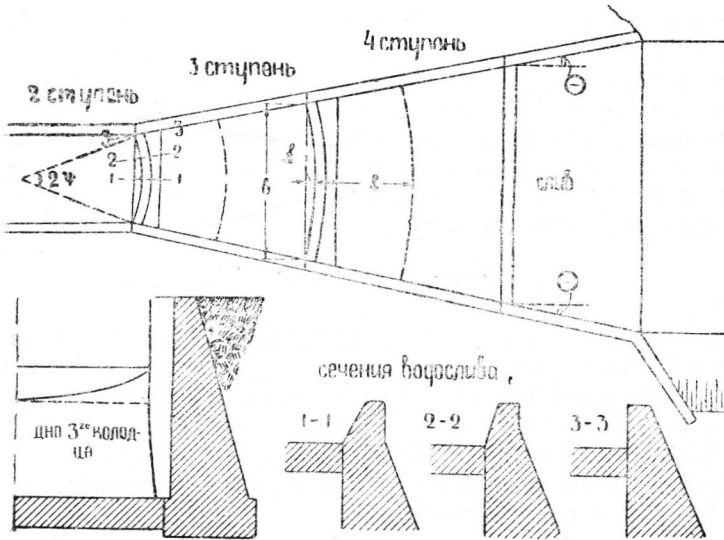


Рис. 17.

Так как падающая в колодец струя расширяется незначительно, то для усиления ее расширения и тем самым заполнения всего пространства между стенами полезно водосливную стенку делать выпуклой по дуге круга. Струи воды, переливающиеся через такую стенку, не будут расходиться радиально; их направление будет каким-то средним между радиальным и продольным (по оси перепада); поэтому центральный угол дуги водосливной стенки следует делать в 1,5—2 раза большим, чем угол между продольными стенами, т. е.

$$2\psi \geq (1,5-2) 2\theta.$$

Для этого соотношения в таблице 10-й приведены тангенсы углов роспуска стен и соответствующие им отношения стрелки дуги к ее хорде.

Таблица 10.

$tg \theta$	0,04	0,05	0,06	0,07	0,085	0,10
f/b	0,03	0,04	0,045	0,055	0,065	0,08

Определение глубины в сжатом сечении находится так же как и ранее, с тем только отличием, что удельный расход находится из соотношения

$$q = \frac{Q}{b + 2l \operatorname{tg} \Theta} \dots \dots \dots (32)$$

где обозначения указаны на рис. 17.

Вследствие кривизны водосливной стенки, стенку падения вверху делают несколько более широкой (см. рис. 17). Для отыскания глубины воды сопряженной со сжатой применение здесь уравнения прыжковой функции (30) наталкивается на неопределенность; именно, т. к. русло расширяющееся, то не ясно, где же следует брать второе живое сечение? Очевидно в конце прыжка, а для этого надо знать его длину, т. к. начало надвинутого прыжка условно относят к месту падения воды на флютбет. Длина прыжка λ примерно равна его высоте, т. е.

$$\lambda = \text{от } 1 \text{ до } 1,5 (t_2 - h_1) \dots \dots \dots (33)$$

Так как сопряженная глубина t_2 еще неизвестна, то для применения ур-ния (30) пользуются подбором—вторую часть его пишут для сечения, отстоящего от кромки водослива на расстоянии $l + 3h_1$; находят t_2 и по соотношению (33) сравнивают величину λ с принятой для нее величиной первого приближения, т. е. с $3h_1$.

Глубину воды в колодце h_2 как и ранее принимают с запасом в 5—8% против сопряженной.

Расчет водобоя в случае истечения воды из под щита таков же как для рассмотренных случаев. Для струи, вытекающей из под щита, находят глубину воды H над стенкой падения, далее по формуле (13) находят глубину h_1 в месте падения воды на водобой, считая здесь под H_0 глубину H , сложенную со скоростным напором. Найдя h_1 , определяют t_2 , H для водослива первой ступени и далее h_2 и d . Длину колодца лучше находить по формулам 18 и 21.

§ 8. Примеры расчета водобоя.

Для условий рассмотренного выше канала найти длины первой и второй ступеней перепада и глубины их колодцев при высоте первой стенки падения $P = 2,75$, $H = 1,93$ и понижения дна второй ступени относительно первой на $2,5 \text{ м}^*$).

1-й случай—вход устроен по типу донного прямоугольного водослива шириной 3,4 метра; наибольший расход $16,1 \text{ куб. м/сек.}$, т. е. $q = 16,1 : 3,4 = 4,74 \text{ куб. м}$ на погонный метр водослива.

*) Везде метровые размеры.

Сечение перепада—прямоугольное, шириной 3,40 метра. Находим глубину струи в месте падения на первую ступень, пренебрегая скоростным напором

$$\frac{q^2}{2g \varphi^3} = h_1^2 (H + P_1 - h_1)$$

что при

$$\varphi = 0,87$$

дает

$$1,51 = h_1^2 (4,68 - h_1)$$

или подбором

$$h_1 = 0,61.$$

Для подсчета скорости схода воды с водослива необходимо знать глубину ее над ребром водослива; ввиду того, что здесь отношение длины водослива к глубине воды перед ним меньше двух (1,8:1,93 было в примере расчета входа), следовательно здесь будет истечение не через широкий порог, а в какой то промежуточной форме между широким порогом и тонкой стенкой. Для такого случая в гидравлике нет указаний о глубине воды над ребром водослива; отмечается лишь, что она будет в пределах 0,7—0,9 от непониженной глубины в подводящем канале. Примем ее с запасом равной 0,7 от H , т. е. $h = 0,7 \times 1,93 = 1,35$, что недалеко от критической глубины для широкого порога, без учета потерь:

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 0,47 q^{2/3} = 1,32, \dots \dots (34)$$

тогда скорость схода с водослива v будет равна.

$$v = q : h = 3,51$$

Найдем глубину t_2 , сопряженную с h_1 из

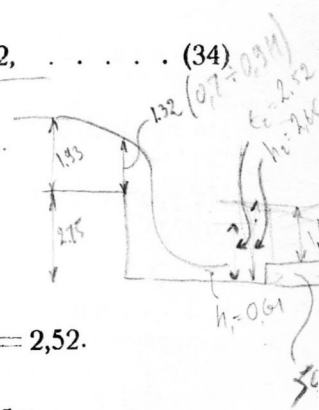
$$t_2 = 0,5 h_1 \left[\sqrt{1 + \frac{0,86}{h_1} \left(\frac{q}{h_1}\right)^2} - 1 \right] = 2,52.$$

Принимаем глубину воды в колодце с запасом в 5%, то есть

$$h_2 = 1,05 \cdot t_2 = 2,65.$$

Глубина воды H_1 , переливающейся через водослив в конце первого колодца, будет равна при коэффициенте расхода $M = 2$

$$H_0 = \left(\frac{Q}{Mb}\right)^{2/3} = \left(\frac{16,1}{2 \times 3,4}\right)^{2/3} = 1,78 = H_1 + \alpha \frac{v_0^2}{2g}$$



Получу H_1 с запасом ϵ_2
 $H_1 = 1,6$
 $t_2 = 2,52$

Отсюда находим глубину воды перед водосливом, считая подходную скорость по всему живому сечению колодца и принимая значение коэффициента α равным 1,1 (по Бахметьеву), т. е.

$$v_0 = \frac{Q}{h_2 b} = \frac{16,1}{2,65 \times 3,4} = 1,8.$$

Следовательно

$$H_1 = 1,78 - \frac{1,1 \times 1,8^2}{19,62} = 1,6 \text{ м.}$$

Сжатие здесь не учитывалось, вследствие одинаковой ширины водослива и колодца *).

Находим глубину колодца

$$d = h_2 - H_1 = 2,65 - 1,6 = 1,05 \text{ м.}$$

Для назначения длины колодца L подсчитаем дальность отлета струи по параболе

$$l = 0,45 v \sqrt{P + H} = 0,45 \times 3,51 \times \sqrt{4,68} = 3,42,$$

по Миловичу

$$l = \sqrt{H(2P + H)} = 3,79,$$

в среднем

$$l = 3,6 \text{ м}$$

и длина колодца

$$L = nl = 2,3 \times 3,6 = 8,3 \sim 8,5 \text{ м.}$$

Вторая ступень. Имеем

$$P_2 = 2,5 + d_1 = 3,55 \text{ м } H_1 = 1,6.$$

По предыдущему находим

$$h_1 = 0,57 \text{ м.}$$

Из уравнения сопряженных глубин t_2 получается равным 2,63 м, откуда

$$h_2 = 1,05 \times t_2 = 2,80 \text{ м.}$$

т. к. в конце второй ступени ставится такой же водослив, как и в первой ступени, т. е. для которого

$$H_1 = H_2,$$

то глубину колодца получаем равной

$$d = 2,8 - 1,6 = 1,2 \text{ м.}$$

Принимая среднюю глубину на водосливе

$$h = 0,8 \text{ м } H = 1,28$$

*) Подходная скорость нередко подсчитывается для глубины средней между h_2 и H_1 .

находим среднюю скорость схода с него

$$v = q : h = 4,74 : 1,28 = 3,71.$$

Дальность отлета струи по параболе

$$l = 0,45 \times 3,71 \times \sqrt{3,55 + 1,6} = 3,79 \text{ м}$$

по Миловичу

$$l = \sqrt{1,6 (7,1 + 1,6)} = 3,73 \text{ м}$$

в среднем

$$l = 3,76.$$

Длина колодца

$$L = 2,45 \times 3,76 = 9,2 \sim 9,5 \text{ м.}$$

Второй случай — вход сделан в виде трапецевидного водослива шириной по низу 2,05 м с заложением откосов $m = 0,6$ (см. выше расчет входа); ширина колодца 2 метра; заложение его откосов $m_1 = 0,4$.

Найдем среднюю рабочую ширину водослива входа

$$B = 2,05 + 0,8 \text{ м } H = 2,98.$$

Удельный расход будет

$$q = 16,1 : 2,98 = 5,4$$

Откуда находим $h_1 = 0,70$ из уравнения (13) и далее сопряженную с ней глубину

$$t_2 = 2,65; h_2 = 2,80.$$

Принимая глубину H_0 над водосливом той же, что и в первом колодце, т. е. 1,93 м, находим

$$H_1 = H_0 - \frac{v_0^2}{2g} = 1,93 - 0,18 = 1,75.$$

Глубина колодца будет

$$d = h_2 - H_1 = 1,05 \text{ м.}$$

При глубине воды на водосливе 0,8 H скорость схода будет равна

$$v = \frac{Q}{B \times 0,8 \times H} = 3,5. \quad \frac{16,1}{2,98 \cdot 0,8 \cdot 1,93} = 3,5$$

Длину колодца по предыдущему принимаем равной 8,0 м.

Глава III. Гребенчатые перепады.

§ 9. Конструкции и расчет.

Гребенчатые перепады являются разновидностью колодезных ступенчатых перепадов; в них водосливная стенка не делается сплошной, а составляется из ряда зубцов, образующих гребенку.

Зубцы имеют или трапецевидную (рис. 18 а) или прямоугольную форму (рис. 18-б)—в случае вертикальных внутренних граней стен перепада. Такая форма водосливной стенки удобна для проноса через перепад попавших в него камней; кроме того для расходящихся перепадов нет необходимости располагать гребенку по кри-

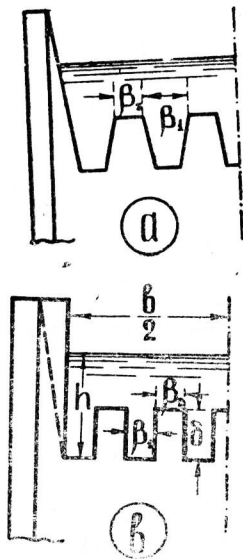


Рис. 18.

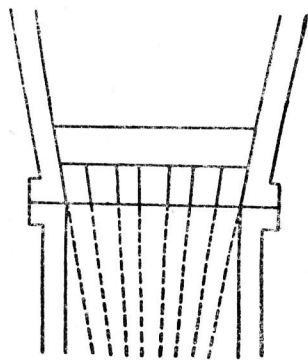


Рис. 19.

вой; для получения расходящихся струй, падающих с гребенки, достаточно зубцы ее расположить не параллельно друг другу, а веерно-расходящимися, придав им слегка клиновую форму, как показано на плане рис. 19.

В перепадах с большой разностью горизонтов воды в верхнем и нижнем каналах, нижний колодез зачастую располагается или на уровне грунтовых вод местности, или даже ниже их, вследствие чего они во время перерыва в работе перепада заполняют нижний колодез. С целью ослабления влияния грунтовых вод на кладку перепада, а также для выпуска воды из его колодцев во время зимних простоев перепада—вместо нижнего колодца можно ставить гребенку в один или несколько рядов, увеличивая при этом длину крепления за перепадом.

Расчет таких перепадов в общем схож с предыдущими видами их; также находится сжатая глубина h_1 и глубина в колодце h_2 ; величины—высота зубца δ , его ширина β_2 и ширина промежутков между зубцами β_1 , находятся из следующих соображений.

Обозначая сумму промежутков между зубцами через $b_1 = \sum \beta_1$ и сумму ширин зубцов через $b_2 = \sum \beta_2$ для уравнения расхода, можно написать

$$Q = \varepsilon M_1 b_1 h_2^{3/2} + M_2 (b - b_1) (h_2 - \delta)^{3/2} \dots (35)$$

В это уравнение входят две неизвестные b_1 и δ ; одной из них следует задаться и потом отыскать другую.

Следует задаваться величиной b_1 , принимая ее меньше половины ширины перепада; при этом высота зубца должна быть около двукратной ширины его—в целях его устойчивости.

Коэффициент бокового сжатия ε принимают здесь около 0,90—0,95; коэффициенты расхода ввиду их неопределенности считают примерно $M_1 = 1,5$ и $M_2 = 1,8$.

§ 10. Примеры расчета

1-й пример. Имеем: $h_2 = 2,8$ м; $Q = 16,1$ куб. м/сек. $b = 3,4$ м; принимаем $b_1 = 1,5$ м, $b_2 = 1,9$ м.

Расход, пропускаемый донными отверстиями, будет .

$$Q_1 = 0,95 \times 1,5 \times 1,5 \times 2,8^{3/2} = 10,1.$$

Следовательно

$$Q_2 = Q - Q_1 = 6,0 = 1,8 \times 1,9 \times (2,8 - \delta)^{3/2}.$$

Откуда

$$\delta = 1,35 \text{ м.}$$

Так как зубцы гребенки получаются высокими и тонкими, то их необходимо армировать; схема их представлена на рис. 20.

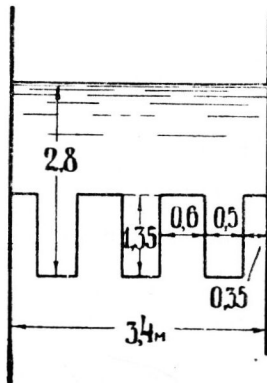


Рис. 20.

2-й пример. Требуется расставить два ряда зубцов в нижнем расходящемся колодце; глубина воды в колодце задана $h_2 = 2,8$ м, глубина воды в нижнем канале $h = 1,95$ м; ширина колодца у первого ряда зубцов 4,6 м, у второго ряда 5,1 м, ширина канала по дну 6 м; расстояние между рядами зубцов равно 3 м (рис. 22).

Так как здесь истечение между зубцами и под ними будет как через затопленные водосливы, то в формулу (35) необходимо ввести коэффициенты затопления σ , т. е.

$$Q = \varepsilon \sigma_1 M_1 b_1 h_2^{3/2} + \sigma_2 M_2 (b - b_1) (h_2 - \delta)^{3/2} \dots (35-a)$$

Коэффициенты затопления для донного водослива возьмем из следующей таблицы*) для обозначений, приведенных на рис. 21.

Таблица 11.

$\frac{Z}{H_0}$	0,30	0,25	0,20	0,17	0,15	0,13	0,10	0,08	0,06
σ_1	1,000	0,973	0,930	0,888	0,853	0,814	0,740	0,676	0,597
$\frac{Z}{H_0}$	0,05	0,04	0,03	0,02	0,01	0,005	0,003	0,002	0,001
σ_1	0,553	0,498	0,434	0,360	0,256	0,183	0,143	0,119	0,084

Коэффициенты затопления для водосливов с тонкой стенкой приведены по Морицу в следующей таблице**) для обозначений по рис. 21.

Таблица 12.

$S: H$	Со- тые	0	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	—	—	—	—	0,997	0,994	0,991	0,988	0,983	0,981	
0,2	0,978	0,973	0,970	0,966	0,963	0,958	0,955	0,951	0,946	0,942	
0,3	0,939	0,935	0,931	0,926	0,921	0,917	0,913	0,909	0,903	0,900	
0,4	0,895	0,891	0,885	0,881	0,875	0,871	0,865	0,859	0,854	0,848	
0,5	0,842	0,837	0,831	0,825	0,819	0,812	0,806	0,799	0,792	0,785	
0,6	0,778	0,771	0,764	0,756	0,748	0,740	0,733	0,724	0,715	0,707	
0,7	0,698	0,689	0,680	0,670	0,660	0,649	0,639	0,626	0,615	0,603	
0,8	0,589	0,576	0,562	0,547	0,531	0,517	0,501	0,486	0,469	0,453	
0,9	0,435	0,416	0,396	0,375	0,351	0,323	0,293	0,255	0,209	0,144	

*) Павловский Н. Н. „Гидравлический справочник“ стр. 64.

**) Журин В. Д. „Элементарная гидравлика“, стр. 119.

Подбор начнем с нижнего ряда зубцов; ввиду множества неизвестных — высота зубцов δ_1 , ширина их, ширина прозоров между ними; глубина перед зубцами h_3 — зададимся тремя из них и найдем четвертую. Примем $b_1 = 2,5$ м, $b_2 = 2,6$ м, $\delta_{1,2} = 0,8$ м, тогда глубина перед зубцами найдется подбором — даем различные зна-

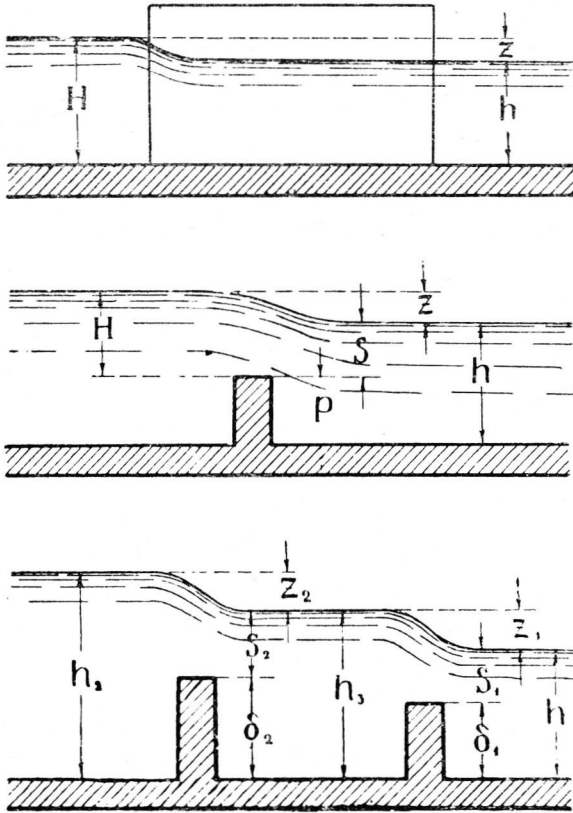


Рис. 21.

чения h_3 , подсчитываем по формуле (35-а) расходы между и над зубцами, находим их сумму и сличаем ее с требуемым расходом. Подбор выполняется по следующей форме:

h_3	Z_1	$\frac{Z_1}{h_3}$	σ_1	Q_1	S_1	$h_3 - \delta_1$	$\frac{S_1}{h_3 - \delta_1}$	σ_2	Q_2	Q
2,3	0,35	0,15	0,85	10,6	1,15	1,5	0,77	0,63	5,4	16,0

где расходы Q_1 и Q_2 подсчитаны по уравнениям

$$Q_1 = 0,95 \times 1,5 \times 2,5 \times \sigma_1 \times h_3^{3/2} = 3,58 \sigma_1 h_3^{3/2}$$

$$Q_2 = 1,8 \times 2,6 \times \sigma_2 (h_3 - \delta_1)^{3/2} = 4,68 \sigma_2 (h_3 - \delta_1)^{3/2}.$$

Для расчета верхнего ряда зубцов зададимся $b_1 = 2,0$ м и $b_2 = 2,6$ м и найдем высоту зубца δ_2 ; причем ввиду его большой высоты коэффициент сжатия примем равным 0,9. Подбор ведется по следующей форме:

δ_2	Z_2	$\frac{Z_2}{h_2}$	σ_1	Q_1	S_2	$h_2 - \delta_2$	$\frac{S_2}{h_2 - \delta_2}$	σ_2	Q_2	Q
1,6	0,5	0,18	0,91	11,6	0,7	1,2	0,58	0,79	4,6	16,2

План расположения зубцов приведен на рис. 22; зубцы расставлены в шахмат; удары струй между собой и о зубцы не учитываются, что отчасти компенсируется неучетом подходной скорости.

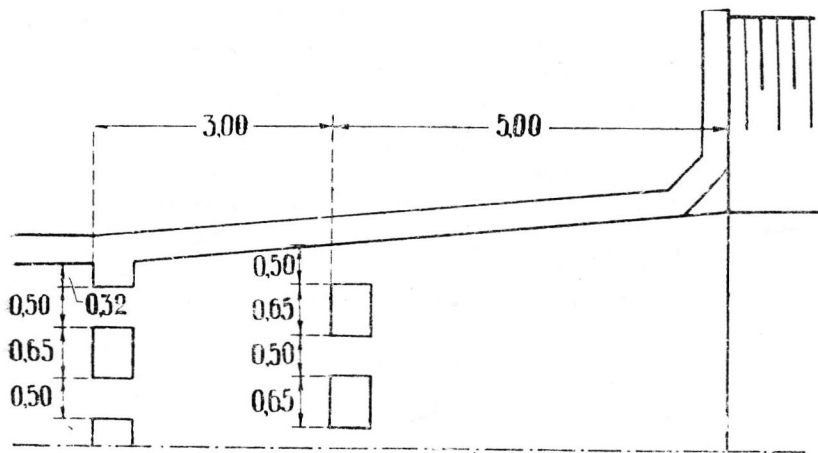


Рис. 22.

Надо отметить приблизительность приведенного расчета, почему за вторым рядом зубцов флютбет продолжен на длину 5 м. Размеры зубцов в продольном направлении рассчитываются на гидростатическое давление воды, сложенное с давлением от скоростного напора, подсчитанного по средней скорости.

Глава IV. Криволинейные перепады.

§ 11. Движение воды по криволинейным перепадам.

Этот вид сооружений занимает промежуточное положение между перепадами и быстроточками, т. к. в нем при наличии сосредоточенных падений воды падающая струя не отделяется от искусственного русла, образуемого сооружением. В криволинейных пе-

репадах вода стекает по водосливу, очерченному в продольном направлении по теоретической линии падения—параболе; далее плавно по круговой кривой сопрягается с подошвой ступени, имеющей обратный уклон и продолженной до начала следующего сосредоточенного падения. Продольному очертанию водослива следует придавать такую форму, чтобы падающая струя, во избежание вакуума под ней и связанного с ним раз'едания кладки, не отделялась от водослива; поэтому очертанию водослива придают форму теоретической параболы на том основании, что действительная траектория падения, будучи близка к теоретической параболе, все же будет, вследствие потерь более крутой, а следовательно падающая струя будет прижиматься к водосливу, не отделяясь от него и не образуя вакуума. Обратный уклон ступени следует придавать такой, чтобы при не слишком большой длине ее, в конце ее получить глубину кривой подпора близкой к критической; при большой длине ступени

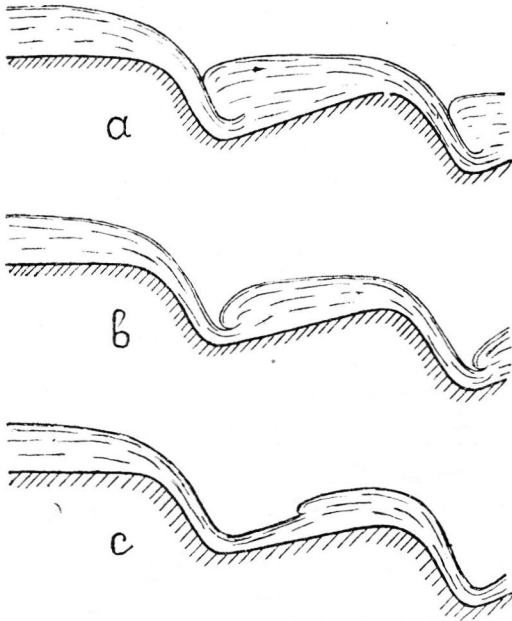


Рис. 23.

или при слишком крутом ее под'еме критическая глубина кривой подпора может быть достигнута ранее конца ступени, вследствие чего стекающая с водослива струя может быть затоплена, в чем для данного вида сооружений нет необходимости. Различные формы сооружений стекающей с водослива струи показаны на рис. 23 и рис. 24: случай *a*—затопленная струя (рис. 23);

b—с надвинутым прыжком;

c—с отогнанным прыжком

и на рис. 24 нормальное сопряжение.

Необходимость достижения в конце ступени глубины критической (или близкой к ней) устанавливается из следующих соображений: при незначительной длине ступени или хотя и при длинной ступени, но при слабом обратном уклоне ее (или даже вовсе без уклона) в конце ее установится небольшая глубина воды (меньшая критической), вследствие чего скорость схода со ступени будет большой—также большой будет длина отлета струи. Со второй ступени, имеющей такие же размеры, что и первая (или мало отличающиеся от них), вода будет сходиться с еще большей скоростью, и дальность отлета струи еще увеличится; в конце концов падающая струя может проскочить одну из ступеней, что может повести к разрушению кладки перепада; кроме того, условия вывода воды из сооружения в нижний канал при наличии больших скоростей ее в конце сооружения очень осложняются и удорожаются.

Длина ступени. Длина ступени в сильной степени зависит от ее уклона—чем положе уклон, тем на большей длине

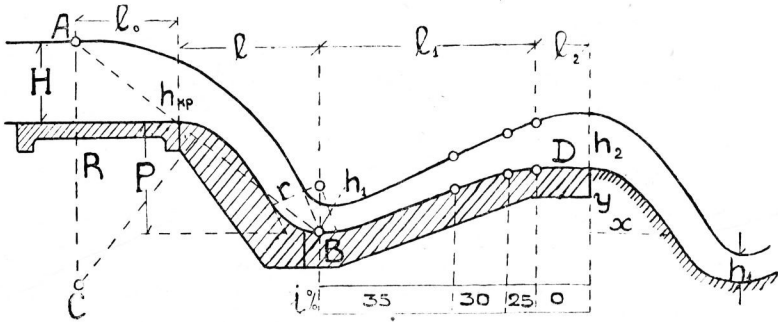


Рис. 24.

достигается критическая глубина, тем длиннее и следовательно дороже будет сооружение. Естественно, поэтому, стремление увеличивать уклон ступени как дающее значительное сокращение ее длины. Однако, слишком крутые уклоны тоже не желательны потому, что подсчитанная для них теоретическая картина движения вряд ли будет соответствовать действительной—на короткой ступени, резко изменяющей направление движения потока, струя, отразившись о дно, может проскочить ступень.

Желательная длина ступени, считая от начала верхнего параболического водослива до начала нижнего параболического водослива, должна быть больше длины ступени колодезного перепада (при той же высоте стенки падения) около 25%.

Самая ступень составляется из следующих частей (рис. 24):

1. Параболический водослив—заменяющий стенку падения в обычных колодезных перепадах.
2. Круговая вставка в нижнем конце водослива, сопрягающая его с собственной ступенью.

3. Собственно ступень, имеющая обратный (восходящий) уклон. Последнюю следует делать с переменным уклоном—от большого вначале, до нулевого в конце, причем концевой участок (с нулевым уклоном) желательно делать длиной, равной критической глубине—цель его устройства—выравнивать средние скорости схода воды на следующий параболический водослив, и, кроме того, он является компенсатором возможных неточностей расчета восходящего движения воды на ступени (гарантийность от проскакивания струи через ступень на водослив). Очертание параболического водослива строится по уравнению

$$x = 0,45 v \sqrt{y}, \dots \dots \dots (36)$$

где v — средняя скорость схода воды в начале водослива,
 y — ордината точки водослива, считаемая вниз по вертикали, проходящей через начало водослива,
 x — абсцисса точки водослива, считаемая от указанной вертикали (см. рис. 24).

Круговая вставка в конце водослива очерчивается радиусом r , равным около 1,5—2 глубинам h_1 в сжатом сочетании струи; центр окружности располагают на вертикали, проходящей через точку отлета струи, необходимой по предыдущей формуле

$$l = 0,45 v \sqrt{P + H} \dots \dots \dots (37)$$

Подъем ступени, т. е. ее обратный уклон делают переменным и подбирают так, чтобы сумма длин $l + l_1 + l_2$ была бы равна, как это уже отмечалось около 1,25 L , где L длина ступени колодезного перепада и чтобы глубина воды h_2 в конце ступени была бы близкой к критической. Достижение поднимающимся потоком глубины $h_{кр}$ возможно допустить в начале горизонтальной вставки ступени, получив в таком случае сопряжение свободной поверхности по рис. 23 с; формы сопряжений на рис. 23 a и b менее желательны, как требующие длинных и подьемистых ступеней.

Внешняя поверхность падающей струи примерно очерчивается следующим образом: от начала водослива откладывают вверх против течения длину l_0 , равную (1,25—1,5) $h_{кр}$; получают точку A ; через точку A и точку падения струи B проводят окружность радиуса R , центр которой лежит на вертикали, опущенной из точки A .

§ 12. Примеры расчета.

Подберем форму водослива и ступени криволинейного перепада для пропуска расхода 16,1 куб. м/сек при постоянной ширине перепада $b = 3,4$; для такого водослива мы уже имели

$$q = 4,74; h_1 = 0,61; h_{кр} = 1,32; P = 2,75$$

и скорость схода

$$v = 3,51.$$

Форма водослива устанавливается из уравнения

$$x = 0,45 v\sqrt{y} = 1,58 \sqrt{y} \quad \text{Таблица 13.}$$

<i>y</i> м	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	2,75
<i>x</i> м	1,12	1,58	1,94	2,24	2,50	2,62

Сжатая глубина в месте падения струи равна 0,61 мт (см. выше пример).

Для отыскания свободной поверхности воды на ступени имеем уравнение*

$$\frac{\Delta L}{\Delta h} = \frac{1}{i} \frac{\lambda - \tau_1^2}{\tau_1^2 + 1} \quad (38)$$

где ΔL — промежуток длины ступени, на протяжении которого глубина воды увеличивается на величину Δh ,

i — восходящий уклон участков ступени (т. е. отрицательный уклон);

$\tau_1 = \frac{K}{K_0}$ — т. е. равно отношению расходной характеристики K для глубины h к расходной характеристике K_0 , соответствующей равномерному режиму с расходом $Q = 16,1$ и нисходящим уклоном i

$\lambda = \frac{ib}{g} \frac{C^2}{\gamma}$ — где C — коэффициент Шези; γ — смоченный периметр;

b — ширина потока; g — ускорение силы тяжести.

Глубины на ступени изменяются от $h_1 = 0,61$ до $h_2 \approx h_{кр} = 1,32$; для подсчета λ примем постоянной и соответствующей средней глубине; шероховатость русла примем по Базену равной $\gamma = 0,16$. Подъем уровня воды на ступени равный $h_2 - h_1 = 0,71$ разобьем на четыре участка с Δh по 20 см первых трех и 10 см на последнем участке; на каждом участке будем считать λ постоянной и соответствующей средней глубине воды, т. е. 0,7—0,9—1,1—1,25 м. Уклоны участков примем в ‰ — 35—30—25—15.

Для вычисления λ составляем таблицу.

Таблица 14.

<i>h</i>	ω	γ	<i>R</i>	<i>C</i>	<i>i</i>	λ	K_0
0,70	2,38	4,8	0,50	70,9	0,35	127	27,2
0,90	3,06	5,2	0,59	72,0	0,30	104	29,4
1,10	3,74	5,6	0,66	72,7	0,25	82	32,2
1,25	4,25	5,9	0,72	73,2	0,15	47,2	41,5

*) Элементарная практическая гидравлика В. Д. Журина, стр. 244.

Здесь

$$K_0 = \frac{Q}{\sqrt{i}}$$

Далее составляем вспомогательную таблицу для подсчета

$$K = \omega C \sqrt{R}$$

Таблица 15.

h	ω	γ	R	C	K
0,61	2,07	4,62	0,45	70,2	97,5
0,80	2,72	5,00	0,54	71,4	142,8
1,00	3,40	5,40	0,63	72,4	195,0
1,20	4,08	5,80	0,70	73,0	249,0
1,30	4,42	6,00	0,73	73,2	276,5

и после нее расчетную таблицу.

Таблица 16.

$i\%$	h	γ^2	$\lambda - \gamma^2$	Θ	Θ_{cp}	Δh	ΔL	L
35	0,61	12,8	114,2	8,29	5,89	0,19	3,20	—
35	0,80	27,5	99,5	3,49				3,20
30	0,80	23,6	60,4	3,27	2,30	0,20	1,53	4,73
30	1,00	44,1	59,9	1,33				
25	1,00	36,7	45,3	1,20	0,78	0,20	0,62	5,35
25	1,20	60,0	22,0	0,36				
15	1,20	36,0	11,2	0,30	0,18	0,10	0,12	5,47
15	1,30	44,5	2,7	0,06				

Здесь через Θ обозначено отношение $\frac{\lambda - \gamma^2}{\gamma^2 + 1}$ и через ΔL

$$\Delta L = \frac{\Delta h \times \Theta_{cp}}{i}$$

Ввиду незначительной длины участка с уклоном 15% принимаем размеры ступени

$i\%$	35	30	25	0
L_m	3,2	1,5	0,7	1,2

Общая длина ступени будет равна, принимая длину водослива 3,1 (см. выше расчет водобоя)

$$3,1 + 3,2 + 1,5 + 0,7 + 1,2 = 9,7 \approx 1,14L,$$

где $L=8,5$ для колодезного перепада (см. выше).

Рассмотренная схема криволинейного перепада постоянной ширины вряд ли будет иметь большое практическое значение при больших разностях уровней воды в верхнем и нижнем каналах. В самом деле при высоте падения водослива в 2,75 м водобойная

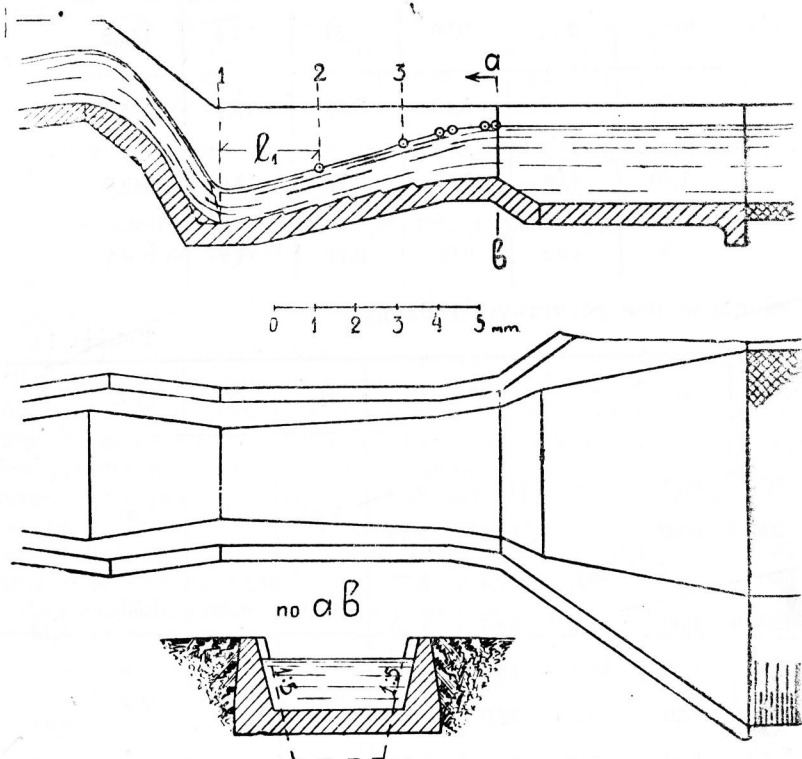


Рис. 25.

часть поднимается на 1,75 м, сводя фактический перепад одной ступени к 1 м, вследствие чего сооружение получается очень длинным, с большим числом ступеней.

При проектировании криволинейных перепадов необходимо стремиться получить под'ем водобоя примерно равным глубине

водобойного колодца в обычных ступенчатых перепадах. Достигается это переменной шириной перепада—именно сохраняя наверху ширину параболического водослива по прежнему 3,4 м, внизу так сужаем ее, чтобы сжатая глубина получилась большей величины, не превосходя при этом предельной скорости.

Далее ширина водобоя увеличивается, достигая в конце его, т. е. на водосливе опять той же величины 3,4 м, водобой дается такой под'ем, при котором глубина на водосливе получается равная или близкая к критической.

Решение такой, в сущности гидравлической задачи, достигается подбором глубин воды по уравнению Бернулли при выбранных ширинах водобоя; подбор сам по себе не сложен, но он требует решения многих простых уравнений; при чем подбор первого приближения дает достаточный навык и второе приближение достигается и скорее и проще.

Построение линии свободной поверхности воды производится так:—длину водобоя разделяют сечениями 1, 2, 3 . . . на небольшие равные участки (см. рис. 25), задаются их уклонами и ширинами и подсчитывают для каждого сечения удельный расход (т. е. расход на 1 пог. м ширины водобоя). При достаточно плавном роспуске водобоя можно каждые два соседние сечения связать уравнением Бернулли

$$h_1 + \frac{u_1^2}{2g} = h_2 + p_1 + \frac{u_2^2}{2g} + w_2 \dots \dots \dots (39)$$

$$h_2 + \frac{u_2^2}{2g} = h_3 + p_2 + \frac{u_3^2}{2g} + w_3$$

Здесь через p_1 обозначено превышение дна второго сечения над дном первого сечения и т. д.

Потери на каждом участке можно выразить в долях скоростного напора, т. е.

$$w_2 = \zeta \frac{u_2^2}{2g}; w_3 = \zeta \frac{u_3^2}{2g} \dots \dots \dots (40)$$

Далее скорости u_2, u_3 можно выразить через удельные расходы и глубины, например

$$u_2 = \frac{q_2}{h_2}; u_3 = \frac{q_3}{h_3} \dots \dots \dots (41)$$

Делая указанные замещения в уравнении (39), последнее приводим к виду:

$$h_1 + \frac{u_1^2}{2g} - p_1 = h_2 + \frac{1 + \zeta}{2g} \frac{q_2^2}{h_2^2} \dots \dots \dots (42)$$

В этом уравнении только одна величина h_2 неизвестна; ее легко найти либо подбором (проще), либо точным решением кубического уравнения по Кардану (сложнее).

Найдя глубину воды во втором сечении h_2 , также поступают для нахождения глубины h_3 из уравнения

$$h_2 + \frac{u_2^2}{2g} - \rho_2 = h_3 + \frac{1+\zeta}{2g} \frac{q^2}{h_3^2} \dots \dots \dots (43)$$

и т. д. до последней глубины (на водосливе).

Подбор считается законченным, если последняя глубина будет равна или близка к критической глубине в начале водослива.

Надо иметь ввиду, что уравнение (42) может быть использовано лишь тогда, когда роспуск водобоя не широк, т. е. когда движущаяся по нему вода полностью заполняет, без водоворотов, водобой, не отделяясь от стен перепада. Для больших скоростей движения (8—10 м/сек.) угол роспуска каждой стороны водобоя в плане принимают около $6-7^\circ$, т. е. $\operatorname{tg}\alpha = 0,1$; при меньших скоростях 4—6 м/сек. угол роспуска каждой стороны делают $9-12^\circ$ или $\operatorname{tg}\alpha = 0,16-0,20$.

Недостатком уравнения (42) является неопределенность оценки потерь, т. е. коэффициента ζ . Потери здесь состоят из двух видов — первые на трение, достаточно точно учитываемые формулой Шези для средних гидравлических элементов каждого участка; вторые — от неравномерности движения, вызывающего перераспределение скоростей и по величине и по направлению. Вторые потери значительно больше первых, но в гидравлике, к сожалению, нет точных указаний о величине коэффициента ζ для рассматриваемого случая, поэтому пока до накопления соответствующего опытного материала потери ζ принуждены оценивать по формуле Шези для средних элементов отсека 1—2, с увеличением их в 1,5—2,5 раза, т. е.

$$\omega_1 = (1,5-2,5) \frac{u_{cp}^2 l}{C^2 R} \dots \dots \dots (44)$$

С целью оценки условий движения по восходящему раструбу*) можно использовать уравнение (38), данного для русла постоянной ширины со следующими изменениями. Находят форму свободной поверхности воды для русла постоянной ширины b , отличающейся от принятой ширины водослива B на такую величину, что если сделать раструб от b до B , то роспуск его не должен давать $\operatorname{tg}\alpha$ больше 0,1. Тогда без большой погрешности можно будет найти глубины воды в раструбе, применяя следующий прием: подсчитывают ширины раструба $B_1, B_2, B_3 \dots$ для тех точек его, в которых были найдены глубины воды h_1, h_2, h_3 для русла шириною b ; можно считать, что глубины в раструбе H_1, H_2, H_3 приблизительно будут обратно пропорциональны ширинам его, т. е.

$$H_1 = \frac{h_1 b}{B_1}; H_2 = \frac{h_2 b}{B_2} \dots \dots \dots (45)$$

При этом в случае недостижения конечной глубины на водо-

*) О построении кривых свободных поверхностей в русле переменного сечения, см. у Леви И. И. „О неравномерном движении жидкости в открытых руслах“. Вестник Иригации № 2 за 1928 год.

сливе, $h_{кр}$, может потребоваться второй подсчет по уравнению (38) для другой постоянной, но несколько увеличенной ширины. Для иллюстрации указанного приема рассмотрим предыдущий пример в случае устройства раструба, причем в целях сокращения его длины сделаем на нем искусственную шероховатость путем попутных движению воды зубьев, высоту 10 см.

Для такого русла примем коэффициент шероховатости по Маннингу $n = 0,02$ (рис. 25).

Подсчеты сделаем для ширины $b = 2,4$ м.; при средней длине раструба около 6 мт роспуск его будет равен:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3,4 - 2,4}{2 \times 6} = 0,083.$$

Подъем раструба примем равным $i = 0,2$.

Подсчеты начаты с глубины h_1 в сжатом сечении, находимой по уравнению (13), в котором скоростной коэффициент взят несколько меньшим, именно $\varphi = 0,9$, вследствие того, что здесь вода стекает по водосливу и не ударяется о водобой.

Так как $q = 16,1 : 2,4 = 6,71$ куб. м/сек., то $h_1 = 0,86$ м.

Подсчеты сведены в следующую таблицу:

Таблица 17.

$b = 2,4$ м; $i = 0,2$							Раструб		
h	K	λ	η^2	$\lambda - \eta$	$\frac{\lambda - \eta^2}{\eta^2 + 1}$	ΔL	L	B	H
0,86	41,0	11,8	1,3	10,5	4,6	2,5	0	2,4	0,86
1,0	59,0	12,2	2,7	9,5	2,6		2,5	2,6	0,92
1,2	79,2	12,9	4,8	8,1	1,4	2,0	4,5	2,8	1,03
1,4	107,0	13,1	8,8	4,3	0,4	0,9	5,4	3,0	1,12
1,6	122,5	13,1	11,6	1,5	0,1	0,3	5,7	3,2	1,20
$b = 3,2$ м; $i = 0,04$							Раструб		
1,20	123,0	3,56	2,33	1,23	0,37	0,8	5,7	3,2	1,20
1,37	154,5	3,75	0,68	0,07	0,01		6,5	3,4	1,29

При ширине водобоя 3,2 м глубина воды получилась равной 1,2 м; для достижения глубины 1,3 м делаем вторичный подсчет для постоянной ширины водобоя в 3,2 м и описанным выше способом переводим ее в конце на ширину 3,4 м, где получается глубина, близкая к требуемой—1,29 м (см. последние два столбца таблицы 17).

Эскиз перепада, составленный по данным таблицы 17, приведен на рис. 25, где показано также сопряжение перепада с нижним каналом.

Большее сжатие в начале водобоя несколько уменьшает общий подъем водобоя, получившийся выше равным 1,15 м. Так для начальной ширины водобоя в месте падения струи в 2,2 м получаются следующие размеры водобоя:

<i>i</i>	0,20				0,15		0,04
<i>B</i>	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4
<i>H</i>	0,95	0,92	1,02	1,10	1,16	1,18	1,29
<i>l</i>	—	0,8	3,0	4,0	4,7	5,8	6,2

Общий подъем водобоя равен 1,05 мт.

Глава V. Полунапорные перепады.

§ 13. Гидравлический расчет.

Отличие этого вида сбросных сооружений от ступенчатых колодезных перепадов заключается в наличии за водосливом поперечной стенки I, образующей для падающей струи трубчатое русло, значительно гасящее водную энергию, вследствие чего отпадает необходимость устройства колодцев (рис. 26). Поперечная стенка I, продолженная вдоль перепада (стенка II), образует более длинный трубчатый путь—будет, следовательно, больше погашать энергии и тем самым выпускать более спокойную струю воды, уменьшая динамичность ее сброса и дрожания всего сооружения.

В целях устройства всех ступеней однообразными, желательно в конце их получить глубины близкие к критической, т. е. к той, которая установится на входном водосливе. Так как струя, выходя из под стенки, сжимается примерно на 20—25% (т. е. $h_{в.к} = 0,75 h$ шита) и т. к. длина ступеней *L* таких перепадов не велика

$$L = \text{от } (P + H) \text{ до } (2P + H) \dots \dots \dots (46)$$

то от места наибольшего сжатия струи до падения ее в сле-

*) О формах свободной поверхности воды с. II часть.

дующую ступень—глубина воды при нулевом или небольшом обратном уклоне ступени—возрастает незначительно (кривая подпора здесь слабо под’емиста), поэтому не будет грубо ошибочным допущение, что глубина воды перед второй (и следующей) ступенями равна $h_{сж}$.

Далее т. к. для однообразия элементов сооружения (удешевляющих его постройку) желательно иметь глубину на водосливах

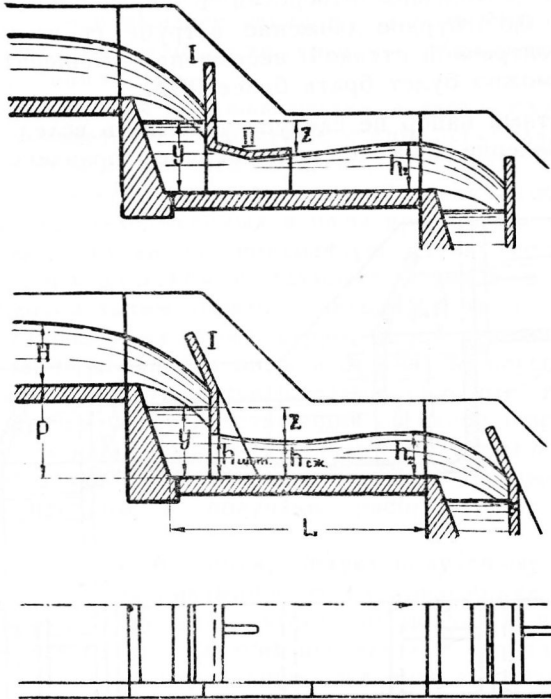


Рис. 26.

ступеней равной $h_{кр}$, то отсюда получаем величину $h_{щита}$, т. е. расстояние нижней кромки стенки от флюتبета

$$0,75 h_{щ} = h_2 = h_{кр} \dots \dots \dots (47)$$

Необходимую разность горизонтов Z воды перед и за стенкой находят из

$$Q = \mu b h_{щ} \sqrt{2 g Z} \dots \dots \dots (48)$$

При пользовании этим уравнением возникают следующие неясности—какова величина коэффициента расхода μ и каково значение Z —есть ли это геометрическая разность отметок уровня воды перед стенкой и низа стенки, или есть ли это разность между верхним уровнем и глубиной в сжатом сечении $h_{сж}$; кроме того не ясно, следует ли учитывать скоростный напор в трубе.

Коэффициент расхода примерно может быть установлен из следующих соображений — коэффициент сопротивления системы будет состоять из потерь на два поворота — удар о стенку и о дно; $\xi_1 \approx 0,5$ и для потерь на выход $\xi_2 = 0,1$; тогда

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \xi}} = \frac{1}{\sqrt{2,1}} = 0,69.$$

Для средних и больших отверстий в справочниках указывается, что $\mu = 0,7 - 0,85$; бурное движение в трубе (т. е. между стенкой падения и поперечной стенкой) несомненно уменьшит величину μ и вряд ли ее можно будет брать более 0,75.

Скоростной напор не следует учитывать вследствие того, что общее направление движения воды в трубе направлено по вертикали,

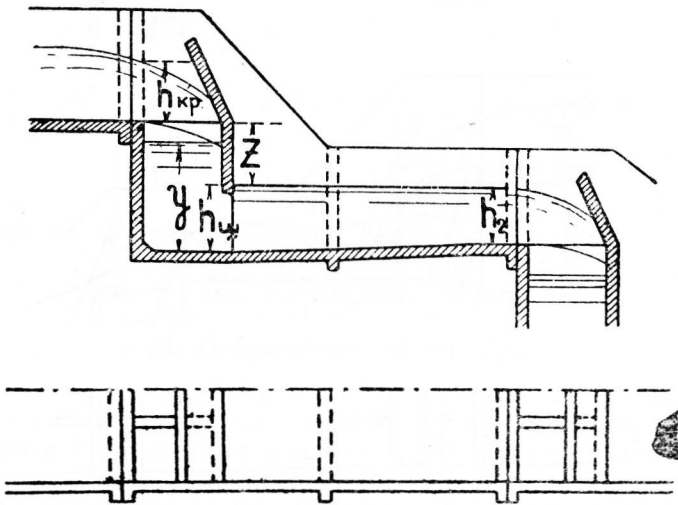


Рис. 27.

вследствие чего значительная доля скоростного напора теряется на удар о флютбет и на поворот струй к отверстиям.

Напор Z следует брать равным $Z = y - h_{щ}$, если начиная от отверстия вести ступень с обратным уклоном (рис. 27), с подъемом на высоту $(0,25 - 0,20) h$ щита — тогда уровень воды за отверстием будет почти горизонтальным.

При устройстве горизонтальной ступени, т. е. без обратного уклона действующий напор следует брать равным

$$Z = y - 0,8 h \text{ щита} \dots \dots \dots (49)$$

Поперечная стенка ставится от стенки падения на таком расстоянии, чтобы падающая струя вся ударялась о нее, не проскакивая в отверстие, и кроме, того, чтобы уровень воды в трубе не вызывал большого подтопления водослива с заметным снижением его пропускной способности. Для выполнения этих условий расстояние между стенками делают около $(1-1,2) h_{кр}$. Казалось бы выгоднее стенку ставить ближе к перепаду—тогда были бы большие потери в трубе; однако при этом удар струи о стенку будет происходить под большим углом, вследствие чего будет сильное разбрызгивание струи и выплескивание ее из трубы, что впрочем может быть ослаблено (или даже совсем прекращено) приданием стенке криволинейной формы.

Поперечная стенка большею частью делается из железобетона и жестко заделывается в продольные стены перепада; поэтому толщина ее находится из расчета на изгиб, как балки с заделанными опорами. Лишь в небольших перепадах стенку можно делать из досок и брусьев, закладываемых в пазы продольных стен.

Расчетная нагрузка на поперечную стенку составляется из гидростатического давления и давления от падающей струи. Последнее находится таким образом—находится та площадь стенки, на которую ударяет падающая струя (для чего надо построить параболы падения верхней и нижней струек до пересечения их со стенкой); потом подсчитывается средняя скорость падения воды в плоскости стенки и соответствующий ей напор, считаемый равномерно распределенным по всей площади удара воды о стенку. Далее проекцию этого напора на нормаль к стенке складывают с гидростатическим напором и получают распределение давлений на стенку.

В расчете на изгиб стенки, следует полученные давления увеличить на 20—30% за динамичность их приложения.

При широких перепадах, чтобы не получать чрезмерно толстых поперечных стенок, следует поставить к ним контрофорсы, как промежуточные опоры, передающие давления от стенок на флютбет (рис. 26), что улучшает условия работы последнего, или жестко связать, стенку падения с поперечной рядом ребер (рис. 27), что облегчает работу стенки падения.

В обоих случаях необходимо учесть наличие контрофорсов или ребер в гидравлическом расчете—ширина отверстия под стенкой уменьшается на сумму толщины ребер.

§ 14. Пример расчета.

Для условий предыдущего примера найти размеры перепада; имеется

$$P = 2,75 \quad Q = 16,1; \quad b = 3,4; \quad h_{кр} = 1,32$$

форма перепада по рис. 27; принимаем

$$h_2 = 1,3 \text{ м}$$

тогда

$$h_{\text{щита}} = 1,33 \times 1,3 = 1,73;$$

считаем

$$\mu = 0,72; q = 4,74 = 0,72 \times 1,73 \sqrt{19,62 \times Z}$$

откуда

$$Z = 0,74; y = 0,74 + 1,73 = 2,47$$

поперечная стенка ставится на расстоянии 1,5 м от стенки падения; длину ступени принимаем равной

$$L = 2 \times 2,75 + 1,32 \approx 7,0 \text{ м.}$$

Подъем ее равен

$$1,73 - 1,3 = 0,43 \text{ м.}$$

Скругление стенки падения наверху примем около 30 см; тогда подъем в 0,43 м дает восходящий уклон ступени равный

$$i = \frac{0,43}{7,0 - 1,5 - 0,3 - 1,0} = 10,2\%;$$

здесь — вычитаемое 1,0 равно длине последнего участка ступени делаемого горизонтальным.

Глава VI. Струйные перепады.

§ 15. Условия их работы.

Выше были рассмотрены одноструйные перепады; в тех случаях, когда ширина перепада получается большой, вдоль ступени ставится несколько продольных ребер, разделяющих весь поток на отдельные струи. Ребра ставятся для того, чтобы предупредить боковую раскачку воды в колодце (от ветра, от несимметричного ввода воды и др. неучитываемых расчетом причин), могущую вызвать сильные удары в боковые стенки перепада и выплески воды из него (размывающие и разжижающие грунт засыпки за стенами перепада). Расстояние между ребрами назначается 2,0—3,5 мт, высота ребер берется от h_1 до 1,5 h_1 (h_1 — глубина в месте падения струи). Существенных изменений в гидравлический расчет от присутствия ребер не вносится, необходимо отметить только, что при отыскании глубины воды в месте падения струи в уравнение

$$\frac{q^2}{2g\varphi^2} = h_1^2 P(+H - h_1)$$

следует подставлять величину удельного расхода, находимую из соотношения

$$q = Q : b,$$

где b — ширина перепада между его продольными стенками.

При отыскании сопряженной с h_1 глубины t_2 в уравнение со-

пряженных глубин вводится полная ширина перепада без учета наличия ребер, если верхняя поверхность их обделана по выпуклому закруглению или двускатно. Неучет наличия таких ребер ведет к запасу в глубине колодца на 5—10 см; при плоско обделанном верхе ребер запаса этого может и не быть; более того, глубина колодца может оказаться недостаточной.

Продольные ребра соединяют высокими вутами—контрофорсами с водосливной стенкой и со стенкой падения.

ЧАСТЬ II. БЫСТРОТОКИ.

Глава VII. Работа быстротоков.

§ 16. Общее.

Быстротоками называют такие сооружения, которые с большими скоростями переводят воду из верхнего канала в нижний по лотку без отделения струи воды от лотка. Уклон дна лотка быстротока всегда делается больше критического, почему истечение воды через вход в быстроток не зависит от движения ее по лотку. Расчет входа в быстроток поэтому ничем не отличается от расчета входа в перепад и здесь на нем останавливаться не будем.

Вследствие больших скоростей воды по быстротоку его размеры и уклон определяются заданной наибольшей допускаемой скоростью для данного материала лотка и качеством воды (в отношении содержания в ней наносов).

Следствием тех же больших скоростей размеры лотка получаются небольшими по сравнению с нижним каналом, скорости в котором обычно невелики (0,6—1,0 м/сек. для земляных русел), поэтому в быстротоках особое внимание обращается на сопряжение их с низовым каналом. Обязательным условием всех конструкций таких сопряжений ставится затопление стекающей с быстротока струи и недопущение ее отгона в нижний канал; для достижения поставленной цели сопряжение делается или в форме удлиненной воронки—раструба, или в виде укороченной воронки с удобной колодцем, или в виде шахтного сброса; возможна разводка потока на две встречные струи, ударно гасящие свою энергию.

Беспрыжковое сопряжение струи быстротока с водой низового канала достигается также или приданием концевой части лотка критического уклона, тогда как известно из гидравлики сопряжение свободных поверхностей воды на участках с критическим уклоном дна происходит почти по горизонтальной линии; или—постепенным сжатием сечения быстротока книзу, тогда вследствие уменьшения ширины лотка глубина воды в нем увеличивается и может быть приближена к бытовой глубине в низовом канале; или приданием руслу быстротока повышенной шероховатости, также увеличивающей глубину воды в быстротоке.

§ 17. Конструкции быстротоков.

Быстротоки состоят из трех элементов—входа, самого лотка—быстротока и выходной части, соединяющей лоток с нижним каналом (рис. 28).

Входная часть делается такой же, как и у перепадов, лоток делается из материалов, выдерживающих большие скорости воды (габионы, дерево, бетон, бут и др) прямоугольного или трапецевидного сечения, нередко изменяющегося,—более широкое вверху

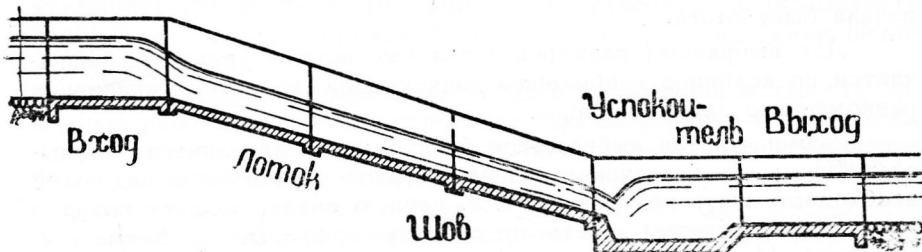


Рис. 28.

и суженное в нижней части быстротока. Откосы бортов быстротока не делают положе одиночных во избежание выплескивания воды при случайных препятствиях ее движению. В крупных быстротоках откосы лотка образуются подпорными стенками

Лоток по длине разрезается швами через 5—15 м в прямой зависимости от толщины боковых стен (или облицовки откосов); швы желательно обделывать воротниками в целях увеличения площади соприкосновения и уменьшения фильтрации через швы (обычные толевые).

Толщина бетонной облицовки делается от 0,15 до 0,3 м;—подпорных стен по расчету: флютбет 0,2—0,4 м постоянной толщины и лишь внизу может быть утолщен, если это окажется нужным по расчету. В таких случаях полезно делать в нем отверстия*); не следует делать отверстий в верхней части быстротока за их бесполезностью, они лишь увеличивают потери на фильтрацию, смачивают грунт под быстротоком, ухудшая устойчивость последнего.

При проектировании быстротока желательно полнее вписываться в рельеф склона местности; так как быстротоки устраиваются преимущественно на пологих скатах местности—в отличие от перепадов, устраиваемых в местах сосредоточенных падений местности, то необходимо избегать больших выемок, иначе вместо сравнительно небольших толщины стен и флютбета быстротока придется ставить грузные, что при больших длинах быстротоков значительно удорожает сооружение. При переменных уклонах местности и бы-

*) Е. Замарин „Расчет сквозных флютбетов“.

стротокам можно придавать переменные уклоны, меняя конструкцию лотка на разных участках.

Свободная поверхность воды в быстротоке с постоянным поперечным профилем располагается по так называемой кривой спада, весьма быстро (на коротком расстоянии) снижающей глубину воды от критической в начале быстротока до почти нормальной в конце быстротока.

Как известно из гидравлики, кривая спада должна асимптотически приближаться к глубине нормального режима; в действительности нормальная глубина достигается на близком расстоянии от начала быстротока.

Для выбранных размеров лотка быстротока уклон его назначается по величине наибольшей допускаемой скорости из уравнения равномерного движения воды.

Размеры лотка выбираются близкими к гидравлически невыгоднейшим; для назначения запаса в высоте бортов лотка над водой необходимо знать ее уровень, т. е. кривую спада, подсчет которой лучше всего (точнее) делать по способу проф. Б. А. Бахметева; или проф. Н. Н. Павловского при неимении под рукой их таблиц — можно применить прием Бресса или другие.

Уклоны быстротоков постоянного сечения при допускаемых скоростях 6—8 м/сек обычно получаются небольшими (3—5%), поэтому при уклоне местности, большем чем уклон быстротока, получается большая выемка вверху сооружения.

Уменьшение выемки возможно достигнуть двумя путями: первый путь — т. к. в начале быстротока глубины в нем больше глубин нормального режима, следовательно скорости воды меньше допускаемых — то можно начальный участок его делать более крутым и по достижении в нем глубины, соответствующей нормальной глубине участка с меньшим уклоном — вести быстроток более полого, приспособляясь к скату местности. Второй путь — вести быстроток постоянного уклона и сечения, с устройством в нем продольных ребер, наличие которых, создавая дополнительные потери на трение, потребуют придания лотку большего уклона. Ребра в таких быстротоках (называемых струйными) ставятся внизу быстротока высотой равной глубине воды для расчетного (наибольшего) расхода и до полуторной указанной высоты в начале его; ширина отдельных струй (т. е. расстояние между ребрами) делается произвольной, не уменьшаясь однако до того, чтобы не осложнять производство работ (т. е. не менее 0,6 м) и иметь возможность пропуска попавших в быстроток камней и т. п.

Струйным быстротокам также можно придавать переменный уклон — больший в начале и меньший в конце.

Так как все же и такие быстротоки получаются небольшого уклона, а следовательно, при больших разностях отметок воды верхнего и нижнего канала сооружения получаются длинными, полезно в начале быстротока делать небольшие плавно обтекаемые

перепады, чем достигается значительное сокращение длины быстротоков.

При крутых скатах не всегда удается хорошо вписываться в рельеф местности устройством струйных быстротоков с небольшими перепадами на них. Здесь уместнее будет применять шероховатые быстротоки, дно которых (реже и борта) путем устройства различного рода зубьев имеют коэффициент шероховатости повышенного значения.

Расчет таких быстротоков ничем не отличается от расчета обычных быстротоков, разница будет лишь для тех быстротоков, у которых только одно дно имеет искусственную шероховатость (зубцы); для таких сооружений можно пренебречь влиянием шероховатости стенок.

При проложении быстротоков по всхолмленной местности земляные работы, в случае устройства прямолинейных быстротоков, могут быть очень значительными, в таких случаях лучшее решение будет достигнуто устройством криволинейных быстротоков, обходящих холмы в меньших выемках.

Получающиеся повороты быстротоков создают кривизну струй воды, что влечет за собою увеличение гидравлических потерь и тем самым повышение уклона дна быстротока, а следовательно и укорочение его длины. К сожалению оценка дополнительных потерь за счет кривизны струй еще недостаточно точно установлена; ниже в примерах учет ее ведется по Вейсбаху и по формуле, предложенной проф. Миловичем в „Нерабочем изгибе потока жидкости“.

Глава VIII. Гидравлический расчет.

§ 18. Прямолинейные быстротоки.

Как уже было сказано, уклон быстротока постоянного сечения находится из условий равномерного движения воды в лотке постоянного сечения при заданной наибольшей скорости воды

$$i = \frac{v^2}{C^2 R} \dots \dots \dots (50)$$

Для коротких быстротоков (длиною в несколько десятков метров), в которых нормальный режим не успевает установиться— уклон делается несколько большим, чем получаемый по ур-нию (50).

Далее, зная глубину воды в начале быстротока (она равна критической глубине водослива при входе в быстроток), строят кривую свободной поверхности воды в лотке и по ней задают высоту его бортов.

В качестве примера рассмотрим расчет прямолинейного быстротока постоянного сечения на пропуск наибольшего расхода 16,1 куб. м/сек. и при допустимой скорости в 8,0 м/сек и общем падении в 10 м.

Вход в быстроток сделан в виде трапециoidalного водослива (рис. 29), шириной по дну 2,05 м и заложением наклонных граней $m = 0,6$ (см. выше расчет входа в перепады).



Рис 29

Критическая глубина на водосливе найдется из зависимости (по Бахметеву)

Фигуры стр. 63, 13

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{\omega_k^3}{B_k} = \dots \dots \dots (51)$$

Пользуясь зависимостями

h_k	ω_k	ω_k^3	B_k	$\frac{\omega_k^3}{B_k}$
-------	------------	--------------	-------	--------------------------

$$\omega = (b + mh)h \dots \dots \dots (52)$$

$$B = b + 2mh \dots \dots \dots (53)$$

Подбором находим

$$h_{kp} = 1,57 \text{ м.}$$

Для лотка быстротока примем ширину по низу $b = 2,0$ м, заложение откосов $m = 0,6$; тогда живое сечение для равномерного движения будет

$$\omega_0 = \frac{Q}{v} = \frac{16,1}{8} = 2,01 \text{ кв/м} \dots \dots \dots (54)$$

По уравнению (52) находим

$$h_0 = 0,81 \text{ м.}$$

Далее подсчитываем смоченный периметр

$$\chi = b + 2\sqrt{1 + m^2}h = 3,89 \text{ м} \dots \dots \dots (55)$$

по нему гидравлический радиус

$$R = \frac{\omega}{\chi} = 0,517 \text{ м} \dots \dots \dots (56)$$

и наконец коэффициент Шези

$$C = \frac{\sqrt{R}}{n} = 71,7 \dots \dots \dots (57)$$

при

$$n = 0,0125,$$

Находим уклон

$$i_0 = \frac{v^2}{C^2 R} = \left(\frac{8}{71,7}\right)^2 \frac{1}{0,517} = 2,4\%.$$

Будем отыскивать расстояния L между глубинами воды, изменяющимися от 1,57 м до 0,85 м, пользуясь формулой Бахметева:

$$\frac{i_0 L}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 + (j-1)(B_2 - B_1), \dots \dots \dots (58)$$

где (рис. 30)

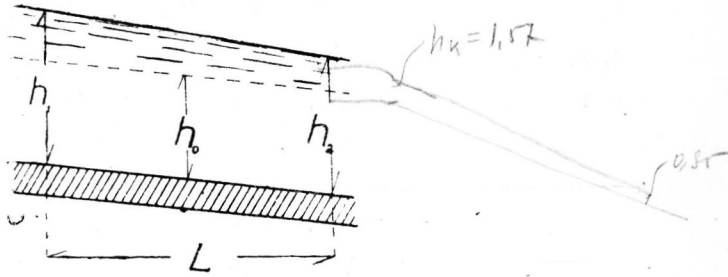


Рис. 30.

$$\eta_1 = \frac{h_1}{h_0}, \eta_2 = \frac{h_2}{h_0}.$$

B_1 и B_2 — функции проф. Бахметева для значений аргумента η_1 и η_2 . Коэффициент j равен

$$j = \frac{i_0 C^2 B}{g \gamma} \dots \dots \dots (59)$$

Для пользования таблицами проф. Бахметева найдем гидравлический показатель русла

$$x = 2 \frac{\log \frac{K_1}{K_2}}{\log \frac{h_1}{h_2}} \dots \dots \dots (60)$$

Подсчеты показателя x и коэффициента j сведены в таблицу (18).

Принимаем средние значения

$$j = 10,9 \text{ и } x = 3,5.$$

Дальнейшие подсчеты сводим в таблицу 19.

Полная длина лотка будет

$$L_0 = \frac{P}{i_0} \sqrt{1 + i_0^2} \approx \frac{P}{i_0} = 417 \text{ м} \dots \dots \dots (61)$$

На длине 174 м глубина в лотке убывает с 1,57 м до 0,85 м; далее движение весьма близко к равномерному режиму.

Таблица 18

h	η	B	ω	ζ	R	C	K	J	x
1,57	1,94	3,89	4,62	5,66	0,815	77,2	32,3	11,0	—
1,45	1,79	3,74	4,16	5,38	0,773	76,7	28,1	11,0	3,48
1,30	1,61	3,56	3,61	5,03	0,717	75,7	23,0	10,9	3,54
1,10	1,36	3,32	2,93	4,56	0,642	74,5	17,5	10,9	3,40
0,85	1,05	3,02	2,13	3,98	0,535	72,2	11,2	10,7	3,54

Таблица 19.

η	1,94	1,79	1,61	1,36	1,05
B	0,080	0,099	0,133	0,219	0,683
$B_2 - B_1$	0,019	0,034	0,086	0,469	
$(J-1)(B_2 - B_1)$	0,188	0,337	0,852	4,65	
$\eta_2 - \eta_1$	0,15	0,18	0,25	0,31	
L	0,3	5,3	20,3	146,5	

§ 19. Струйные быстротоки.

Струйные быстротоки устраиваются с целью увеличения уклона и тем самым уменьшения длины лотка. В условиях предыдущего примера рассмотрим быстроток, имеющий два ребра размерами $0,5 \times 0,75 \times 0,2$ (см. рис. 31), образующие три струи трапецевидного профиля шириною по дну $0,80$ м с заложением откосов $m=0,2$.

Вход в быстроток сделан в виде донного прямоугольного водослива шириною $3,40$ м, с глубиной воды на нем $1,32$ м.

Особенностью расчета таких быстротоков является установление расстояния l , на которое должно быть отодвинуто от входа начало ребер; именно, это расстояние должно быть выбрано так, чтобы ребра не создавали подпора при входе в быстроток и тем самым гарантировали бы пропуск заданного расхода ($16,1$ куб. м/сек) через вход. Расстояние это берут от 5 мт до 15 мт. Минимальным расстоянием l будет то, при котором отметки свободной поверхности воды в сечениях 1 и 2 будут лежать на одной горизонтали (рис. 31).

Для выбора расстояния между началом быстротока и началом ребер будем считать, что глубина воды в начале струй (сечение 2—2)

будет равна критической (или близкой к ней). Написав уравнение Бернулли для сечений 1 и 2, можно из него найти длину l

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2g} + i_0 l = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_T + h_B \dots (62)$$

Здесь через h_T — обозначены потери на трение и турбуленцию на длине l и через h_B — потери на вход в струйную часть быстрого тока.

Проверкой решения предыдущего уравнения является расчет входа в струйную часть быстрого тока как через свободный водослив с широким порогом

$$\frac{Q}{3} = M B_0 \left(h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_B \right)^{3/2} \dots (63)$$

Условно потери на участке 1—2 оцениваем формулой (см. в криволинейных перепадах)

$$h_T = 2,5 \frac{v_2 l}{C^2 R} \dots (64)$$

где V , C и R берутся средние для участка, уклон дна которого назначается тем же, что и для быстрого тока.

Уклон быстрого тока находится по предыдущему

$$Q:3 = 5,37 \text{ куб. м/сек } \omega = \frac{Q}{3v} = \frac{5,37}{8} = 0,671 \text{ кв. м.}$$

$$\omega = (b + mh) h = (0,8 + 0,2 h) h; h = 0,71 \text{ м}$$

$$R = 0,298 \text{ м } C = 65,4; i_0 = 5\%$$

Глубину h_2 принимаем равной $h_{кр}$ для одной струи, что по уравнению (51) дает для нее величину $h_{кр} = 1,50 \text{ м}$ при $\alpha = 1,1$.

Оценивая потери на вход в струйную часть быстрого тока коэффициентом ζ равным

$$h_B = \zeta \frac{v_2^2}{2g} \dots (65)$$

0,2 путем подбора (т. е. задаваясь длиной l) из уравнения (62), находим расстояние до начала ребер.

$$1,32 + \frac{3,59^2}{19,6} + 0,05 l = 1,5 + \frac{3,25^2}{19,6} (1 + 0,2) + 2,5 \frac{3,4^2 l}{71^2 \times 0,55},$$

откуда $l = 5,0 \text{ м}$.

Делаем проверку по уравнению (63) при средней ширине водослива

$$B_0 = 1 \cdot 1 \text{ м} = b + mh$$

и коэффициенте расхода

$$M = 1,55$$

$$\frac{Q}{3} = 1,1 \times 1,55 \times (1,5 + \frac{3,25^3}{19,6} \times 1,2)^{3/2} = 5,37.$$

При минимальной длине $l = 5$ м отметка горизонта перед входом в струйную часть быстротока получается на 4 см выше, чем отметка на входном водосливе

$$h_1 + i_0 l = 1,32 + 0,05 \times 5 = 1,57 = H_1$$

$$h_2 + \zeta \frac{v_2^2}{2g} = 1,5 + 0,11 = 1,61 = H_2$$

Поэтому для выравнивания этих отметок удлиняем l на 1 метр; тогда получаем

$$H_1 = 1,57 + 0,05 = 1,62 \text{ м.}$$

Подсчет кривых спада на струйной части ведется как в предыдущем примере, для одной струи, если высота ребер не ниже глубины воды; если ниже—расчет неопределенный.

Полная длина быстротока получается

$$L = \frac{P}{i_0} = 200 \text{ м.}$$

§ 20. Быстротоки криволинейные по продольному профилю.

Вследствие больших глубин в начале кривой спада (т. е. в начале быстротока) скорости здесь меньше допускаемых. Поэтому желательно придавать быстротокам в начале их большие уклоны, развивая в них скорости, близкие к допускаемым, уменьшая уклоны к концу быстротоков.

Так как ширина быстротоков часто бывает уже ширины входного водослива, то приходится между ними делать переходный участок переменной ширины.

Определение свободной поверхности воды на таком участке ведется по уравнению Бернулли

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2g} + i_0 l = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_w \dots \dots \dots (66)$$

где потери находятся по уравнению (64).

Потери здесь слагаются из двух видов их—потерь на трение, достаточно точно оцениваемые формулой Шези, и потерь на турбулентность потока вследствие неравномерности движения потока.

Современная гидравлика еще не имеет точной оценки для последних потерь; ориентировочно можно указать, что они в 1,5—2,5 раза более первых в начале спада, далее чем ближе движение к равномерному, тем они становятся меньше.

В качестве примера рассмотрим расчет криволинейного быстротока. Криволинейное очертание дна быстротока, начиная от входа, строится с постепенно увеличивающимся уклоном, начиная

с уклона $\sim 10\%$ — большой уклон в начале быстротока не желателен, т. к. при нем возможно отрывание струи от дна.

Быстроток прямолинейный в плане, одноструйный; сечение быстротока — прямоугольное, гидравлически наивыгоднейшее. Расход воды равен $16,1$ куб. м/сек., разница отметок воды в верхнем и нижнем каналах 10 м; шероховатость $n = 0,0125$, допустимая скорость 8 м/сек.

Вход в быстроток сделан по типу донного прямоугольного водослива, шириною $3,4$ м; глубина на водосливе $1,32$ м.

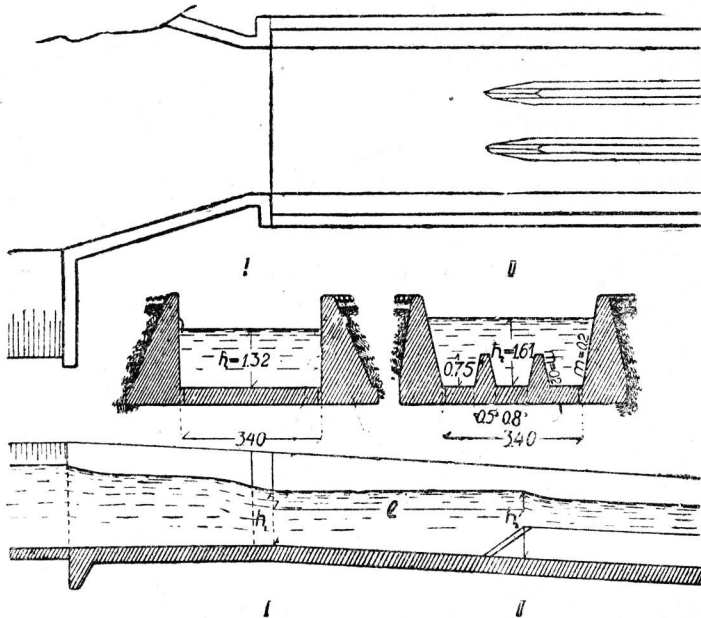


Рис. 31.

Находим размеры быстротока и его уклон для условий нормального режима.

$$\omega = \frac{Q}{v} = \frac{16,1}{8,05} = 2 \text{ кв. м}$$

$\omega = bh = 2h^2$ — из условий гидравлической наивыгодности, откуда

$$h = 1 \text{ м}, \quad b = 2 \text{ м.}$$

$$i_0 = \frac{v^2}{C^2 R} = \frac{8,05^2}{71,2^2 \times 0,5} = 2,55\%.$$

Допуск здесь скорости $8,05$ м/сек. против предельной $8,0$ м/сек. возможен, т. к. он в сущности меньше точности расчета. Вследствие

разницы между шириной входа в быстроток и шириной самого лотка делается переходный участок длиной 7,5 метра, роспуск сторон которого не превосходит 0,1.

Выбор формы и уклона переходного участка определяется экономическими соображениями; отметим здесь, что на уклон его большое влияние оказывает рельеф и грунты местности. При относительно пологих скатах местности и переходному участку придаются небольшие уклоны. При крутых падениях местности желательно придавать переходному участку такие уклоны, чтобы в конце его глубина воды была бы близкой к глубине нормального режима дальнейшей части быстротока. Оба варианта устройства переходного участка рассмотрены ниже.

Пользуясь формулой (66) и задаваясь глубинами воды на переходном участке, подсчитываем понижения дна его для каждого сечения; расстояния между сечениями взяты через 1,5 м; ширина потока—постепенно сужающаяся.

Подсчеты сведены в следующую таблицу (20).

Таблица 20.

<i>N</i>	1	2	3	4	5	6
<i>b</i>	3,40	3,12	2,84	2,56	2,28	2,00
<i>l</i>	0	1,5	3,0	4,5	6,0	7,5
<i>q</i>	4,74	5,16	5,67	6,29	7,06	8,05
<i>h_{кр}</i>	1,32	1,40	1,49	1,60	1,73	1,89
<i>h</i>	1,32	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23
<i>v</i>	3,59	4,06	4,50	5,04	5,70	6,54
$v^2/2g$	0,65	0,84	1,03	1,29	1,65	2,18
<i>э</i>	1,97	2,11	2,29	2,54	2,89	3,41
<i>ω</i>	4,49	3,96	3,58	3,20	2,83	2,46
<i>κ</i>	6,04	5,66	5,36	5,06	4,76	4,46
<i>R</i>	0,745	0,700	0,668	0,632	0,595	0,551
<i>C</i>	76,0	75,4	74,9	74,1	73,4	72,5
<i>h_{но}</i>	0	0,02	0,03	0,03	0,04	0,05
<i>p</i>	0	0,16	0,21	0,28	0,39	0,57

В таблице через *э* обозначена сумма $h + \frac{v^2}{2g}$ и через *p* = *i* *l*.

Потери подсчитывались по формуле (64). Уклоны переходного участка подобраны в соответствии с заданием глубин на нем так,

чтобы уклон от нулевого в начале его постепенно достигал наибольшей величины в конце перехода (в наших условиях 38‰); далее уклон постепенно переходит в нормальный для лотка шириною в 2,0 м; в этом случае длины участков с различными уклонами подсчитываются по способу проф. В. А. Бахметева.

Сопряжение переходного участка с лотком быстротока делаем со следующими уклонами 30, 20 и 10‰.

Так как для дальнейших подсчетов необходимо знать нормальные глубины воды в лотке, соответствующие принятым уклонам, и гидравлический показатель русла, то составляем таблицу (21) гидравлических элементов, строим по ней зависимость $K=f(h)$ и по ней находим h_0 (K —пропускная способность, h_0 —нормальная глубина). По данным этой же таблицы находим гидравлический показатель русла x .

Таблица 21.

h	ω	Z	R	C	K	i_0	K_0	h_0
0,4	0,80	2,8	0,286	64,8	27,8	0,30	29,4	0,41
0,5	1,00	3,0	0,333	66,6	38,5	0,20	36,0	0,48
0,6	1,20	3,2	0,364	67,6	49,1	0,10	50,9	0,61
1,3	2,60	4,6	0,565	72,8	142,3	—	—	—

$$x = 2 \frac{\log \frac{K_1}{K_2}}{\log \frac{h_1}{h_2}}$$

при

$$h_1 = 1,3 \text{ и } h_2 = 0,4,$$

получается

$$x = 2,75.$$

Подсчет длин участков с принятыми уклонами находим по уравнению (58).

1-й участок:

$$h_0 = 0,41 \text{ м; } b_0 = 2,0 \text{ м;}$$

$$h_1 = 1,23 \text{ м, } h_2 = 1,10 \text{ м,}$$

находим

$$\tau_{11} = 1,23 : 0,41 = 3,0, \tau_{12} = 2,68 \quad i_0 = 0,3.$$

Интерполяцией находим значение функций Бахметева

x	B_1	B_2
2,5	0,131	0,157
3,0	0,056	0,192
2,75	0,093	0,174

Значение коэффициента j получаем из

$$j = \frac{\alpha i_0 C^2 b}{g x} = \frac{1,1 \times 0,3 \times 72,8^2 \times 2}{9,8 \times 4,6} = 77,5.$$

Подставляя значения B_1, B_2, j в уравнение (58), получаем

$$L = \frac{0,41}{0,3} (76,5 \times 0,081 - 0,32) = 8,0 \text{ м.}$$

2-й участок

$$h_0 = 0,48 \text{ м; } b_0 = 2,0 \text{ м;}$$

$$h_1 = 1,10 \text{ м; } h_2 = 1,05 \text{ м,}$$

находим

$$\gamma_1 = 1,05 : 0,48 = 2,29; \gamma_2 = 2,19; i_0 = 0,2.$$

Далее по предыдущему

x	B_1	B_2
2,5	0,202	0,218
3,0	0,099	0,109
2,75	0,101	0,164

$$j = \frac{1,1 \times 0,2 \times 71,2^2 \times 2}{9,8 \times 4} = 56,8$$

$$L = \frac{0,48}{0,20} (55,8 \times 0,053 - 0,1) = 6,9 \text{ мт.}$$

3-й участок:

$$i_0 = 0,1 \quad b_0 = 2,0 \text{ м; } h_0 = 0,61 \text{ м; } h_1 = 1,05 \text{ м; } h_2 = 1,0 \text{ м;}$$

$$\gamma_1 = 1,72; \gamma_2 = 1,64.$$

x	B_1	B_2
2,5	0,325	0,359
3,0	0,185	0,206
2,75	0,255	0,283

$$j = \frac{1,1 \times 0,1 \times 71^2 \times 2}{9,8 \times 4} = 28,2;$$

$$L = \frac{0,61}{0,1} (27,2 \times 0,028 - 0,08) = 4,2 \text{ м.}$$

Общая длина рассмотренных участков быстротока 26,5 мт при понижении дна его на 5,8 м; на остальной части быстротока

устанавливается равномерный режим с постоянным уклоном дна 2,55% и с падением $10 - 5,8 = 4,2$ м. Вся длина быстротока получается равной

$$L = 26,5 + \frac{4,2}{0,0255} = 191,5 \text{ м.}$$

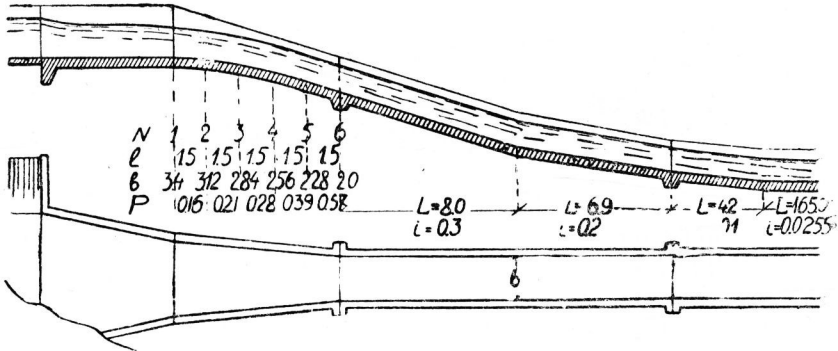


Рис. 32.

Схематический чертеж быстротока приведен на рис. 32.

Постановку ребер можно осуществить и в криволинейных по продольному профилю быстротоках. Расчет таких быстротоков ведется согласно §§ 19 и 20.

Если в предыдущем примере местность имеет небольшое, но сосредоточенное падение в начале склона, то переходная часть быстротока может быть выполненной в виде плавного перепада (см. криволинейные перепады), в конце которого ширина и сжатая глубина должны быть равны ширине и глубине нормального режима быстротока.

Расчет перепада ведется таким образом — имеем ширину входа 3,4; глубину воды перед входом 1,93; ширину внизу перепада 2,0 равную ширине лотка; глубину в сжатом сечении 1,0, равную глубине нормального режима быстротока. Из уравнения (67) находим высоту перепада

$$\frac{q^2}{2g\varphi^2} = h_0^2 (P + H - h_0), \dots \dots \dots (67)$$

то есть

$$\frac{8,05^2}{19,6 \times 0,9^2} = P + 1,93 - 1$$

или

$$P = 3,15 \text{ м.}$$

Очертание перепада делаем как указано было в главе „Криволинейных перепадов“.

Эскиз перехода псказан на рис. 33.

§ 21. Быстротоки криволинейные в плане.

При обходе препятствий в плане быстротоков делают криволинейным; все формы и условия расчета для прямолинейных быстротоков применимы и к криволинейным. Здесь дополнительно

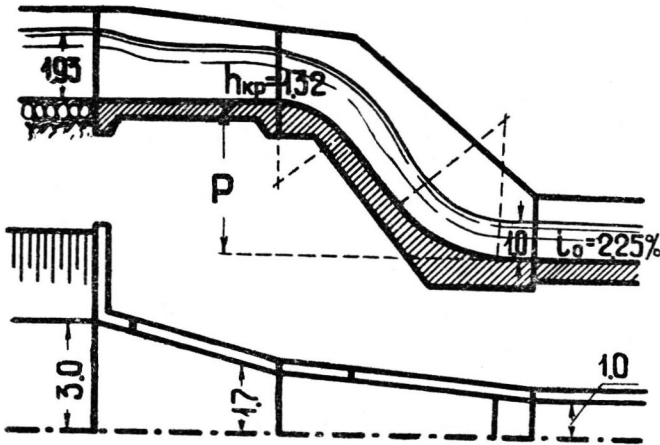


Рис. 33.

учитывается лишь влияние кривизны лотка на движение воды. На повороте лотка поперечный уровень воды устанавливается по кривой, приподнятой к внешнему борту. Для некоторых быстротоков (до 2—3 м шириною) с приемлемой для практики точностью уровень воды может быть построен по схеме, рис. 34, т. е. наклон уровня воды к горизонту считается равным

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{v^2}{Rg}, \dots \dots \dots (68)$$

где v — средняя скорость воды на повороте,

R — радиус закругления, считаемый от середины лотка,

g — ускорение силы тяжести.

При широких быстротоках, особенно при больших скоростях воды в них, чтобы не обнажалось дно у внутреннего борта, делают или наклонное в поперечном направлении дно (несколько меньшего наклона чем для воды, т. е. $\beta < \alpha$), или русло разделяют ребрами на несколько струй.

Высоту борта внутренней стороны закругления делают той же высоты, что и на прямом участке быстротока; высоту внешнего

борта начинают приподнимать примерно метров за 5 до начала кривой, также делают и в конце кривой.

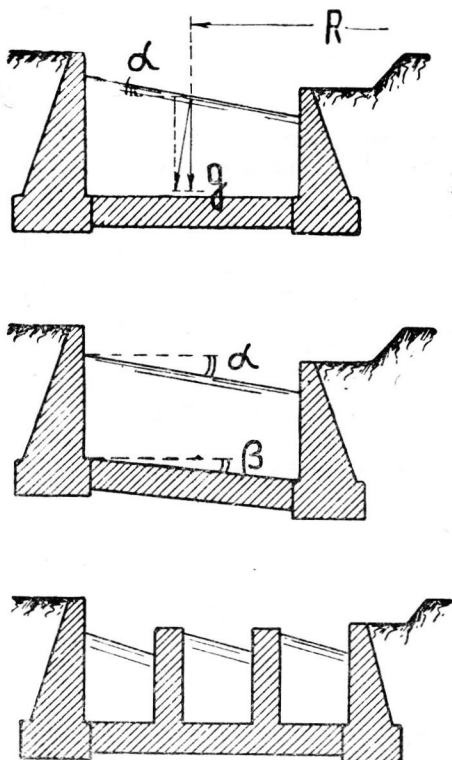


Рис. 34.

Движение воды на криволинейном участке лотка испытывает дополнительные к имеющимся сопротивлениям еще сопротивления от циркуляции воды в поперечном сечении. Точной количественной оценки этих дополнительных потерь в настоящее время еще не имеется. Коэффициенты местных потерь по Вейсбаху более или менее точны для закрытых потоков небольших размеров; для больших потоков они дают преувеличенные значения коэффициентов местных потерь.

Не имея данных к точной оценке рассматриваемых потерь, будем их считать уменьшенными на 30% от потерь по Вейсбаху, т. е. при следующих отношениях радиуса закругления R к ширине лотка b , равными:

Таблица 22.

R/b	10	5	3,3	2,5	2
ζ	0,09	0,10	0,11	0,14	0,20

В таблице 22 приведены значения коэффициентов местных потерь для центрального угла поворота в 90° ; при ином угле поворота, например Θ потери на повороте будут равны

$$h_w = \frac{v^2}{2g} \zeta \frac{90}{\Theta}, \dots \dots \dots (69)$$

где v и g по предыдущему.

Потери на закруглении h_w добавляются к потерям от равномерного движения и тем самым увеличивают уклон лотка на криво-

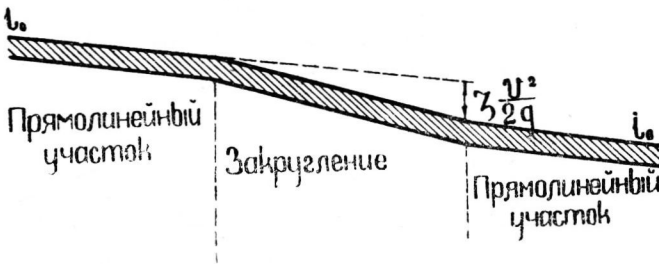


Рис. 35.

линейном участке. На рис. 35 приведена часть развернутого продольного профиля лотка, где показан учет дополнительных потерь от закругления. Проф. А. Я. Миловичем в труде „Нерабочий изгиб потока жидкости“ дана формула коэффициента местных потерь на повороте, ниже приводимая в упрощенном и сокращенном виде:

$$\zeta = \left[\frac{2aR}{(R^2 - a^2) \left(1 + \frac{a^2}{mR^2}\right)} \right]^2 \frac{R}{a} (n + \sin \Theta), \dots (70)$$

где a — полуширина потока,

R — радиус закругления,

n — число целых поворотов на 90° ,

Θ — угол сверх целого числа поворотов n ,

$m=4$ для круглого и 3 для прямоугольного поперечного сечения потока.

Формула дается для $R > 4,3 a$.

Если пренебречь третьим знаком (совершенно недостоверным), то указанной формуле можно придать такую простую форму для поворота в 90°

$$\zeta = \frac{2b}{R} \dots \dots \dots (71)$$

Подсчитанные по такой формуле коэффициенты местных потерь получаются несколько больше, чем по Вейсбаху.

§ 22. Быстротоки переменной ширины.

С целью облегчения сопряжения сходящей с быстротока струи с водой низового канала быстротоки делают постепенно сужающиеся книзу, вследствие чего глубина воды в них может поддерживаться на всей длине лотка постоянной.

Подбирая эту глубину равной или близкой к глубине воды в нижнем канале—тем самым получают облегченные условия сопряжения с нижним бьефом.

Не приводя всех приемов подсчета сужения ширины лотка, остановимся на приеме инж. И. И. Леви*), как теоретически достаточно точном; им дано следующее уравнение для быстротоков с постоянной глубиной воды

$$S_2 - S_1 = \frac{1}{i_0} \frac{\alpha Q^3}{g} \left(\frac{\Theta_1 + \Theta_2}{2} \right) (\omega_2 - \omega_1), \dots \dots \dots (72)$$

где i_0 — уклон дна быстротока.

S_1 — расстояние от начала быстротока до сечения 1.

S_2 — то же до сечения 2.

α — коэффициент Кориолиса, равный 1—1,1.

Q — расход быстротока.

g — ускорение силы тяжести.

ω_1, ω_2 — живые сечения в 1 и 2 сечениях.

$$\Theta_1 = \frac{C_1^2 R_1}{(K_0^2 - K_1^2) \omega_1} \dots \dots \dots (73)$$

Здесь C_1 — коэффициент Шези для 1 сечения.

R_1 — гидравлический радиус 1 сечения.

K_0 — расходная характеристика равномерного режима, равная

$$\frac{Q}{V i_0}$$

*) „Расчет быстротоков переменной сечения“ журнал „Вестник Ирригации“ № 6 за 1925 г.

K_1 — расходная характеристика для первого сечения, равная

$$\omega_1 C_1 \sqrt{R_1}$$

Θ_2 — аналогично Θ_1 .

Обозначая, при постоянной глубине h в быстротоке

$$\Delta S = S_2 - S_1$$

и

$$\Delta \omega = \omega_2 - \omega_1 = h (b_2 - b_1) = h \Delta b$$

уравнение (72) можно переписать так:

$$\Delta S = \frac{\alpha K_0^2}{g} \left(\frac{\Phi_1 + \Phi_2}{2} \right) \Delta b, \dots \dots \dots (74)$$

где

$$\Phi = \frac{C^2 R}{(K_0^2 - K_1^2) b} \dots \dots \dots (75)$$

Расчет быстротоков с постоянной глубиной воды в них ведут с отыскания уклона их дна для принятой глубины и ширины в нижней части их; найдя уклон и зная ширину быстротока вверху (т. е. ширину входа в него) пользуясь уравнением (74), находят длины участков лотка между выбираемыми ширинами его.

В качестве примера рассмотрим следующий прямоугольный быстроток из бута; заданы: расход 18 куб. м/сек, допускаемая скорость в быстротоке 6 м/сек; ширина нижнего канала по дну 6 м; откосы его полукторные, наполнение 2 м; глубина в быстротоке 1,5 м; ширина его внизу 2 м; ширина входа в быстроток 4 м; коэффициент шероховатости 0,016. Сначала рассчитаем равномерный режим в нижней части быстротока

$$\omega = \frac{Q}{v} = 3; R = 0,6; C = 57,5$$

$$i_0 = \frac{v^2}{C^2 R} = 1,8\%; K_0^2 = 18000.$$

Далее начнем отыскивать по уравнению (74) ΔS , задаваясь шириной; подсчеты сведены в таблицу 23.

Таблица 23.

<i>b</i>	ω	<i>R</i>	<i>C</i>	<i>C</i> ² <i>R</i>	<i>K</i> ² 10 ⁻³	— Φ	ΔS	<i>S</i>
4	6,0	0,857	60,9	3180	114	0,006	23,2	—
3	4,5	0,750	59,6	2660	54	0,017	43,6	23
2,1	3,6	0,667	58,5	2280	29,5	0,055	40,4	67
2,4	3,0	0,615	57,7	2050	22,3	0,144	—	107,5
2,0	—	—	—	—	—	—	—	148

В этой таблице расстояния подсчитаны до ширины примерно на 10% больше минимальной—2,2 м, а не 2,0 м, потому что уравнение (74) дает асимптотическую кривую для $S=f(b)$.

Переход от 2,2 м к ширине 2,0 м сделан тем же сужением, что и от 2,4 м к 2,2 м. На входе в быстроток устанавливается критическая глубина, равная

$$h_{кр} = 0,47 \left(\frac{Q}{b}\right)^{2/3} = 0,47 \left(\frac{18}{4}\right)^{2/3} = 1,28 \text{ м.}$$

Так как эта глубина меньше чем глубина в быстротоке, то, чтобы не вызывать подпора при входе—делаем здесь небольшой перепад высоту

$$P = h - h_{кр} = 1,5 - 1,28 \approx 0,25 \text{ м.}$$

Глава IX. Искусственная шероховатость лотков.

§ 23. Опытные данные.

Для коэффициента шероховатости по Базену

$$\gamma = \sqrt{R} \left[\frac{87}{C} - 1 \right] \dots \dots \dots (76)$$

инж. Ж. Денилем для лотков прямоугольного сечения с зубцами криволинейной формы*) дана формула

$$\frac{1}{C^2} = \beta = 0,0214 + \frac{0,00084}{R}, \dots \dots \dots (77)$$

где γ — коэффициент шероховатости по Базену.
 C — „ „ в формуле Шези.
 R — гидравлический радиус.

*) В. И. Чарномский „О лотках и каналах прямоугольного сечения усиленной шероховатости“, изд. Волховстроя.

Инж. Денилем были проведены три серии опытов с лотками искусственной шероховатости — первая серия с уклоном лотка $\sin \alpha = 0,258$ и с расстановкой зубцов по нормали к продольной оси лотка (рис. 36); вторая серия с зубьями, поставленными на дне лотка под углом 60° к продольной оси лотка (рис. 36) и с уклоном

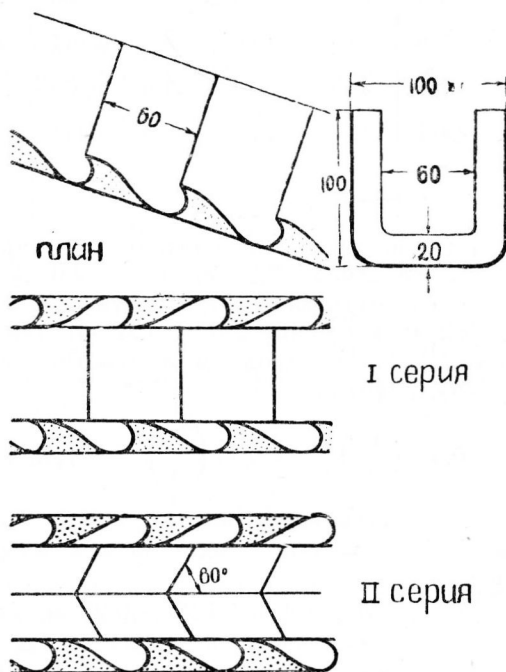


Рис. 36.

лотка $\sin \alpha$ от 0,258 до 0,55 и третья серия при уклоне $\sin \alpha = 0,55$.

Размеры опытного лотка были следующие — ширина в свету между зубцами $b = 0,6$ м, высота зубцов $d = 0,2$ м; расстояние между зубцами $S = 0,6$ м, длина всего лотка 6,08 м. *)

Результаты опытов первой серии приведены**) в следующей таблице (в метрах).

Таблица 24.

Живое сечение	Высота воды	Средняя скорость	C	γ	Примечание
0,1392	0,240	1,87	11,40	2,643	*) У В. И. Чарномского ошибочно указано 0,2787; также ошибочно указаны все расходы воды, здесь не приводимые.
0,2013	0,347	2,19	11,18	2,692	
0,233*)	0,397	2,48	12,30	2,481	
0,2786	0,470	2,98	11,60	2,749	

*) Указаны размеры рыбохода; модельный лоток был меньше.

**) См. там же.

В качестве результатов второй серии указывается, что при $\sin \alpha = 0,258$, $\gamma = 4,657$ и при $\sin \alpha = 0,55$, $\gamma = 5,035$. Живое сечение бралось в свету между зубцами; глубина воды измерялась над зубцом, то есть

$$\omega = b h \text{ и } R = \frac{b h}{b + 2 h}$$

Если по данным таблицы 24, т. е. по ω , h и v подсчитать значения β , γ и коэффициента шероховатости по Манингу

$$n = \frac{\sqrt[6]{R}}{C}$$

то получают иные результаты.

Таблица 25.

Глубина воды	C	γ	β	n
0,240	10,3	2,68	0,0094	0,0693
0,347	11,0	2,74	0,0083	0,0671
0,397	11,8	2,64	0,0072	0,0631
0,470	13,8	2,26	0,0053	0,0545

Давая свою формулу, Дениль считал ее пригодной для следующих соотношений размеров лотка: глубины воды над зубцами, равны от 3 до 4 высот зубца, то есть

$$h = (3-4) d;$$

ширина лотка между зубцами

$$b = (3-4,8) d$$

и расстояние между зубцами

$$S = (1,5-2) h.$$

В опытах глубина h была меньше $3 d$; она равнялась для последнего наблюдения первой серии около $2,4 d$; вообще же она была меньше $2 d$.

При такой незначительной глубине воды движение ее по лотку скорее приближалось к движению через ряд небольших перепадов, а не к сплошному движению по лотку, как это наблюдается в быстроточах.

Поэтому весьма сомнительна достоверность данной Денилем формулы для коэффициента шероховатости (77), если же сличить

полученные из опыта величины β (см. таблицу 25) с предлагаемой Денилем формулой, то они стоят в резком противоречии с ней; отсюда следует, что пользование формулой инж. Дениля должно быть исключено, как дающей заведомо неверные результаты. Можно лишь отметить качественный результат его опытов: при постановке зубцов под углом к продольной оси лотка—шероховатость повышается.

Инж. Базик*) для зубцов, указанных на рис 37, получил следующие данные: при уклоне лотка 0,027, ширине его 12 м, вы-

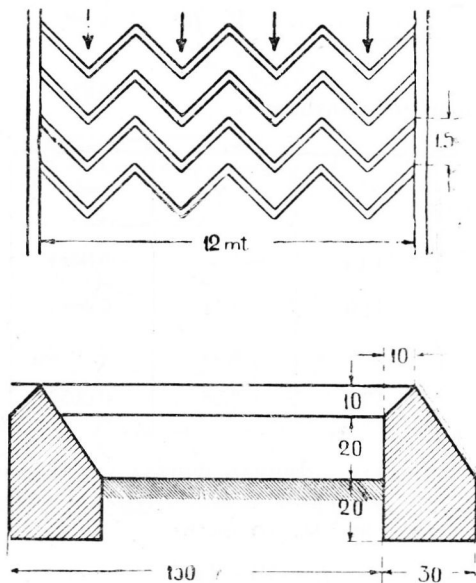


Рис. 37.

соте зубцов 0,3 м с расстановкой их зигзагообразно через 1,4 м и глубине воды над зубцами 0,8 м, средняя скорость воды оказалась равной 2,1 м/сек.

Если подсчитать гидравлический радиус $R=0,705$ м и по нему коэффициент шероховатости по Манингу (см. ниже), то получаем $n_B=0,062$. По нашим опытам для прямолинейных зубцов высотой 0,3 м расставленных по нормали к продольной оси лотка через 1,8 м, коэффициент шероховатости получается 0,0495, т. е.

$$n_B = 1,25 n.$$

Отсюда можно заключить, что зигзагообразное расположение зубцов повышает шероховатость примерно на 25%; примерно по-

*) См. там же.

тому, что приведенное выше сравнение сделано для разных расстояний между зубцами и несколько отличной формы их поперечных сечений.

В лаборатории Ср.-Аз. Научно-Исследовательского Института Иригационных сооружений летом 1931 г. были проведены испытания искусственной шероховатости лотков, в связи с постройкой быстрого тока на 25 километре Вахшского магистрального канала.

Опыты производились*) в деревянном прямоугольном лотке, шириною 30 см и длиной 7 м, уклон которого мог изменяться от 6% до 12⁰/₁₀. На дно лотка устанавливались различные зубцы (см. рис. 38); борта лотка оставались гладкими.

Ширине лотка, вставкой продольных досок, можно было придать размеры 24 см и 18 см.

Опытом ставилась цель оценки величины искусственной шероховатости в зависимости от вида зубцов и влияния ширины лотка на шероховатость. При производстве опытов через лоток пропускались постоянные расходы (от 7 до 70 лит. сек.) и замерялись глубины воды (на 12 створах).

В нижней части лотка (примерно на длине 2,5 м) устанавливался равномерный режим движения воды, замеры которого (т. е. глубины, средние скорости и пр.) и являлись основой для подсчета коэффициента шероховатости.

По Манингу коэффициент шероховатости имеет выражение

$$n = \frac{R^{2/3} \sqrt{i}}{v}, \dots \dots \dots (78)$$

где R — гидравлический радиус,

i — уклон дна лотка с равномерным режимом воды,

v — средняя скорость равномерного движения воды.

Если ширину лотка b выразить через глубину воды над зубцом h

$$b = \alpha h, \dots \dots \dots (79)$$

то R может быть представлен в формуле

$$R = \frac{\omega}{i} = \frac{bh}{b + 2h} = \frac{\alpha}{\alpha + 2} h = \beta h \dots \dots \dots (80)$$

Тогда коэффициент шероховатости будет равен

$$n = \frac{(\beta h)^{2/3} \sqrt{i}}{v}$$

или

$$n_1 = \frac{n}{\beta^{2/3}} = \frac{h^{2/3} \sqrt{i}}{v} \dots \dots \dots (81)$$

*) В начале инж. С. Н. Оболежским, после откомандирования его на Вахш — инж. Е. А. Герке; число опытов — 211.

Таким образом коэффициент шероховатости может быть выражен в двух формах n и n_1 —первая, обычная по формуле (78) и вторая—по формуле (81), где для вычисления коэффициента шероховатости за гидравлический радиус принимается глубина воды над зубцом (рис. 38).

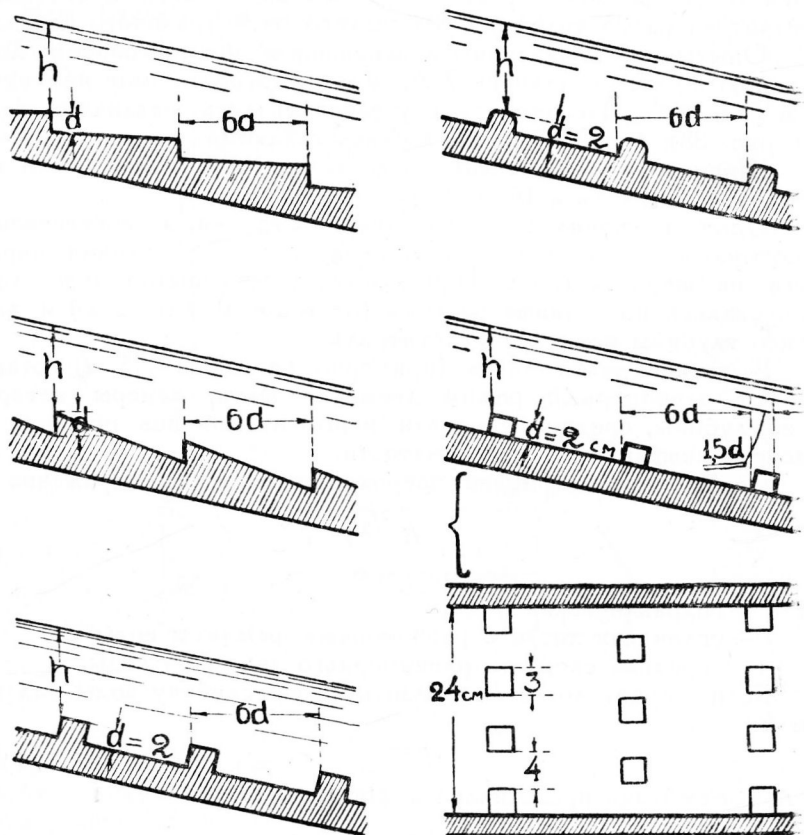


Рис. 30.

Очевидно, оба значения n и n_1 совпадут теоретически при $\alpha = \infty$, а практически при α около 20^* .

Подсчеты по формуле (81) проще, однако коэффициенты, получаемые таким путем, совершенно не отражают влияния бортов лотка; более того, получается независимость n_1 от ширины лотка и зависимость их только от глубины h —считая при этом форму, размеры и расстановку зубцов постоянными. На рис. 39 приведены наблюдения для зубцов по течению, высотой $d=2,0$ см, при

*) Для данных условий опыта, т. е. при шероховатом дне и гладких бортах лотка.

$b = 18-24-30$ см; при чем для $b = 24$ и 30 см борта лотка были в одном случае деревянными, в другом обиты гладкой жестию.

Понятно, что пользование переменными значениями коэффициента шероховатости n_1 затруднительно, удобнее поэтому отыскание их вести по формуле 78 или по

$$n = n_1 \beta^{2/3} \dots \dots \dots (82)$$

Так подсчитанные n получаются устойчивыми при $\alpha \geq 3$; при меньшем α (около 2) величины n уменьшаются, примерно на 10%.

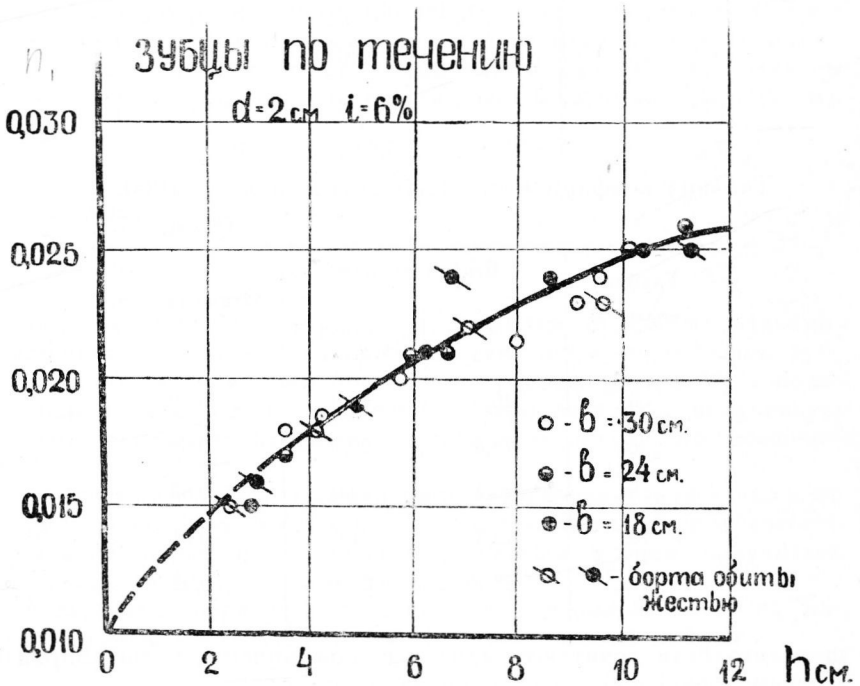


Рис. 39.

Ниже в таблицах приведены наблюдаемые величины коэффициентов шероховатости, подсчитанные по формуле 82 для зубцов по течению, и средние коэффициенты, подсчитанные по формуле (81).

Отношения значений коэффициентов шероховатостей при высоте зубца 12 мм к коэффициентам при высоте зубца 20 мм получаются для n около 0,91 и для n_1 около 0,90.

Малые зубцы высотой $d = 12$ мм можно рассматривать как модель более крупных, высотой 20 мм. При масштабировании

Таблица коэффициента шероховатости $n \times 1000$.

Таблица 26.

Высота зубцов см	2,0			1,2			Примечание
	18	24	30	18	24	30	
Ширина лотка см							
Уклоны лотка							
6%	15,1	16,3	16,8		14,4		*) Борта жечь
6 ⁰ / ₀		16,1*)	16,4*)				
9%			17,5*)	14,8	15,7	17,2	
10%			18,0		15,5		
12%	16,1		17,6		16,2	16,5	

Таблица коэффициентов шероховатости $n_1 \times 1000$.

Таблица 27.

Глубина воды см	Высота зубцов		Отношение n_1
	2 см	1,2 см	
4	16,0	18,0	0,89
6	18,3	20,7	0,89
8	20,4	23,0	0,89
10	22,3	24,6	0,91
12	23,7	25,8	0,92

шероховатости считают для нее коэффициент масштабирования равным корню шестой степени из масштаба*), т. е.

$$M = \sqrt[6]{\frac{12}{20}} = 0,92 \dots \dots \dots (83)$$

Таким образом должно быть

$$n_{12} = 0,92 n_{20}$$

Выше получили величину M равной в среднем около 0,905, т. е. близкой к уравнению (83).

Однако, несмотря на близость теоретического коэффициента масштабирования и наблюдаемого — нельзя установить для шерохо-

*) Масштабом называют отношение линейных размеров модели к линейным размерам оригинала.

ватости точного следования теоретическим приемам масштабирования.

В самом деле при сравнении коэффициентов шероховатостей для $d=12$ мм и $d=20$ мм масштабируются лишь размеры зубцов; глубина же воды и ширина лотка оставались одинаковыми.

Из такого факта можно вывести следующее заключение: при постоянстве ширины лотка, глубины воды в нем и уклона его — шероховатость лотка с изменением размеров зубцов изменяется пропорционально корню шестой степени из отношения высот (размеров) зубцов.

Для перехода от опытных данных к натуре встречается неопределенность в подсчете ширины лотка и глубины воды в нем, — принимая натуральные зубцы, например в $D=15$ см, получаем коэффициенты масштабирования — для малых зубцов ($d=1,2$ см), равный

$$M_1 = 15 : 1,2 = 12,5$$

и для больших зубцов ($d=2$ см)

$$M_2 = 15 : 2 = 7,5.$$

Для перехода к натуральным размерам будем масштабирование ширины лотка и его шероховатости вести по большим зубцам, как по более крупному опыту, т. е. по коэффициенту M_2 , а пользуясь отмеченным выше заключением, шероховатость, полученную из опытов с малыми зубцами, переводим в натуру по коэффициенту M_1 .

Получаемую таким путем ширину лотка округляем в большую сторону с точностью до 0,5 м. Так подсчитанная шероховатость натуре и по малым и по большим опытным зубцам получилась почти одинаковой — расходимость около +5%.

Результаты пересчета коэффициентов шероховатости на натуре приведены в следующей таблице, для высоты зубцов

$$D = 15 \text{ см.}$$

Зубцы по течению

Таблица 28.

Ширина лотка м	1	1,5	2	2,5	5	12
Уклон лотка						
6%	0,020	0,0215	0,0225	0,0235	0,0265	0,031
9%	0,0205	0,0225	0,0240	0,025	0,0280	0,033
12%	0,0205	0,0225	0,0245	0,0255	0,029	0,034

При этом считается, что зубцы расставлены друг от друга на расстоянии, равном около шести высот их, т. е. через 0,90 м, и глубина воды заключена в пределы

$$3D \ll H \ll 5,5D.$$

Такая же шероховатость получается для шашек

$$h \times b \times l = 15 \times 20 \times 20 \text{ см,}$$

расставленных в шахмат через 30—25 см в ряду и через 90—80 см ряд от ряда.

Учитывая малое количество произведенных опытов (особенно по масштабу их), следует при пользовании таблицей n расчет лотков вести по двум их значениям—первое значение, уменьшенное на 5% против табличного, должно служить проверкой на наибольшую скорость в лотке, второе значение, увеличенное на 5% против табличного—служит для нахождения наибольшей глубины в лотке.

Для ширины лотка в 5 м и 12 м (последняя почти соответствует бесконечно широкому лотку) коэффициенты шероховатости получены экстрополированием по предыдущим (делением n для $B = 1,5—2$ м на соответствующие $\beta^{2/3}$), поэтому в расчеты их следует вводить не с $\pm 5\%$ колебанием, а с $\pm 10\%$.

Для других высот зубцов коэффициенты шероховатости находят обычным масштабированием; например для

$$D = 10 \text{ см, } i = 6\% \text{ и } B = 2 \text{ м}$$

коэффициент шероховатости будет равен

$$n_{10} = n_{15} \sqrt[6]{\frac{D_1}{D_2}} = 0,0225 \sqrt[6]{\frac{10}{15}} = 0,0195.$$

Коэффициенты шероховатости для зубцов против течения при аналогичной расстановке и соотношениях в размерах для $D = 15$ см будут:

Таблица 29.

Ширина лотка м	1,0	1,5	2,0	2,5	5,0	12,0
Уклон лотка						
6%	0,028	0,030	0,0315	0,0325	0,0375	0,044
9%	0,030	0,032	0,034	0,0355	0,040	0,046
12%	0,0305	0,0325	0,0345	0,036	0,0405	0,047

Ввиду малого числа опытов с зубцами против течения и не совсем согласных результатов их—приведенные в таблице значения коэффициентов шероховатостей в расчет следует вводить с $\pm 10\%$ колебаниями; в остальном по предыдущему.

С такой же оговоркой следует пользоваться значениями коэффициентов шероховатостей n для планок прямоугольного и округленного поперечного сечения.

Таблица 30.

Ширина лотка мт	2,0	2,5	5,0	12,0
Уклон лотка	Прямоугольные планки			
6%	0,0295	0,031	0,0345	0,040
9%	0,0315	0,0335	0,370	0,043
	Закругленные планки			
6%	0,027	0,0280	0,032	0,037
9%	0,028	0,0295	0,033	0,039
12%	0,0285	0,0305	0,034	0,040

В опытной установке не было замечено захвата воздуха струей воды, вероятно вследствие небольших средних скоростей (не больше 3 м/сек); в натуральных сооружениях, где средние скорости чаще бывают в пределах 6—10 м/сек, возможно ожидать захвата воздуха водой и вследствие этого повышения ее уровня. Не имея данных к точной числовой оценке этого явления для первого приближения, можно считать захват воздуха в количестве до 10% от объема воды (или до 10% от живого сечения—что одно и то же).

§ 24. Примеры расчета.

Пример 1. Найти наибольшую скорость и расход в прямоугольном лотке, шириною $B=2,5$ м, глубиною воды $H=0,75$ м и с уклоном $i=0,105$; на дне лотка устроены зубцы по течению высотой $D=20$ см.

Имеем

$$v = \frac{R^{2/3} \sqrt{i}}{n} \text{ и } Q = \omega v.$$

Найдем коэффициент шероховатости для наибольшей скорости, т. е. уменьшенный на 5% против табличного

$$n = 0,95 \times 0,0253 \sqrt[6]{\frac{20}{15}} = 0,0252.$$

Здесь 0,0253—коэффициент шероховатости взятый из таблицы для зубцов высотой 15 м и уклона 10,5%; корень шестой степени из отношения заданной высоты зубца (20 см) к высоте табличного зубца (15 см)—масштабирует шероховатость для заданного зубца. Найдем гидравлический радиус

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{BH}{B + 2H} = 0,468 \text{ м.}$$

Следовательно

$$v = \frac{0,468^{2/3} \sqrt{0,105}}{0,0252} = 7,75 \text{ м/сек}$$

$$Q = 7,75 \times 2,5 \times 0,75 = 14,5 \text{ куб. м/сек.}$$

Пример 2. Для условий предыдущего примера найти наибольшую глубину в лотке с учетом захвата водой воздуха до 10% объема. Коэффициент шероховатости в этом случае берется на 5% больше табличного, т. е.

$$n = 1,05 \times 0,0253 \sqrt[6]{\frac{20}{15}} = 0,0279.$$

Далее из уравнения расхода

$$Q = \omega v = \frac{BH R^{2/3} \sqrt{i}}{n} = 14,5$$

находят величину выражения

$$H R^{2/3} = \frac{14,5 \times 0,0279}{2,5 \sqrt{0,105}} = 0,50$$

и подбором отыскивают глубину H

H	R	$R^{2/3}$	$HR^{2/3}$
0,79	0,494	0,625	0,494
0,80	0,498	0,630	0,504

Следовательно глубина воды будет 0,8 м, а с учетом захвата воздуха 0,88 м.

Пример 3. Найти уклон и подобрать сечения прямоугольного лотка с зигзажными прямоугольными планками по дну, при наи-

большей скорости воды 5 м/сек и расходе 20 куб. м/сек; гидравлически невыгоднейшее сечение здесь едва ли применимо, так как при нем

$$\omega = bh = 2h^2$$

и

$$h = 1,41 \text{ м};$$

прибавляя же сюда высоту зубца 0,3 м, учитывая запас в высоте стенок лотка над водой и насыщение воды воздухом, получим вы-

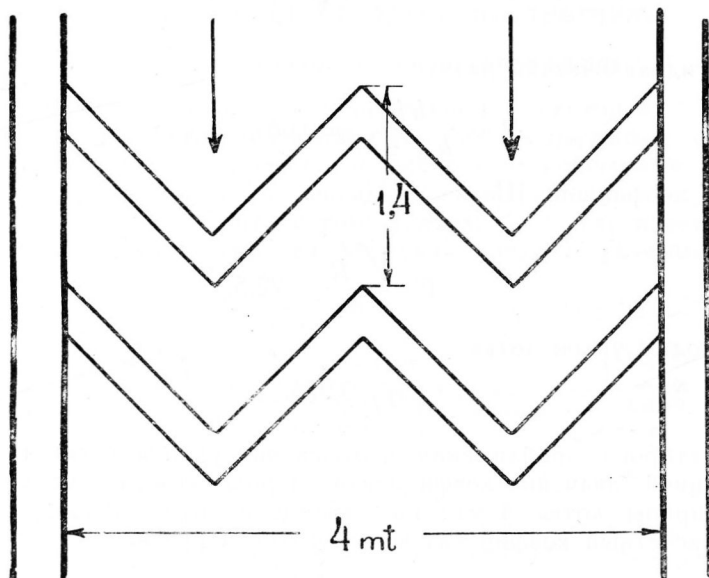


Рис. 40.

соту стен лотка около 2,5 м. Такие стены будут грузны, что потребует большого количества кладки.

Высоту зубцов 30 см считаем предельной.

Примем глубину воды*) над зубцом 1 м; тогда ширина лотка будет 4 м из уравнений

$$\omega = bh = \frac{Q}{v}$$

и

$$b = \frac{Q}{hv}$$

и высоту зубца 25 см, т. е. четверть глубины. Для отыскания уклона лотка надо знать коэффициенты шероховатости; примем его

*) Принятие той или иной глубины над зубцом окончательно определяется общей стоимостью сооружения и условиями его эксплуатации.

в первом приближении по таблице равным 0,034, как средний между шириной лотка в 2,5 и 5 м. Так как расчет ведется на наибольшую скорость, то значения коэффициента шероховатости следует, согласно сделанной выше оговорки, уменьшить на 10%, кроме того, устройство зигзажных зубцов увеличивает шероховатость примерно на 25%. Таким образом, коэффициент шероховатости в первом приближении будет равен

$$n = 0,9 \times 0,034 \times 1,25 \sqrt[6]{\frac{25}{15}} = 0,0416.$$

Находим гидравлический радиус

$$R = \frac{bh}{b + 2h} = 0,667$$

и по нему коэффициент Шези

$$C = \frac{\sqrt[6]{R}}{n} = 22,5.$$

Далее находим уклон лотка

$$i = \frac{i^2}{C^2 R} = 0,074.$$

Для второго приближения в отыскании уклона лотка найдем интерполяцией значение коэффициента шероховатости для уклона 7,4% и ширины лотка 4 м.; по таблице он будет 0,0345; таким образом расчетный коэффициент шероховатости равен

$$n = 0,9 \times 0,0345 \times 1,25 \sqrt[6]{\frac{25}{15}} = 0,0423.$$

Далее находим

$$C = 22,1$$

и

$$i = 7,7\%$$

будет расчетным уклоном лотка.

Аналогично второму примеру находим наибольшую глубину лотка при

$$n = 1,1 \times 0,0345 \times 1,25 \sqrt[6]{\frac{25}{15}} = 0,0517$$

$$H R^{2/3} = \frac{20 \times 0,0517}{4 \times \sqrt[6]{0,077}} = 0,93$$

H	R	$HR^{2/3}$
1,1	0,71	0,87
1,15	0,73	0,93

Наибольшая глубина воды будет 1,15, а с учетом захвата воздуха 1,27 м.

Глава X. Выход из быстротока.

§ 25. Беспрыжковое сопряжение.

Наиболее спокойным сопряжением стекающей с быстротока воды с водой нижнего канала является беспрыжковое сопряжение. Оно может быть осуществлено несколькими приемами.

Первый прием заключается в придании концевой части лотка быстротока критического уклона; тогда как известно из гидравлики—уровни воды на участках лотка с разными уклонами

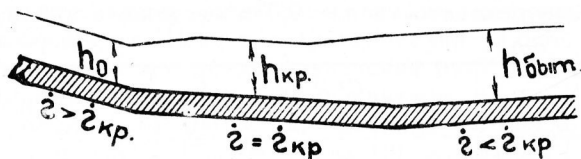


Рис. 41.

близки к горизонтальным (рис. 41). Однако этот вид сопряжений мало употребителен вследствие того, что критические уклоны очень небольшие (меньше 1%), почему длина переходного участка получается большая. Кроме этого удорожания сооружения получается и другое—бытовая глубина нижнего канала больше критической глубины на переходном участке, и так как она распространяется на этот участок на значительную длину—то здесь приходится повышать борта лотка.

Второй прием. Лоток быстротока делают сужающимся с постоянной глубиной воды в нем (§ 22), равной глубине воды в нижнем канале. В этом приеме имеются слабые стороны—сжатие лотка ограничено строительными условиями (наименьшей шириной около 0,6—0,7 м для крупных сооружений) и эксплуатационными (ширина лотка должна быть не меньше как вдвое шире, чем размеры случайно попавших в лоток предметов), далее большая глубина воды в лотке (равная глубине ее в нижнем канале) требует небольших уклонов лотка, следовательно удлиняет его, и наконец выпуск с большой скоростью узкой струи в нижний канал образует вдоль берегов его длинные и интенсивные водовороты, моющие его берега.

Берега либо приходится сильно крепить, либо делать плавную воронку в конце быстротока, получающуюся тоже очень длинной, что видно из следующего примера.

Рассмотрим пример § 22, полагая, что глубина воды нижнего канала равна 1,5 м; требуется плавно распустить воронку, начиная от 2 м (ширина лотка до 6 м ширина канала по дну).

Для этого воспользуемся уравнением движения, данного И. И. Леви*) для нулевого уклона воронки, несколько упростив его

$$\Delta S = \frac{\alpha}{2g} \left[\frac{C_1^2 R_1}{b_1} + \frac{C_2^2 R_2}{b_2} \right] \Delta b \quad \dots \quad (84)$$

где

$$\Delta S = S_2 - S_1$$

и

$$\Delta b = b_2 - b_1$$

S_1 — расстояние от конца быстротока до первого сечения воронки,

b_1 — ширина первого сечения

S_2 и b_2 — аналогичны указанным.

Будем считать борта воронки вертикальными; подсчеты при коэффициенте шероховатости $n = 0,016$ сведены в таблицу 31.

Таблица 31.

b	ω	R	C	$\frac{C^2 R}{b}$	ΔS	S	Примечание
2	3,0	0,600	57,5	990		0	Глубина воды равна 1,5 м.
3	4,5	0,750	59,6	888	103	103	
4	6,0	0,857	60,9	790	92	195	
5	7,5	0,938	61,8	715	83	278	
6	9,0	1,000	62,5	434	63	341	

Длина воронки S получалась чрезмерно длинной. Сокращение воронки возможно путем устройства в ней искусственной шероховатости; например при коэффициенте шероховатости $n = 0,05$ длина воронки сокращается в десять раз.

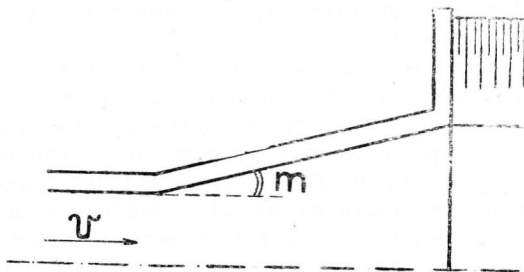


Рис. 42.

*) „Вестник Иригации“ № 6 за 1925 г.

Воронку можно сократить, делая ее роспуск более крупным; при этом глубины воды в ней не будут постоянными.

Третий прием. Делают пологую воронку, продольный профиль дна которой криволинейный. Расчет здесь аналогичен расчету криволинейных перепадов. Он заключается в следующем: задаются планом воронки, придавая ее сторонам роспуск примерно равный (рис. 42).

$$\operatorname{tg} m \leq \left| \frac{1}{v} \right| \dots \dots \dots (85)$$

где v — скорость в м/сек воды в воронке; далее задаются глубинами воды в воронке и по уравнению Бернулли подсчитывают отметки дна воронки

$$\mathcal{E}_1 = h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + k \frac{v^2 l}{C^2 R} + p_1 \dots (86)$$

где p_1 — превышения дна второго сечения над первым,
 h_1, v_1 — глубина и скорость в первом сечении,
 h_2, v_2 — то же во втором сечении,
 l — расстояние между сечениями,
 v, C, R — средние между первым и вторым сечениями скорости, коэффициент Шези и гидравлический радиус.

Коэффициенту k мы придаем значения от 1,5 до 2,5.

Принимая значения $k=1,5$, подсчитаем воронку при коэффициенте шероховатости 0,016 для расхода 18 куб. м/сек. Ширина быстротока 3 м, глубина воды в нем 1,0 м; ширина канала по дну 6 м и глубина воды в нем 2 м.

Считаем борты воронки вертикальными; зададимся ширинами ее, глубинами воды в ней и расстоянием между сечениями, то есть b, h, l ; подсчеты сводим в таблицу 32, в которой и находим разницу отметок дна воронки.

Таблица 32.

№	1	2	3	4	Примечание
b	3	7	5	6	k принято равным 1,5
l	—	4		9	
q	6,0	4,5	3,6	3,0	
$h_{кр}$	1,55	1,28	1,02	0,98	
h	1,0	1,4	1,75	2,0	
v	6,0	3,22	2,05	1,5	
$v^2/2g$	1,83	0,53	0,21	0,11	
R	0,60	0,325	1,03	1,20	
C	57,5	60,6	62,9 ₂	61,5	
h_w	—	0,05	0,01	0,01	
\mathcal{E}	2,83	1,98	1,97	2,12	
p	—	+ 0,85	+ 0,01	— 0,15	

Схема воронки приведена на рис. 43. Такая схема имеет существенный недостаток — при выключении пропуска воды через быстроток в нем на длине 50 м (если

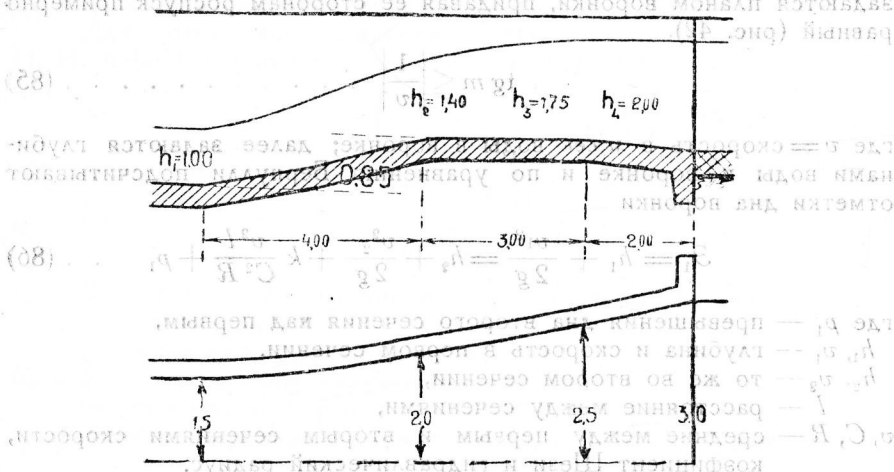


Рис. 43.

уклон его принять 2%) задерживается вода; кроме того заглубление конца быстротока на

$$0,85 + 0,01 - 0,15 = 0,71 \text{ м}$$

против дна канала удлиняет его на

$$\frac{0,71}{0,02} = 35,5 \text{ м.}$$

Лучше решение будет, если быстроток доводить только до отметки дна нижнего канала, спускаясь к ней крутой, но короткой ступенью.

Подсчеты для такой конструкции приведены ниже, делая при этом искусственно шероховатым дно воронки с коэффициентом шероховатости $n = 0,026$. Находим глубину воды внизу ступени из формулы

$$\frac{q^2}{2g\varphi^2} = h_1^2 \left(P + q_0 + \frac{v_0^2}{2g} h_1 \right) \dots \dots \dots (87)$$

$$\frac{6^2}{19,6 \times 0,85^2} = h_1^2 \left(0,9 + 1 + \frac{6^2}{19,6} - h_1 \right)$$

откуда $h_1 = 0,96 \text{ м}$ при высоте ступени $P = 0,9 \text{ м}$. Длина ступени будет

$$l = 0,45 \times v_0 \times \sqrt{P + h_0} = 3,6 \text{ м.}$$

Далее от глубины 0,96 в конце ступени считаем по предыдущему рис. 44.

Таблица 33.

b	3	4	5	6
l	0	4	7	9
q	6,0	4,5	3,6	3,0
h	0,96	1,4	1,8	2,0
v	6,25	3,22	2,0	1,5
$v^2/2g$	1,99	0,53	0,20	0,11
h_{ic}	0	0,14	0,03	0,01
\mathcal{E}	9,25	2,07	2,03	2,12
p	—	0,88	0,05	0,09

Схема воронки приведена на рис. 44.

Четвертый прием является развитием предыдущих—именно в воронке ставятся ребра, разделяющие поток на отдельные

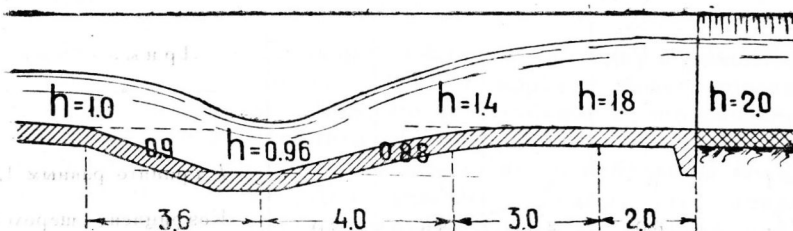


Рис. 44.

равные струи, для чего ребра следует заводить в лоток быстрого тока и оканчивать у начала канала так, чтобы направление струй было вдоль оси канала.

§ 26. Прыжковое сопряжение.

Здесь также можно отметить несколько приемов устройства прыжкового сопряжения. Этому типу сопряжения ставится обязательное условие—прыжок должен быть на флотбете выходной части и не выскакивать в нижний канал. Прыжок не занимает устойчивого положения; вследствие пульсации расходов, ветра и др. причин, он перемещается в обе стороны от своего среднего (геоцентрического) положения, примерно на длину равную глубине низ-

вой воды. Так как перемещение его вверх не опасно (он перемещается в жестком русле), а перемещение вниз (по течению) может вызвать размыв канала, то в запас прочности сооружения следует оканчивать переходную часть не ближе как на двойную глубину воды нижнего канала, считая от теоретического положения прыжка.

Первый прием. В конце быстротока устраивают расходную воронку с горизонтальным дном на уровне дна нижнего канала. Воронка должна иметь достаточно плавный роспуск по уравнению (85), чтобы струя не отрывалась от бортов воронки. Расчет ее ведут по уравнению (86), полагая в нем превышение дна отдельных сечений равным нулю; так как в этом уравнении левая часть известна, то решение его ведут подбором глубин h_2, h_3, \dots . Найдя все эти глубины вдоль воронки, подсчитывают для них сопряженные глубины t_1, t_2, t_3, \dots .
Пересечение линии сопряженных глубин

$$t = f(l)$$

с глубиной воды в канале H_2 и даст теоретическое место прыжка.

Для иллюстрации приведен следующий пример расчета воронки с вертикальными бортами. Задано: глубина воды в конце быстротока 1 м, ширина лотка быстротока 3 м, глубина воды в нижнем канале 2 м, ширина канала по дну 6 м, откосы полукруглые; расход 18 куб.м/сек. Подсчеты сведены в таблицу 34.

Таблица 34.

№	1	2	3	4	Примечание
b	3	4	5	6	k принято равным 1,5. Коэффициент шероховатости 0,016.
l	0	4	7	9	
q	6,0	4,5	3,6	3,0	
h	1,0	0,72	0,55	0,45	
v	6,0	6,25	6,55	6,67	
$v^2/2g$	1,83	1,99	2,18	2,26	
R	0,60	0,53	0,45	0,39	
C	57,5	56,2	54,7	53,5	
h_w	—	0,12	0,12	0,11	
\mathcal{E}	2,83	2,83	2,85	2,82	
t	2,32	2,10	1,99	1,86	
T	2,32	2,08	1,92	1,82	

Сопряженная глубина находилась по уравнению

$$t = 0,5 \left[\sqrt{1 + \frac{0,86}{h} \left(\frac{q}{h}\right)^2} - 1 \right] \dots \dots \dots (88)$$

Ось прыжка будет между вторым и третьим сечениями, ближе к третьему, поэтому воронка коротка; ее следует удлинить еще на два метра. Схема ее приведена на рис. 45.

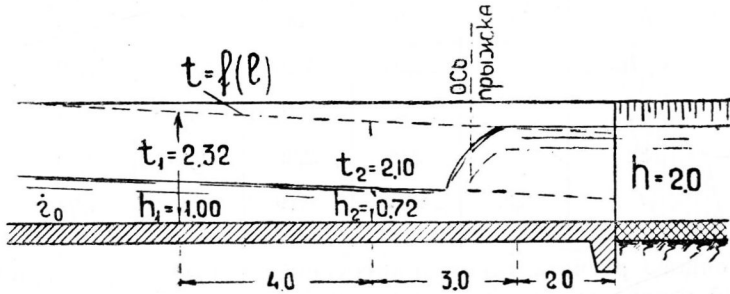


Рис. 45.

Устройство искусственной шероховатости по дну воронки передвигает ось прыжка вверх, т. е. делает воронку более короткой; в таблице 34 приведены сопряженные глубины T , подсчитанные для шероховатости дна воронки равной 0,026.

Второй прием. Воронку помещают в небольшой колодец глубиной около 1 м. Для условий предыдущего примера рассчитаем воронку с колодцем глубиной 0,5 м. Вначале найдем глубину в месте падения струи в колодец по формуле (87)

$$\frac{6^2}{19,6 \times 0,92^2} = h_1^2 \left(0,5 + 1 + \frac{6^2}{19,6} - h_1 \right),$$

откуда

$$h_1 = 0,95 \text{ м.}$$

Длина колодца будет равна

$$l = 0,45 \times 6 \times \sqrt{1 + 0,5} = 3,3 \text{ м.}$$

Далее, начиная с глубины 0,95 м, подсчеты ведут по предыдущему.

Так как глубина H_2 здесь равна 2,5 м (считая глубину колодца 0,5 м), то ось прыжка будет между первым и вторым сечениями.

Схема воронки приведена на рис. 46.

Третий прием заключается в постановке ребер и колонн в воронке и колодце. Употребляется тогда, когда ширина нижнего канала значительно превосходит ширину лотка быстроготока.

Таблица 35.

<i>N</i>	1	2	3	4	5
<i>b</i>	3	3	4	5	6
<i>l</i>	0	3,3	6,0	8,0	9,5
<i>a</i>	6,0	6,0	4,5	3,6	3,0
<i>h</i>	1,0	0,95	0,685	0,53	0,43
$v^2/2g$	—	2,03	2,20	2,35	2,48
<i>h_w</i>	—	—	0,10	0,09	0,09
ϑ	—	2,98	2,99	2,97	3,00
<i>t</i>	2,32	2,42	2,19	2,04	1,92

Точного расчета таких конструкций не существует; приближенный расчет их приведен в части I.

Довольно значительное распространение получили зубцы,

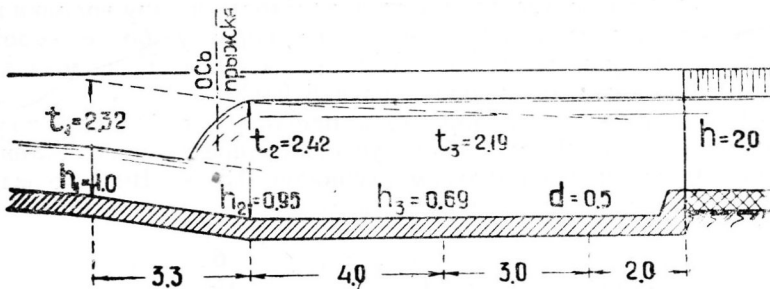


Рис. 46.

предложенные проф. Т. Ребоком (рис. 46-а), расчета размеров которых автором не дано, кроме того, указания, что объем воды в колодце перед зубцами *w* должен удовлетворить условию

$$w = \alpha Q \sqrt{\frac{z}{g}}$$

где *z* — перепад в метрах; $\alpha =$ от 3,6 до 7,2*). При длине колодца *L*, глубине воды в нем *h₂* и средней скорости $v_2 = q : h_2$, последняя формула напишется так

$$L = \beta v_2 \sqrt{z}$$

*) С. В. Новокрещенов „Неравномерное движение жидкости в открытых руслах“. Ташкент 1930 г.

при

$$\beta = 1,15 \text{ до } 2,3.$$

Высота порога зубца α (рис. 46-а) назначается от 0,04 до 0,083 от высоты стенки падения; зубцы Ребока свободно пропускают через себя наносы.

§ 27. Специальные конструкции.

Существует довольно большое количество специальных конструкций, сопрягающих выходящую из лотка воду с водой нижнего канала, но к сожалению все они обладают одним неприятным свойством—для них нет приемов более или менее точного расчета.

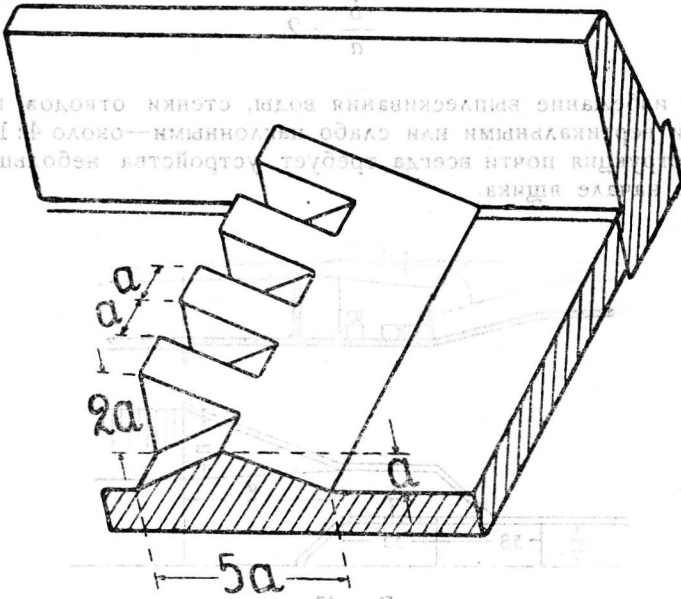


Рис. 46-а.

Поэтому в дальнейшем остановимся только на тех из них, которые хотя бы приблизительно могут быть рассчитаны.

Первая конструкция состоит из ящика, в который поступает вода из быстротока; из ящика вода частью переливается через борта в нижний канал, частью вытекает через боковые донные отверстия (рис. 47). Так как вода вследствие удара о торцевую стенку ящика приподнимается и образует над ней бугор, почему большая часть ее сваливается в нижний канал через торцевую стенку, то для выравнивания расхода воды через стенки ящика их следует делать слегка опущенными у быстротока и приподнятыми у торца ящика; тем самым отдалится слив воды от канала. Отверстия в боковых стенках следует делать не сплошные в виде щели, а отдельные с расстановкой их через промежутки в 1—2 ширины отверстия.

Этим достигаются большие потери для воды обтекающей ящик—следовательно более спокойный вход ее в канал. Ширину всей установки, т. е. ящика и двух боковых отводов вдоль него, желательно делать не меньшей ширины канала по дну.

Ширина ящика делается или равной ширине лотка—если он достаточно широк (2—3 м) или шире его на 0,5—1 м; ширина отводов должна быть такой, чтобы средняя скорость выхода из них не была бы больше 2—2,5 м/сек.

В случае сопряжения стенок отводов с откосами канала косыми плоскостями—отношение длины и ширины последних следует делать не меньше двух

$$\frac{b}{a} \geq 2 \dots \dots \dots (89)$$

Во избежание выплескивания воды, стенки отводов надо делать или вертикальными или слабо наклонными—около 4:1. Ящичная конструкция почти всегда требует устройства небольшого перепада в начале ящика.

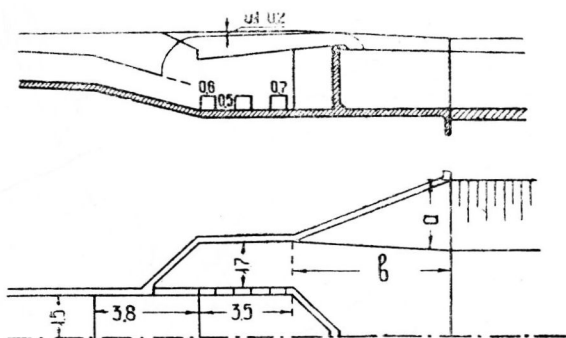


Рис. 47.

Для иллюстрации расчета ящика ниже приведен расчет его для быстротока, элементы которого приведены в предыдущем параграфе.

Найдем глубину воды в ящике из условий затопления в нем струи сбегавшей с лотка; перепад сделаем высотой 1 м и ширину ящика примем равной ширине лотка, т. е. 3 м, для этого найдем глубину в месте падения струи

$$\frac{6^2}{19,6 \times 0,9^3} = h^2, (1 + 1 + \frac{6^2}{19,6} - h_1)$$

откуда $h^1 = 0,88$ мт и с ней сопряженная глубина t равна 2,57 мт; допуская 5% запас, будем считать глубину воды в ящике 2,7 мт. При других высотах перепада глубины воды в колодце приведены в таблице 36.

Таблица 36.

p	1,25	1,0	0,5	0
φ	0,9	0,9	0,92	—
h_1	0,84	0,88	0,92	1,0
t	2,64	2,57	2,48	2,32
h_2	2,8	2,7	2,6	2,4
T	0,55	0,7	1,1	1,4
L	14	22	45	61

Здесь через T обозначено превышение уровня воды в колодце над уровнем ее в конце быстротока, и через L длина концевго участка быстротока с повышенными бортами

$$L = \frac{T - \Delta + 0,1}{i}, \dots \dots \dots (90)$$

где i — уклон дна быстротока, равный 1,8% при коэффициенте шероховатости 0,016, Δ — нормальный запас в высоте бортов 0,3—0,4 м; 0,1—0,15 м дополнительный запас в высоте. Остановимся на высоте перепада в 1 м, как дающей еще не очень длинный участок лотка с повышенными бортами и сбрасывающей воду в нижний канал с меньшей высоты, чем при перепаде в 1,25 м. Отметим здесь, что устройство искусственной шероховатости на концевом участке быстротока при той же глубине воды (над зубцами) повышает уклон дна этого участка; например при $n=0,026$ вместо $n=0,016$ уклон получается 4,75%, т. е. длина концевго участка сокращается до 8,5 м.

Первые отверстия в бортовых стенках ящика делаем примерно в конце отлета струи, т. е. около

$$l = 0,45 \times 6 \times \sqrt{1+1} = 3,8 \text{ м}$$

от начала перепада.

Если перепад устроить с крутой стенкой падения и часть отверстий поставить ближе места падения струи, то возможно, что вода не только не будет вытекать через них из ящика, но, наоборот, будет втекать в ящик из отводов вследствие вакуума под струей.

По схеме (рис. 47) имеем длину кромки водослива 11,2 м, расход на погонный метр которой принимаем при средней высоте перепадающегося слоя 0,7 м

$$q = MH^{3/2} = 1,9 \times 0,7^{3/2} = 1,12 \frac{\text{куб. м}}{\text{сек.}} \dots \dots \dots (91)$$

Кромку водослива внизу (у торца) делаем выше на 0,2 м уровня воды в канале; сверху на 0,2 м ниже; вследствие приближенности расчета не учитываем наклон кромки.

Расход через водослив будет равен

$$Q_1 = Bq = 12,5 \frac{\text{куб. м}}{\text{сек.}}$$

Расход через отверстия будет

$$Q_2 = 18 - 12,5 = 5,5 = Q - Q_1.$$

Откуда по формуле истечения через отверстия

$$Q_2 = m \omega \sqrt{2gZ} \dots \dots \dots (92)$$

находим площадь отверстий при $m=0,7$,

$$\omega = \frac{5,5}{0,7 \times 4,43 \times \sqrt{0,7}} = 2,11 \text{ кв. м}$$

Делаем шесть отверстий по $0,6 \times 0,6$ м.

Для расчета отвода примем в нем среднюю выходную скорость 2 м/сек.

Через торцевую стенку ящика переливается

$$Q_3 = 1,12 \times 4,2 = 4,6 \text{ куб. м сек.}$$

следовательно в каждом отводе расход будет

$$Q_4 = \frac{18 - 4,6}{2} = 6,7 \frac{\text{куб. м}}{\text{сек.}}$$

Ширина отвода при глубине воды в нем 2 м будет

$$\frac{Q_4}{hv} = 6,7 : (2 \times 2) = 1,67 \approx 1,7 \text{ м.}$$

Вторая конструкция аналогична полунапорным перепадам; водоразбивная стенка здесь ставится наклонно—так же как и ступень перепада в целях неполучения большого взлета воды при прямом ударе о нее. Расчет тот же, что и в перепадах. Очевидно, что за водоразбивной стенкой необходимо устраивать колодец.

Третья конструкция является видоизменением второй—здесь поперечная стенка не доходит до бортов успокоителя; расчета такой конструкции не имеется (рис. 48).

Четвертая конструкция состоит из разветвления лотка на два рукава, образующие встречные струи, которые вследствие удара струи теряют почти всю кинетическую энергию (рис. 49).

Расчет такой конструкции весьма приблизительный, однако дающий основание считать его результаты, получаемые с некото

рым запасом.

Лоток быстротока разводят на две ветки шириною, равной половине ширины лотка с постепенным понижением дна во избежание отрыва струи от дна. В плане, давая плавное очертание веткам

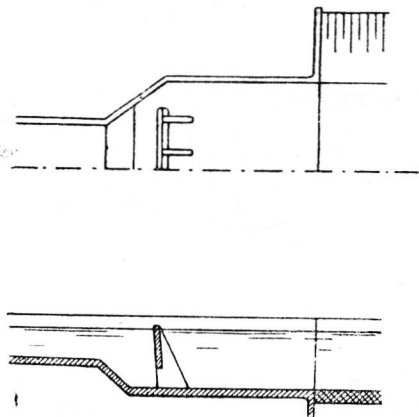


Рис. 48.

их, разводят на расстояние около 0,5—0,7 от ширины по дну нижнего канала. Чтобы не создавать подпора вследствие резкого поворота, в начале веток делают небольшой порог 0,1—0,20 м. Подсчитывают глубину воды в конце веток h_1 , оценивая потери коэффициентом $\zeta = 0,5—0,6$; далее находят глубину h_2 в начале воронки, считая, что в конце ее глубина будет равна бытовой глубине нижнего канала и пренебрегая при этом подсчете потерями в воронке.

При переходе от глубины h_1 к h_2 потери считают по Борда. Такой подсчет включает в себя ряд неточностей, идущих в сторону запаса; так вероятно, что потери в ветках будут больше, чем получаемые по коэффициенту 0,5—0,6; далее выход из веток в канал будет иметь потери не только по Борда, но и на поворот струй; к сожалению не имеется данных для точного расчета таких конструкций.

В целях гарантии надежной работы сооружения следует уровни воды в нижнем канале и в конце быстротока располагать на одном горизонте, кроме того, полезно делать небольшой колодец 0,5 м в конце веток.

В качестве иллюстрации приведен расчет такой конструкции для следующих условий: лоток прямоугольного сечения пропускает расход 18 куб. м/сек.; глубина воды в нем 1, ширина 3 м; нижний канал имеет ширину по дну 6 м; откосы полуторные, глубину воды 2 м.

Разводим ветки на 4 метра, т. е. делаем ширину воронки

в начале 4 м с одиночными откосами; по уравнению Бернулли находим глубину в начале воронки $h_2 = 1,92$ м и $v_2 = 1,59$ м/сек $\vartheta_2 = 2,05$ м.

Находим глубину воды в конце веток

$$h_0 + \frac{v_0^2}{2g} + \rho = h_1 + \frac{v_1^2}{2g} (1 + \zeta)$$

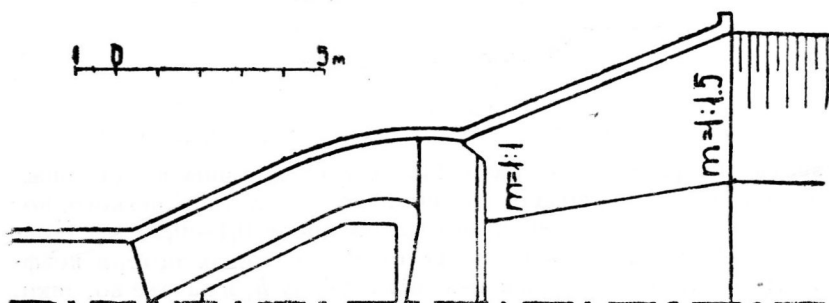
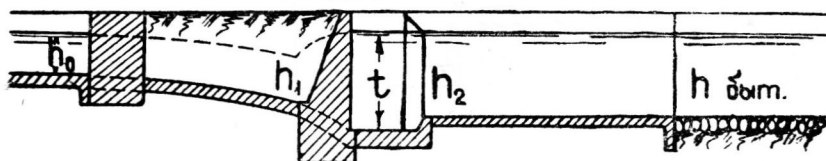


Рис. 49.

где h_0 v_0 — глубина и скорость в конце быстротока, ρ понижение дна в конце ветки против дна конца лотка.

Отсюда получаем $\rho = 0,9$ м, $h_1 = 1$ м, $v = 6$ м/сек.

Потери по Борда будут равны

$$h_w = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} = 0,99 \text{ м} \dots \dots \dots (93)$$

Делаем проверку по Бернулли

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2g} \leq h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_w$$

что дает

$$2,83 < 3,04.$$

Следовательно входящая в воронку струя будет затоплена еще до выхода струи из веток.

Все же для более спокойного входа струи в воронку делаем небольшой колодец глубиной 0,3 м.

По дальности отлета струи назначаем длину участка ветки, снижающегося на $P_0 = 1,1$ м = 0,3 + 0,8, т. к. в начале веток сделан порог в 10 см

$$l = 0,45 v_0 \sqrt{P_0 + h_0} = 3,9 \text{ м.}$$

Вследствие неучитываемых потерь на повороты, участок понижения дна делаем длиной 3,5 м; далее дно веток горизонтально.



ЧАСТЬ III. КОНСОЛИ.

Глава XI. Работа консольных перепадов.

§ 28. О б щ е е.

Консольные перепады, сокращенно—консоли, устраиваются или в местах сосредоточенного падения трассы канала, или в местах сброса воды из канала в ближайшее понижение местности. Консоли состоят из наклонного лотка-быстротока, оканчивающегося чаще горизонтальным участком, с которого вода, падая вниз на грунт, размывает воронку, переходящую далее в нижний канал (рис. 50). При большом расстоянии от конца консоли до питающего ее канала последний соединяется с быстротоком подводящим каналом.

Конструкция консолей одна из выгоднейших по стоимости, но вследствие ряда неопределенностей в расчете величины воронки размыва—она сравнительно мало распространена среди крупных сооружений. Не всегда расчетным расходом консоли будет наибольший расход; чаще более опасными расходами оказываются небольшие расходы, которые хотя и образуют менее глубокие и широкие воронки, но зато ближе расположенные к опоре и тем самым угрожающие подмывом и опоре и откосу.

Воронки за перепадом не устраивают; ее разрабатывает сама падающая струя, но для того, чтобы отдельные, более слабые участки грунта, на которые впервые, в начале эксплуатации, падает струя, не отвели бы ее в сторону—нижний канал продолжают до места падения струи.

Со стороны консоли откос воронки укрепляют гибким креплением.

Откос под консолью для предохранения его от размыва случайными выплесками из лотка, утечками (при деревянных конструкциях) и пр. необходимо замащивать, укрепляя низ его габионами. Последние полезно класть (в виде тюфяка) и на откосы будущей воронки, разработанной до дна нижнего канала, с тем чтобы по мере размыва воронки тюфяк лег бы на ее откос.

На слабых грунтах (илистые, мелкие пески) консоли мало применимы, так как воронки за ними получаются очень глубокими и широкими.

§ 29. Конструкции консолей.

Вход в консоли ничем не отличается от входа в быстротоки; лоток ее в той части, где он залегает на грунте, также аналогичен быстротокам; в части же где он опирается на опоры он делается из материала, способного работать на изгиб (дерево, железобетон и др.). При небольших размерах последней части консоли обычно достаточно двух опор—береговой, отстоящей от откоса земли на 3—2 м. для небольших сооружений и 5—3 м для более крупных, и стоечной, так располагаемой, чтобы момент от свешивающейся части был бы равен по абсолютной величине моменту левой, двухопорной балки.



Фото 2. Джар-Тегерменская консоль—расход 900 л/сек, падение 4,3 м.

Борта лотка при этом рассматривают как несущие балки; вследствие того, что толщина бортов не велика (25—15 см), по верху и внизу их делают утолщения для расположения продольной арматуры, используя их для внешней архитектурной обработки лотка. Поверх лотка полезно делать через 1,5—3 м поперечные балки, значительно усиливающие жесткость лотка; поверх балок устраивают служебный мостик для осмотра консоли и очистки ее от случайно попавших в нее предметов.

При больших длинах лотка консоли, чтобы избежать его грузности, ставят промежуточные стоечные опоры, делая их для железобетона рамными. Подошвы промежуточных опор принято ставить на отметке дна воронки, что заставляет делать их очень глубокими

Для высоких консолей в таких случаях отказываются делать опоры в открытых котлованах, потому что при этом отрывается почти весь откос земли, чем нарушается его цельность и прочность; в таких случаях приходится прибегать к опускным колодцам, железобетонным сваям и т. п. Указанное расположение подошвы промежуточной опоры на отметке дна воронки не является обязательным. Можно ее ставить и выше, оправдав ее расположение расчетом грунта под нею на невыпирание и неподмыв низовой водой.

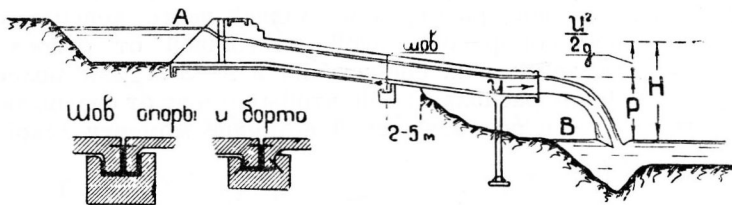


Рис. 50.

Береговая опора делается шарнирная с возможно плотным швом (рис. 50).

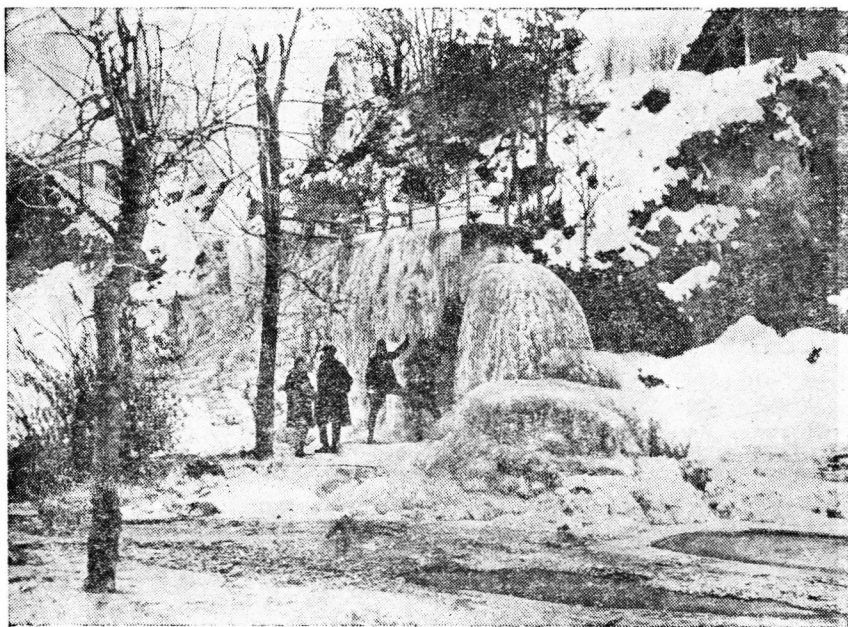


Фото 3. Джар-Тегерменская консоль зимой.

Лоток консоли в зависимости от ширины его делается одноструйным или многоструйным; в конце его на свешивающейся части

устраивается слизнычек для предупреждения затекания воды под дно лотка. При отсутствии слизняка зимой во время пропуска через консоль малых расходов под концом лотка образуются большие намерзания воды.

Конструктивные формы обычных быстротоков здесь так же могут иметь применение (шероховатые лотки, плавно обтекаемые перепады и др.), соблюдая лишь условие получения в конце консоли выравненных сильных скоростей схода воды. С целью большего отлета струи от консоли, конец ее часто оканчивают горизонтальным лотком; устройство этой части лотка с отрицательным уклоном (т. е. с подъемом) казалось бы должно дать еще больший отлет струи и тем самым усилить положение сооружения. Однако такое устройство можно допускать тогда, когда консоль работает постоянным или почти постоянным расходом; в случаях большой изменчивости в расходах консоли может случиться, что при пропуске малых расходов подъем конца консоли вызовет затопление струи воды в конце лотка, вследствие чего она будет падать с очень малой горизонтальной скоростью, почему она упадет вблизи опоры, угрожая ей подмывом.

Глава XII. Гидравлический расчет.

§ 30. Расчет лотка.

Расчет лотка одинаков с расчетом быстротоков; разница лишь в соотношениях размеров поперечного сечения. Лоток консолей, в противоположность быстротокам, не стремятся делать гидравлически наивыгоднейшего сечения, так как при таком сечении глубина воды в лотке получается сравнительно большой, дающая и большую воронку размыва. Кроме того устройство широких, но глубоких лотков увеличивает их уклон и уменьшает высоту падения воды.

Однако уменьшение высоты падения воды не является еще точно установленным положительным фактором, еще не ясно, что опаснее для консоли (т. е. что дает более значительную воронку)—компактная ли струя, падающая с меньшей высоты и следовательно с несколько меньшей скоростью, или расщепленная струя, падающая с большей высоты, т. е. с несколько повышенной скоростью.

С целью уменьшения глубины воды в конце консоли, концевую часть ее делают слегка расходящейся, получая при этом более широкую воронку (в направлении поперечном к оси лотка), но зато более мелкую *).

Назначение длины лотка, или вернее его начала—не имеет точных указаний; в качестве первой придержки можно здесь провести аналогию с так называемой линией насыщения в однородных

*) Весьма ценно предложение инж. М. С. Вызго ставить в конце консоли гребенку из наклонных зубцов, которая, вследствие распыления струи, уменьшает воронку до 50%.

земляных плотинах, т. е. считают, что уклон прямой *AB* линии, соединяющей урез воды в воронке с горизонтом воды перед входом в быстроток должен быть около 0,25–0,35 для лессовых грунтов*).

§ 31. Расчет воронки.

Расчет воронки должен дать достаточно достоверное представление об ее размерах и форме; необходимо заранее знать глубину воронки и заложение ее откосов с тем, чтобы расположить опоры консоли в достаточно надежных от подмыва местах.

До настоящего времени еще не имеется точных приемов расчета размеров воронки; существующие приемы расчета носят характер скорее ориентировочных, первых приближений. Первый прием расчета предложен инж. Б. А. Мацманом, второй — автором.

Способ Б. А. Мацмана**). В начале им устанавливаются условия наибольшей дальности отлета струи с горизонтальной консоли.

Энергия в конце перепада равна (рис. 50)

$$H = P + \frac{u^2}{2g}, \dots \dots \dots (94)$$

где *P* — расстояние по вертикали от уровня воды в конце консоли до поверхности неразмытого грунта, на который падает вода,

u — горизонтальная скорость схода воды с консоли.

Дальность отлета струи равна произведению горизонтальной скорости на время падения, т. е.

$$l = uT = u\sqrt{\frac{2P}{g}} \dots \dots \dots (95)$$

Обозначая через *m*

$$m = \frac{u^2}{2gH} \dots \dots \dots (96)$$

получаем

$$P = (1 - m) H \dots \dots \dots (97)$$

и дальность отлета

$$l = 2H\sqrt{(1 - m)m} \dots \dots \dots (98)$$

Для нахождения наибольшего отлета дифференцируем ур. (98) по *m* и, приравняв производную нулю, находим условие максимума отлета:

$$m = 0,5 \dots \dots \dots (99)$$

Для определения размеров воронки инж. Б. А. Мацман делает следующие допущения:

*) Подробнее см. в „Гидротехническом расчете сооружений“ Е. Замярина изд. Ср. Аз. Н. И. Ин-та Иригации.

***) „Вестник Иригации“ Ташкент № 3 за 1927 год.

1. Ширина падающей струи постоянна и равна ширине концевой части лотка.
2. Падая на землю, струя сохраняет ту же ширину.
3. Упав на землю, струя разделяется на две струи, скорости в которых вблизи падения одинаковы и равны скорости цельной струи в месте падения v_c .

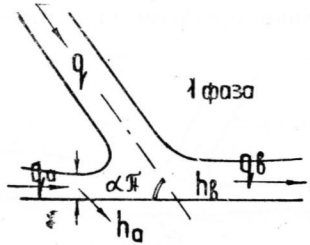


Рис. 51.

4. Расходы левой и правой струи пропорциональны углам поворота, т. е.

$$q_a = \alpha q; q_b = \beta q, \dots \dots \dots (100)$$

где q — погонный расход в конце лотка

q_a — погонный расход левой струи

q_b — тоже для правой струи

$\alpha\pi$; $\beta\pi$ — углы поворота струй (рис. 51).

Угол падения струи находится из отношения

$$\operatorname{tg} \alpha\pi = \frac{v}{u}, \dots \dots \dots (101)$$

где v — вертикальная скорость в месте падения, равная

$$v = \sqrt{2gP} = \sqrt{2g(1-m)H} \dots \dots \dots (102)$$

Следовательно

$$\operatorname{tg} \alpha\pi = \sqrt{\frac{1-m}{m}} \dots \dots \dots (103)$$

В следующий момент за разделением струи на две они, вследствие одинаковых скоростей, начинают с одинаковой интенсивностью размывать грунт (фаза 2, рис. 52) до тех пор, пока левая струя не углубится на столько, что глубина воды над ней станет сопряженной с глубиной левой струи h_a , где

$$h_a = \frac{q_a}{v_c} \dots \dots \dots (104)$$

После этого момента (3-я фаза, рис. 52) скорость и расход в левой струе уменьшаются; размыв дна также ослабевает; зато

правая струя, усиливая свой расход и скорость, продолжает размыв дна более интенсивно, и при некоторой величине размыва вся струя переходит направо (4-я фаза, рис. 52).

По мере размыва дна правой струей глубина воды нижнего бьефа над ней все увеличивается, энергия струи постепенно рассеивается, пока скорость струи настолько ослабеет, что уже не будет в состоянии размывать грунт; затопление струи водой нижнего канала окончательно прекращает размыв.

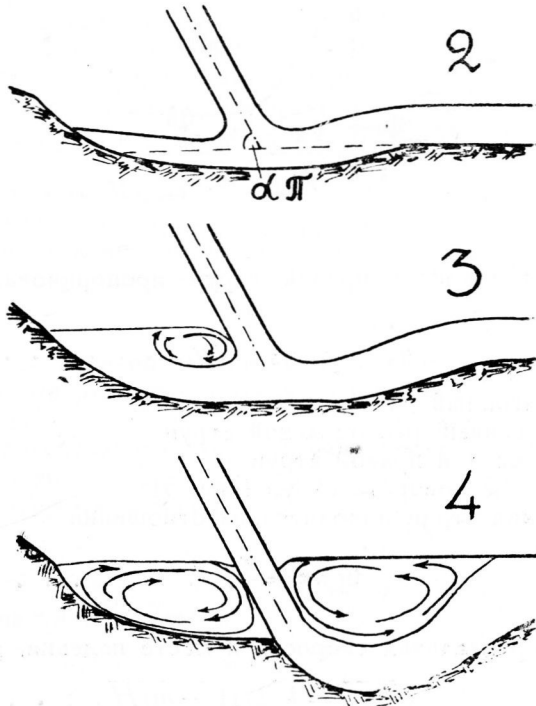


Рис. 52.

Отыскание глубины размыва ведется в таком порядке: по формуле (103) находят угол падения струи на грунт и скорость ее в этой точке.

$$v_c = \sqrt{2gH}, \dots \dots \dots (105)$$

где H берут по уравнению (94).

Далее находят удельные расходы струй по зависимостям (100), глубину левой струи по ур. (104) и по ней сопряженную глубину t_a из

$$t_a = 0,5 h_a \left[\sqrt{1 + \frac{8 \times 1,1}{g h_a} \left(\frac{q_a}{h_a} \right)^2} - 1 \right] \dots \dots (106)$$

Разность между глубиной t_a и бытовой в нижнем канале h_2 укажет величину размыва дна со стороны левой струи:

$$d_a = t_a - h_2 \quad 106-a$$

После этого весь расход консоли направляется вправо; средняя толщина правой струи теперь будет

$$h_c = \frac{q}{v} \dots \dots \dots (107)$$

Достижение глубины воронки величины t_c , сопряженной с h_c , здесь не будет гарантировать окончания размыва грунта.

Для плотных лессовых грунтов размыв будет продолжаться до тех пор, пока его глубина d_b не будет равна

$$d_b = \tau(t_c - h_2) \dots \dots \dots (108)$$

где τ — коэф. затопления, равный 2.

Для грунта — гравий с песком, коэффициент затопления инж. Б. А. Мацманом указывается больше 2; мы предлагаем принимать его равным от 1,2 до 2,5 в зависимости от крупности песка.

Для отыскания формы воронки инж. Мацман пользуется законом площадей для вихревых движений в воронке (рис. 53), т.е. движением с потенциалом скоростей.

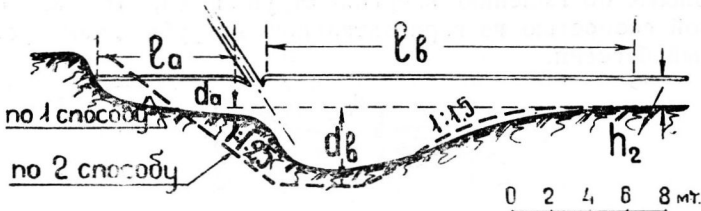


Рис. 53.

Такое условие в сущности характеризует движение идеальной жидкости, т.е. без потерь; ему довольно близко следует движение грунтовых вод, совершающееся при очень малых скоростях.

Не останавливаясь на выводах, приведем даваемые Б. А. Мацманом формулы для длин воронки слева l_a и справа l_b (они же длины больших осей вихрей),

$$\left. \begin{aligned} l_b &= \frac{(v_2 + v_c)(h_2 + d_b - h_c)}{2v_2} \\ l_a &= \frac{(v_2 + v_c)(h_2 + d_a - h_a)}{2v_2} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (109)$$

где v_2 — предельная неразмывающая грунт скорость; остальные обозначения по прежнему.

Рассмотренный прием весьма прост в применении, но к сожалению обладает рядом недостатков принципиального и практического свойства; так третье допущение (о равенстве скоростей в ветвях) мало вероятно, что подтверждается фактом неоднородности условий для прекращения размыва дна струями: ур-ия 106—а и 108.

На левой струе размыв прекращается при углублении ее на сопряженную с ней глубину, для правой струи аналогичного углубления уже недостаточно, что заставляет вводить коэффициент затопления равный двум для плотного лесса. Далее длины вихрей по формулам (109) не могут характеризовать длину сторон воронки; вихри образовались уже после того, как воронка была вымыта струей. Ложкообразный профиль воронки вряд ли является результатом деятельности вихрей (скорости в которых не опасны для грунта); чаще всего он является следствием переменного расхода консоли—при малых расходах слабая струя падает ближе к консоли, где и производит более слабые размывы, давая в итоге ломаный профиль воронки.

Отсутствие эмпирических коэффициентов для других, кроме лесса, грунтов ограничивает распространение рассмотренного приема расчета.

Способ автора*). В лаборатории б. Опытно-Исследовательского Института Водного Хозяйства (Ташкент), были произведены опыты по гашению энергии струи воды, вытекающей с постоянной скоростью из горизонтального патрубка диаметром 0,5 см. в водный бассейн.

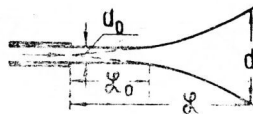


Рис. 54.

Струя, выходя из патрубка в воду на некотором расстоянии $L_{0,7}$ сохраняет постоянный диаметр, равный диаметру патрубка d_0 , далее она конически расходится (рис. 54). Обозначая через L расстояние от патрубка до какого-нибудь сечения струи с диаметром ее d , через v_0 среднюю скорость входа струи в воду и через v — среднюю скорость струи в рассматриваемом сечении, то в результате опытов были установлены следующие эмпирические зависимости

$$L = 6,8 d^{1,25} \sqrt[4]{d_0} \dots \dots \dots (110)$$

$$L = 4,6 d_0 \sqrt[2,5]{\frac{v_0}{v}} \dots \dots \dots (111)$$

*) Подробнее см. статью автора в „Социалистическом Водопользовании“, Ташкент, 1931, № 2; также в „Конспекте лекций по гидросооружениям“ читаемых в Ср.-Аз. Ин-те Инженеров и Техников Иригации 1931 г.

Результаты описанных опытов могут быть использованы для расчета воронки за консольным перепадом. В самом деле, если будет известна скорость падающей струи v_0 , с которой она вступает в водную массу воронки и величина поперечника этой струи d_0 , то по формуле (111) можно подсчитать ту длину растекания струи L , при которой скорость ее будет меньше размывающей. Такова в общем простая схема расчета (рис. 55), однако применение ее в такой форме представляет ряд затруднений.

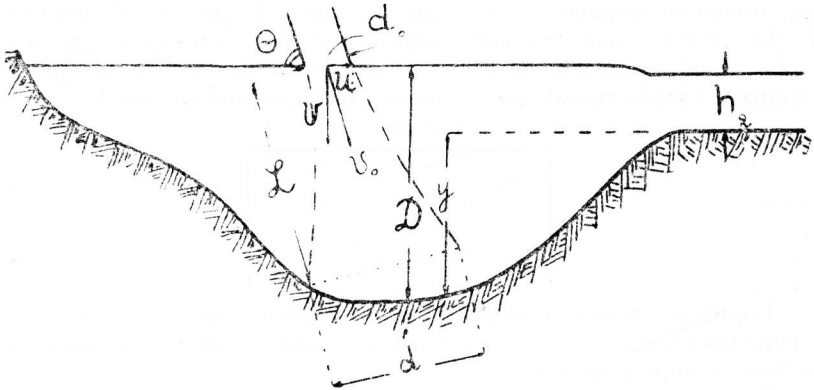


Рис. 55.

Сделаем разбор этих затруднений в отдельности:

Первое. Неизвестна точная величина скорости входа струи v_0 в воронку размыва. Вертикальная скорость падающей струи отыскивается из формулы

$$v = \varphi \sqrt{2gP}, \dots \dots \dots (112)$$

где P вертикальное расстояние от рассматриваемой точки струи до горизонта воды в конце лотка консоли; φ — коэффициент, учитывающий потери скорости от трения ее о воздух и от турбулентности.

Формула (112) справедлива только до некоторого P , больше которого скорость уже не увеличивается весь прибавок напора целиком поглатывается сопротивлением среды; движение становится равномерным, а не ускоренным, как это следует из формулы (112).

На практике можно считать, что спустя одну две секунды от начала падения скорость достигает своего максимума, и тело станет двигаться дальше уже равномерно*).

Максимальная скорость падения по Н. Е. Жуковскому равна

$$V_{\max} = \sqrt{\frac{mg}{\mu\sigma\gamma}} \dots \dots \dots (113)$$

*) Н. Е. Жуковский. „Аналитическая механика“ 1925 г.

где m — масса падающего тела;
 σ — его поперечное сечение относительно направления движения;
 γ — плотность среды, в которой происходит движение,
 μ — коэффициент сопротивления.

Однако и эту формулу трудно использовать, потому что неизвестна форма отдельных падающих водяных частиц, а следовательно неизвестна и их масса.

Можно предполагать, что предельная скорость падения больших, почти сплошных масс воды (не дождя) вряд ли будет больше 18—22 м/сек, что соответствует высоте падения около 25—30 м; до этих пределов можно пользоваться формулой (112), с следующими скоростными коэффициентами (приблизительно).

Таблица 36.

R_m	2	5	15
φ	0,9	0,86	0,82

Горизонтальная составляющая u скорости входа находится из гидравлического расчета лотка консоли и всегда более или менее точно определяется.

Таким образом скорость v_0 входа струи в воду равна

$$v_0 = \sqrt{v^2 + u^2} \dots \dots \dots (114)$$

Второе. Неизвестна форма падающей струи; замечено, что при скорости падения струи около 4—3 м/сек. начинает захватываться воздух и струя расщепляется*); последнее особенно сильно сказывается в консольных перепадах, в которых отдельные элементарные струйки сходят с лотка консоли с различными скоростями. На рис. 56 представлены (схематично) эпюры планового и продольного распределения скоростей в лотке консоли; скорости вдоль бортов минимальны (около 75% от средней), в центре лотка—максимальные, поэтому бортовые струйки отлетят на меньшее расстояние чем центральные. То же самое будет и с донными струями—их отлет будет меньше чем поверхностных струй.

Все это, плюс сопротивление воздуха, завихряющее поверхность струи, вызывает ее расщепление, захват воздуха и подковообразное искривление струи.

На рис. 57 приведен средний габарит поперечного сечения падающей струи с высоты 1,5 метра, заснятые в б. Опытно-Исследовательском Институте Вод. Хоз-ва; в пределах указанных габаритов вода падала отдельными пульсирующими струями, сильно насыщенными воздухом. Подковообразный изгиб струи может характеризоваться величиной стрелки f ; опытами с падающими

*) Чем слабее струя, т.е. чем она тоньше, тем скорее наступает ее деформация.

струями (z до 150 м.) установлена следующая приблизительная зависимость f от z (рис. 58).

$$f = 0,6 z^{2/3} + h \dots \dots \dots (115)$$

Площадь сечения габаритов в среднем больше живого сечения при выходе воды из потока в 2,5 раза; ширина струи по фа-

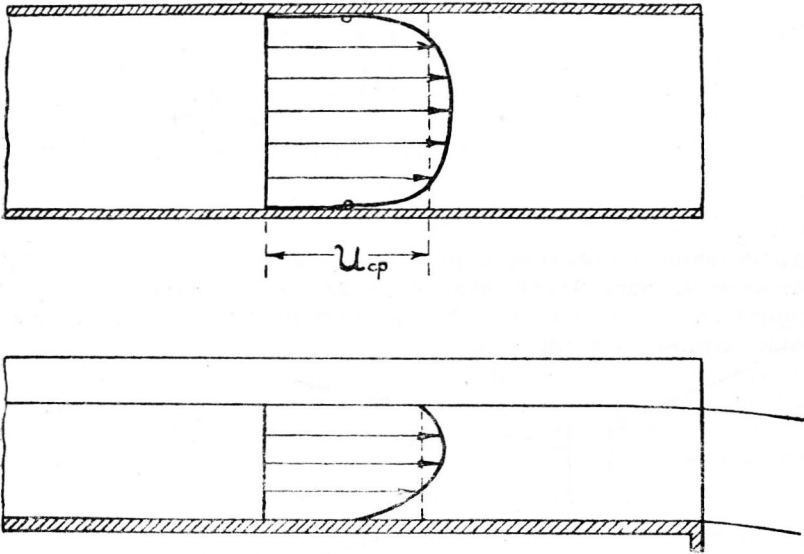


Рис. 56.

саду мало увеличивается, около 5% против ширины лотка. Все эти цифры относятся к лотку, имеющему дно, срезанное по перпендикуляру к продольной его оси; при выгнутом (внутри) срезе дна



Рис. 57.

падающая струя может быть сужена и быть более компактной; при выпуклом (наружу) срезе и (рис. 59) изгиб струи и ее расщепление увеличиваются.

Третье. Неизвестна допускаемая, неразмывающая грунт, скорость воды. Струя, входя в воду, расширяется; закон расширения устанавливается формулами (110) и (111); в эти формулы

входит средняя скорость, а для установления предела для размыва грунта нужны не средние, а действительные ее скорости; несомненно, скорости в середине струи будут больше чем по ее периферии, где к тому же струйки завихрены, кроме того динамич-

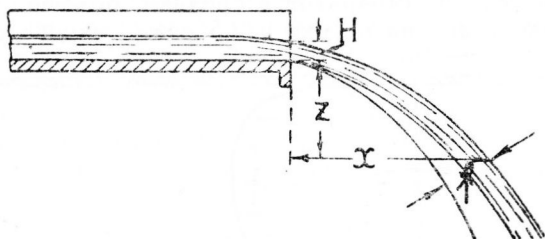


Рис. 58.

ность явления растекания струи, совершенно никак до сих пор не учитываемая, заставляет назначать здесь предельные (не разрывающие) скорости ниже чем для равномерного режима (то же довольно смутно известные).

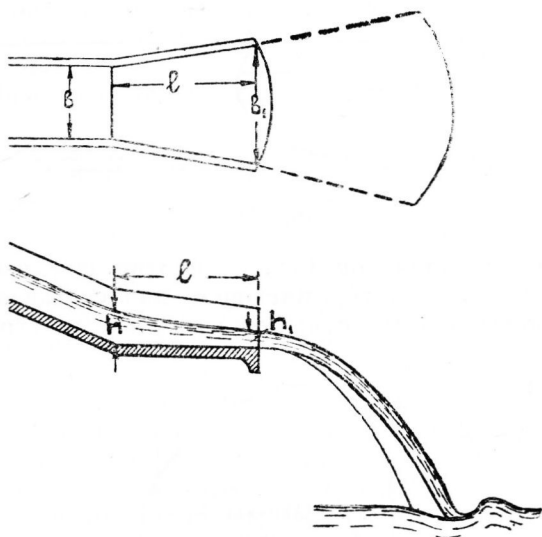


Рис. 59.

Четвертое. Неизвестен средний диаметр отдельных струй, вступающих в бассейн воронки. Падающая струя искривляется и уменьшается по толщине, однако, до каких пределов идет ее утоньшение и ее устойчивость—неизвестно.

При применении формул (110) и (111) к расчету воронок за консолями возникает вопрос о возможности такого их применения. В опытах одна струя втекала в воду—здесь в воду втекает группа

струй, неустойчивых по форме, размерам и положению, не имеющих круглого сечения; кроме струй в воду вступает воздух, находящийся как внутри струй, так и между ними. Замена группы струй, размывающих грунт, одной с диаметром, равным средней толщине струй, и производящей такой же размыв, как и группа струй—является самой слабой частью расчета.

Первая неопределенность—о скорости входа в воду—с достаточной точностью разрешается формулами (112—114).

Для второго замечания можно не учитывать изгиб струи и считать ширину ее по фасаду равной ширине конца лотка.

Третье замечание—о величине неразмывающей скорости в воронке—заставляет вводить различное уменьшение этой скорости по сравнению с такой же для равномерного режима в каналах в зависимости от величины падения струи.

Чем меньше падение струи, тем компактнее падающая струя, тем наклоннее она падает на грунт, тем ближе условия размыва ею грунта к условиям размыва его при равномерном режиме канала—отсюда тем ближе размывающая скорость в воронке к такой же в канале.

Обратно—чем выше падение струи, тем отвеснее она падает на грунт, тем больше ее вибрация, тем больше динамичность действия ее на грунт—отсюда тем меньше размывающая должна быть в воронке по сравнению с размывающей скоростью в канале.

В качестве первого приближения примем следующее соотношение размывающих скоростей в воронке v_1 и в канале v_2 .

$$v_1 = \beta v_2 \dots \dots \dots (116)$$

Таблица 37.

$P, м$	2	5	8
β	0,8	0,6	0,5
δ	1,0	1,1	1,2

Четвертое замечание—о средней толщине вступающей в воду струи—является наиболее трудно разрешимым. Будем считать, совершенно условно, средний диаметр вступающей струи d_0 находимым из соотношения

$$d_0 = h \frac{u}{v_0}, \dots \dots \dots (117)$$

где h —глубина воды на конце консоли; остальные обозначения по предыдущему.

Для невысоких консолей, для которых $P \leq 2,5 - 3$ м, начальный диаметр находится из формулы

$$d_0 = h \frac{u}{v}, \dots \dots \dots (118)$$

где v — вертикальная скорость струи на уровне воды нижнего бьефа; при очень низких консолях, когда $v < u$ величину d_0 следует брать равной h .

Для компенсации неточности и условности такого определения начального диаметра струи в формулу (111) введем коэффициент запаса δ , численные значения которого приведены в таблице 37.

Если ввести значения коэффициентов β и δ в формулу (111), то последнюю можно написать так

$$L = kd_0 \sqrt[2,5]{\frac{v_0}{v_2}}, \dots \dots \dots (119)$$

где v_2 — предельная скорость, при которой прекращается размыв при равномерном режиме в канале.

Значения k указаны в таблице 38.

Подставляя в ур. 119 значения d_0 из ур. (117), получим

$$L = \frac{khu}{v_0^{0,6} v_2^{0,4}}, \dots \dots \dots (120)$$

Заменяя дробные степени половинными, можно формуле (120) придать более простой и удобный для подсчетов вид, хотя и менее точный.

$$L = \frac{nhu}{\sqrt{v_0 v_2}} = \frac{nq}{\sqrt{v_0 v_2}}, \dots \dots \dots (121)$$

где коэффициент n берется из таблицы 38.

Таблица 38.

P_m	2	3	5	8
k	5,2	5,5	6,2	7,4
n	4,3	4,6	5,0	5,8

Упречность последних формул заключается главным образом в положении скорости входа v_0 , она стоит в знаменателе.

Выходит как будто так, что чем больше входная скорость — тем меньше воронка размыва.

Считая дальнейшее исследование форм и размеров воронок размыва консольными перепадами безусловно необходимым, не только в лабораторных условиях, но и главным образом в натуре —

указанный выше парадокс отчасти можно объяснить следующим. Скорость входа в значительной степени зависит от высоты падения P ; поэтому чем больше скорость входа, тем больше высота падения, тем большее расщепление струи, тем меньше размеры отдельных вибрирующих струй, тем меньший эффект размыва ими грунта.

Возможно, что расщепление струи отчасти, а может быть и полностью компенсирует эффект размыва от увеличения скорости входа.

Струи, падающие с меньшей высоты, вследствие своей компактности и большого диаметра глубже проникают в толщу воды, сохраняя на длине

$$L_0 = 4,6 d_0 \dots \dots \dots (122)$$

свои размеры и тем самым производят размыв близкий по своим размерам к размыву от тонких, но быстрых струй.

Кроме того, формулы 120—121 не учитывают наклона конуса растекания; для высокого падения воды длина L будет глубиной воронки; для низкого падения воды конус растекания наклонен к горизонту под углом

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{v}{u} \dots \dots \dots (123)$$

Следовательно, глубина воронки D будет равна *)

$$D = L \sin \theta + \frac{d}{4} \dots \dots \dots (124)$$

и глубина размыва (рис. 55)

$$y = D - h_2 \dots \dots \dots (125)$$

где d нижний диаметр конуса растекания струи**), находимый из

$$d = \sqrt{\frac{Q}{0,785 \times \beta \times v_2}} \dots \dots \dots (126)$$

Приведенный расчет сделан в предположении горизонтального положения концевой части лотка. Зависимости 120—121 отмечают значимость величины глубины воды на конце консоли—чем меньше эта глубина (т.-е. чем меньше удельный расход консоли), тем меньше глубина воронки размыва.

С целью получения за консолью меньших размеров воронок размыва следует делать конец лотка консоли расширяющимся и оканчивать его по кривой (рис. 59).

*) При достаточно точном знании v_2 запас в подсчете глубины воронки, равный $0,25 d$ —излишен.

** По струйном лотке консоли Q —расход одной струи.

Резкого расширения конца лотка нельзя допускать потому, что вода, сходящая с большой скоростью с наклонной части лотка, не успевает заполнить всего расширения как уже упадет вниз; при этом боковые части растекавшейся по лотку струи будут иметь сравнительно с центральной ее частью небольшую глубину и, что особенно важно, — небольшие скорости, вследствие чего они упадут недалеко от опор консоли, где и будут размывать грунт.

За отсутствием данных о допустимых размерах роспуска раструба в качестве первого приближения, можно с запасом принять следующие его расхождения, при которых струя не будет отрываться от стенок лотка (обозначается см. на рис. 59).

Таблица 39.

$b_1 - b$ $2l$	Минимальная длина раструба в м.
0,08	1,5 — 2
0,10	2 — 2,5
0,12	2,5 — 3,5

Для гарантии неотрыва струй от стенок лотка излом уклона его следует делать в начале раструба. Приведенные соображения в основе имеют два допущения. Первое это — чем длиннее раструб, тем энергичнее происходит растекание по нему струй, почему при длине его в 3,5 мт. он может быть сделан с роспуском 12% в каждую сторону (см. выше таблицу).

Это допущение совпадает с данными настоящих опытов и подтверждается повседневными наблюдениями за движением воды; неясна здесь лишь количественная характеристика этого явления. Второе допущение не имеет своего подтверждения, но вряд ли оно далеко от истины — именно, принимая во внимание небольшую длину горизонтального конца консоли, считаем, что раструб изменяет лишь форму живого сечения потока и почти не изменяет среднюю скорость. Другими словами, скорость воды, движущейся по раструбу, постоянна и равна той, с которой вода вступает в раструб; меняется лишь наполнение обратно — пропорционально ширине потока.

Таким образом, если в начале раструба глубина была h , то в конце его она будет равна h_1

$$h_1 = 0,95 h \frac{b}{b_1} \dots \dots \dots (127)$$

при прямолинейном окончании раструба.

Глубину в конце раструба можно найти более точно по уравнению Бернулли.

$$h_w + h_1 + \frac{u_1^2}{2g} = h + \frac{u^2}{2g} \dots \dots \dots (128)$$

учитывая здесь потери по предыдущему.

При криволинейной обделке конца раструба в написанную формулу следует вместо b_1 ввести длину по периметру конца раструба.

Следовательно криволинейная форма раструба ведет к большему снижению глубины в конце консоли, а это в свою очередь ведет к уменьшению глубины воронки размыва.

Но и кроме того криволинейная форма раструба полезна в другом отношении: струя, сходя с такого раструба в месте падения в воронку размыва, имеет больший периметр, т.е. меньшую удельную энергию (энергию на 1 пог. м. падения), вследствие чего конуса растекания отдельных струй имеют большую свободу, лучше теряют свою энергию и в результате — меньше размывают грунт вглубь. Увеличение бокового размыва менее существенно, чем и вертикального.

Форма воронки в сущности не представляет большого интереса; гораздо важнее знать ее пределы распространения; до дальнейших уточнений из наблюдений воронок в натуре можно считать, что от концов конуса растекания струи (рис. 55) откосы заложения воронки устанавливаются следующие:

- для плотного лесса 1:1,25—1,5
- „ среднего по плотности лесса 1:1,5 —1,75
- „ песчаных грунтов 1:2—3

Дальность отлета струи до уровня воды в воронке находится таким же путем, как это принято для перепадов; в воронке ось конуса растекания струи направляется по касательной к траектории падения струи в точке пересечения этой траектории с уровнем воды в воронке.

§ 32. Примеры расчета воронки.

Первый пример. Рассмотрим расчет воронки для следующих условий: расход консоли 12 куб. м/сек. скорость схода с лотка 6 м/сек.; ширина лотка 2,5 м.; глубина воды в конце консоли 0,8 м.; удельный расход 4,8 куб. мт/в ск.; грунт—плотный лесс; разность отметок уровней воды на конце консоли и в нижнем канале 3 м.

Нижний канал имеет ширину по дну 4,5 м; глубину воды 1,5 м., откосы одиночные; предельная скорость для грунта 1,5 м/сек.

До пропуска воды через консоль нижний канал продолжается за место падения струи.

Первый способ расчета. Расстояние между уровнем воды в консоли и уровнем дна канала равно $P = 3 + 1,5 = 4,5$ м, полный напор в конце перепада будет равен по формуле (94)

$H = 6,33$ м. Найдем угол падения струи на дно канала, воспользовавшись формулами (101) и (102),

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{v}{u} = \frac{\sqrt{2gP}}{u} = \frac{\sqrt{19,62 \times 4,5}}{6} = \operatorname{tg} 57,5^\circ,$$

откуда $\alpha = \frac{57,5}{180} = 0,32$. Зная α , найдем удельные расходы левой и правой струи, их глубины и скорости по формулам (100), (101) и (150).

$$q_a = \alpha q = 0,32 \times 4,8 = 1,54; \quad q_l = q - q_a = 3,26.$$

При скорости падения на дно канала

$$v_e \quad \sqrt{2gH} = \sqrt{19,62 \times 6,33} = 11,15 \text{ м/сек.}$$

имеем

$$h_a = \frac{1,54}{11,15} = 0,138 \text{ м.}$$

или

$$h_b = \frac{3,26}{11,15} = 0,292 \text{ м.}$$

Найдем сопряженную с h_a глубину t_a по ур. (106)

$$t_a = \frac{0,138}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8 \times 1,1 \times 1,54^2}{9,81 \times 0,138^3}} - 1 \right] = 1,9 \text{ м.}$$

Следовательно, глубина размыва первой струей будет

$$d_a = t_a - h_a = 1,9 - 0,138 = 1,76 \text{ м.}$$

Размыв дна в сторону правой струи найдется для плотного расхода при толщине струи по ур-нию (107).

$$h_e = \frac{q}{v_e} = \frac{4,8}{11,15} = 0,43 \text{ м.}$$

$$t_e = \frac{0,43}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8 \times 1,1 \times 4,8^2}{9,81 \times 0,43^3}} - 1 \right] = 3,26 \text{ м.}$$

Следовательно, по формуле (108) глубина размыва будет равна

$$d_b = 2(t_e - h_e) = 2 \times 2,83 \approx 5,66 \text{ м.}$$

По формулам (109) найдем длины сторон воронки

$$l_b = \frac{(1,5 + 11,15)(1,5 + 3,52 - 0,43)}{2 \times 1,5} = 19,4 \text{ м.}$$

$$l_a = \frac{12,65(1,9-0,14)}{3} = 7,4 \text{ м.}$$

Второй способ расчета. Так как консоль не высока, то начальный диаметр струи берем по формуле (118), для чего находим вертикальную скорость падения на уровне воды нижнего канала

$$v = \varphi \sqrt{2gP} = 0,89 \times 4,43 \times \sqrt{3} = 6,8 \text{ м/сек.}$$

Здесь коэффициент скорости взят по таблице 36. Тогда

$$d_0 = h \frac{u}{v} = 0,8 \frac{6,0}{6,8} = 0,71 \text{ м.}$$

Далее, пользуясь таблицей 38, находим длину конуса растекания струи по формуле (120).

$$L = \frac{5,5 \times 0,71 \times 6}{6,8^{0,6} 1,5^{0,4}} = 6,3 \text{ м.}$$

или по формуле (121).

$$L = \frac{4,6 \times 0,71 \times 6}{\sqrt{6,8 \times 1,5}} = 6,1 \text{ м.}$$

Найдем угол падения струи на уровень воды воронки — по формуле (123)

$$\operatorname{tg} \Theta = \frac{v}{u} = \frac{6,8}{6} = \operatorname{tg} 48,5^\circ,$$

далее по формулам 124 и 125 находим глубину

$$y = L \sin \Theta + \frac{d}{4} - h_2 = 6,2 \times 0,75 + 0,94 - 1,5 = 4 \text{ м.},$$

где нижний диаметр конуса растекания струи взят по формуле (126),

$$d = \sqrt{\frac{12}{0,785 \times 0,73 \times 1,5}} = 3,74 \text{ м.}$$

Длина воронки в сторону консоли будет

$$l_a = m(y + h_2) = 1,25 \times 5,5 = 6,9 \text{ м.}$$

Эскизы воронок, подсчитанных по обоим способам, приведены на рис. 53.

Подсчитаем глубину воронки для тех же условий, но с устойчивом в конце лотка раструба шириною 3 м. и длиною 5 м. Тогда удельный расход раструба будет равен 4 куб. м/сек. глубина воды в конце раструба найдется из ур. (128).

$$0,8 + \frac{6^2}{2g} - 1,5 \frac{lu^2}{C^2 R} = h_1 + \frac{q_1^2}{2gh_1^2},$$

откуда при $h_w = 0,13$ м. и $u = 6,1$ м/сек $R = 0,48$ и $C = 68$, получим $h_1 = 0,64$ м и глубину в конце раструба скорость $u_1 = 6,25$ м/сек.

Первый способ. Полная энергия в конце раструба будет $H = 6,33 - h_w = 6,20$ м;
по ней находим $v_c = 11,05$ м/сек и $h_c = 0,362$ м и
далее $t_c = 2,98$ м.

Глубина размыва будет

$$d_b = 2(2,98 - 1,5) = 2,96 \text{ м.}$$

Второй способ. Находим вертикальную скорость струи на уровне воды в воронке

$$v = \varphi \sqrt{2g(P - h_w)} = 0,9 \times 4,43 \sqrt{2,87} = 6,77 \text{ м/сек.}$$

$$d_v = 0,59 \text{ м; } L = 5,4 \text{ м и } \sin \Theta = 0,74.$$

Получаем глубину размыва:

$$y = 5,4 \times 0,74 + 0,94 - 1,5 = 3,5 \text{ м.}$$

Второй пример. Условия те же, что и в первом, но падение воды от уровня ее на конце лотка до уровня в воронке задано не 3 а 6 м. Не приводя для краткости изложения ссылок на формулы, найдем глубину и размеры воронки.

Первый способ расчета.

$$v_c = 4,43 \sqrt{9,33} = 13,55$$

$$h_c = \frac{4,8}{13,55} = 0,355 \text{ м. } t_c = 3,65 \text{ м.,}$$

откуда получаем глубину размыва равной

$$d_b = 2(3,65 - 1,5) = 4,3 \text{ м.}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{4,43 \sqrt{7,5}}{6} = 2,03 = \operatorname{tg} 63,8^\circ$$

$$\alpha = 0,355; q_a = 1,7 \text{ куб. м/сек. } h_a = 0,126 \text{ м.}$$

$$t_a = 2,2 \text{ м.}$$

$$l_a = \frac{15,05(2,2 - 0,13)}{3} = 10,9 \text{ м.}$$

$$l_b = 27,3 \text{ м.}$$

Второй способ расчета. Длина конуса растекания найдется из

$$L = \frac{6,6 \times 0,8 \times 6}{11^{0,6} \times 1,5^{0,4}} = 6,3 \text{ м.}$$

$$v = 0,846 \times 4,43 \sqrt{6} = 9,2 \text{ м/сек.}$$

$$v_0 = \sqrt{v^2 + u^2} = 11 \text{ м/сек.}$$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{v}{u} = 1,53 = \operatorname{tg} 56,9^\circ \sin \theta = 0,837,$$

$$y = 6,3 \times 0,837 + 0,94 - 1,5 = 4,7 \text{ м.}$$

$$l_a = 1,25(4,7 + 1,5) = 7,8 \text{ м.}$$

Третий пример. Условия те же, что и для первого примера, но грунт не плотный, а средний лесс, для которого предельная скорость задана равной 1 м/сек.

Найдем глубину размыва.

Первый способ расчета дает при коэффициенте затопления равном 3 следующую глубину размыва

$$d_b = 3(3,26 - 1,5) = 5,3 \text{ м.}$$

По второму способу длина конуса растекания получается равной $L = 7,4$ м. и нижний диаметр конуса

$$d = \sqrt{\frac{12}{0,785 \times 0,73 \times 1}} = 4,6 \text{ м,}$$

откуда и находим глубину размыва

$$y = 7,4 \times 0,75 + 1,15 - 1,5 = 5,2 \text{ м.}$$

§ 33. Графический расчет глубины размыва воронки консольных перепадов *).

График представляет собой расчет сопряжений глубины для затопления прыжка, получаемой по формуле, проф. Б. А. Бахметева.

График построен в результате решения двух уравнений:

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8q^2}{g h_1^3}} - 1 \right]$$

$$h_2 = \varepsilon q P^{**})$$

*) Настоящий § написан инж. М. С. Вызго, на основании произведенных им исследований в б. Опытном-Исследовательском Ин-те Вод. Хоз-ва (Ташкент). В тексте § 33 сохранены обозначения М. С. Вызго, несколько отличающиеся от принятых выше.

**) Эта формула, предложенная Е. А. Замаириным, опубликована в «Вестнике Иригации» № 6, 1930 г.

Построенный в логарифмических координатах график представлен на рис. (60).

Пользование графиком

ГРАФИК
для подсчета глубины воронки

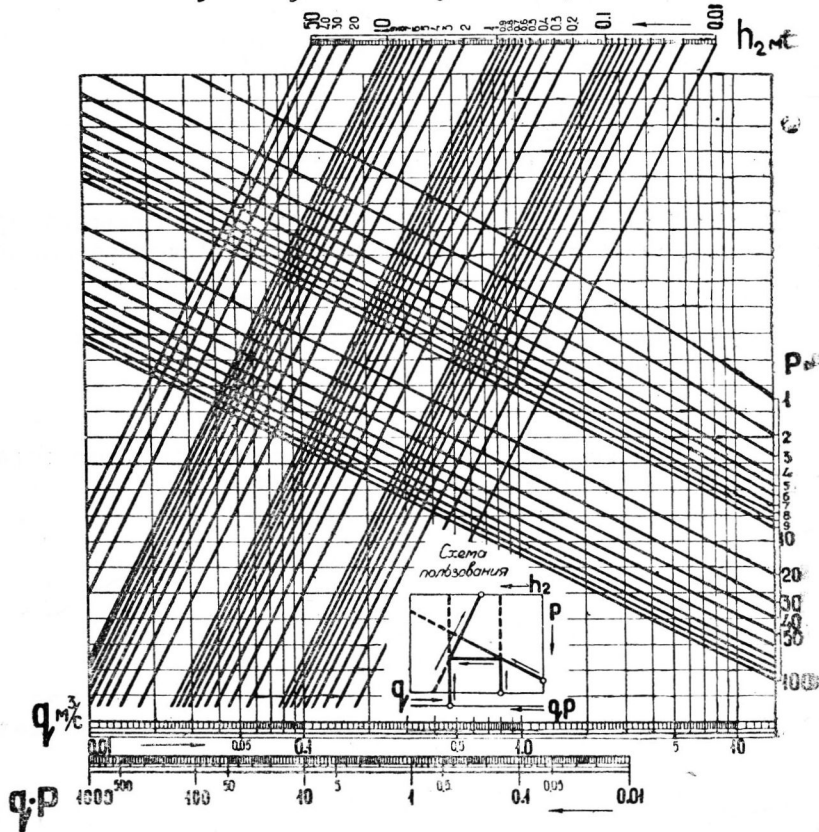


Рис. 60.

Заданы единичный расход q в конце консоли и перепад

$$P \quad p + \frac{v_0^2}{2g} = z + \frac{t_0}{2} - \frac{h_0}{2} + \frac{v_0^2}{2g}$$

где h_0 — глубина в конце консоли,

t_0 — глубина в отводящем канале,

z — разность отметок уровней в конце консоли и в воронке,

v_0 — скорость в конце консоли (конец консоли может быть не только горизонтальным, но и с небольшим наклоном).

По заданным q и P находится точка пересечения вертикали „ q “ и наклонной „ P “.

Проводим горизонтальную линию через полученную точку до встречи с вертикалью произведения qP .

Наклонная, проходящая через вновь полученную точку пересечения, дает на шкале „ h_2 “ значение глубины, необходимой для затопления прыжка — „сопряженную глубину“.

Графиком можно пользоваться для расчета любых (и не консольных) перепадов.

Для подсчета глубины воронки необходимо в зависимости от рода грунта вводить коэффициент запаса.

Так, для галечного грунта, на основании обработки материалов обследования*) Мархамат Таджикской консоли ($p \cong 2,5$ м; $q = 1,70$) мной получено значение этого коэффициента равным $\tau = 1,05$

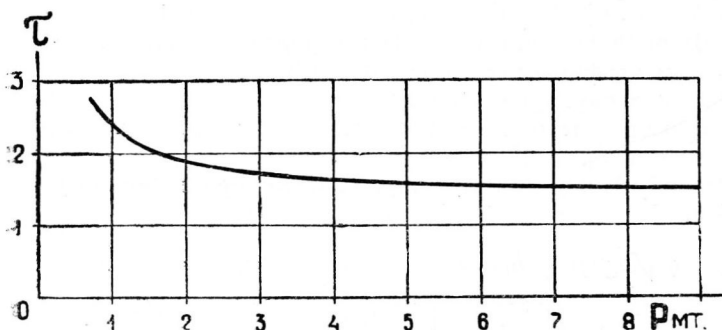


Рис. 61.

На основании лабораторных опытов 1928—1931 г. в Институте и материалов обследования Джар-Тегерменской консоли для лессового грунта надо принимать значения коэф. запаса по кривой, изображенной на рис. (61).

Решим два примера.

Пример № 1.

Для Джар-Тегерменской консоли (по данным 1925 г.) имеем фактическую глубину в воронке

$$t_2 = 2,46 \text{ м.; } p = 4,1; \quad v_0 = 6,63; \quad q = 1,28.$$

Следовательно

$$P = 6,25; \quad qP = 8,00.$$

*) Обследования выполнены инженером Бюро Полевых Работ Опытно-Исследовательского Института Водного Хозяйства (Ташкент) тов. Чекулаевым Г. С. в 1926 г. Материалы обследования находятся в Сан и ир с о.

По графику находим

$$h_2 = 1,65.$$

Беря по кривой (рис. 61) для $P = 6,25$ коэф. запаса равным $\tau = 1,5$, глубину воды в воронке находим равной

$$1,65 \times 1,5 = 2,47 \text{ мтр.}$$

Пример № 2.

Для условий сброса Кадырья ГЭС (Ташкент).

1) Первый подсчет по графику для глубины воронки, составленному инж. Вызго М. С.; имеем следующие данные:

$$Q = 55 \text{ м}^3/\text{сек.} \quad q = 7 \text{ м}^3/\text{сек.} \quad (b = 8 \text{ м.})$$

$$p = 15 \text{ м.} \quad v_0 = 14 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

$$P = 15 + 10,4 = 25,4; \quad qP = 178; \quad h_2 = 6 \text{ мтр.}$$

Предполагая для шоха — $\tau = 1,1$, получаем глубину воронки в шохе $t_2 = 1,1 \times 6 = 6,6 \text{ мтр.}$

2) Второй подсчет сделаем по формулам инж. Е. А. Замарина, при коэффициенте запаса $\delta = 1,3$.

Имеем следующие данные:

Скорость выхода с консоли $v_0 = 14 \text{ м/сек.}$; глубина на конце консоли $h_0 = 0,5 \text{ м.}$

Пренебрегая уклоном конца консоли при перепаде $p = 15 \text{ мтр.}$ получаем:

$$v = \varphi \sqrt{2g(p + h_0)} = 0,82 \times 4,43 \sqrt{15,5} = 14,3 \text{ м/сек.}$$

$$u_0 = \sqrt{v_0^2 + v^2} = \sqrt{14,3^2 + 14,0^2} = 20 \text{ м/сек.}$$

Считая допускаемую скорость для шохового грунта 2 м/сек. , получаем глубину воды в воронке по формуле (124) $D = 6,5 \text{ м.}$ При допускаемой скорости в 3 м. глубина воды в воронке будет $5,4 \text{ м.}$

ЧАСТЬ IV. ТРУБЧАТЫЕ ПЕРЕПАДЫ.

Глава VIII. Конструктивные формы.

§ 34. Группы сооружений.

Группа трубчатых перепадов обслуживает область гашения больших напоров воды.

Здоровая техническая фантазия и изобретательность дают большое число конструктивных форм такого рода сооружений; однако для практики недостаточно одних только форм; необходимо дать к ним хотя бы, на первых порах, и приблизительные способы расчета их.

Подходя так к трубчатым перепадам, мы значительно сузим объем их рассмотрения*), ограничиваясь только теми из них, для которых можно дать в первом приближении схему расчета. Нами будут рассмотрены только четыре группы, указанные выше в классификации; это — перепады башенные, ударные, шахтные и фонтанные.

§ 35. Конструкции сооружений.

Все четыре группы сооружений являются напорными; большинство из них требует подвода воды к гасителям по напорным трубопроводам. Не касаясь здесь конструкций напорных трубопроводов**), остановимся только на самих гасителях и то преимущественно на гидравлическом расчете их, так как конструкция их является обычной жесткой, железо-бетонной композицией. Условия гашения воды в рассматриваемых сооружениях различны, — в башенных перепадах энергия воды рассеивается при растекании струи воды в водном бассейне; в ударных (динамических) сооружениях энергия воды теряется при ударе встречных струй, в шахтных сооружениях энергия затрачивается на вихревые вращения и в фонтанных перепадах — затрачивается на расщепление струи и удар ее о водный бассейн.

*) О формах сооружений см. статью в „Вестнике Иригации“ № 10 за 1927 г. В. Д. Журина.

**) Намеченных к помещению в выпуске „Гидротехнические сооружения ГЭС“.

Глава XIV. Башенные перепады.

§ 36. Гидравлический расчет.

Идея погашения энергии воды путем выпуска воды сильной струей снизу вверх в водное пространство не нова; однако расчет необходимых для этих целей размеров водного пространства до сего времени отсутствовал; особенно неясна была высота такого бассейна.

С целью выяснения высоты слоя воды, достаточного для погашения энергии струи воды, вытекающей снизу в бассейн, была проделана серия опытов в гидротехнической лаборатории б. Опыт-но-Исследовательского Института Водного Хозяйства (Ташкент), по схеме, показанной на рис. 62.

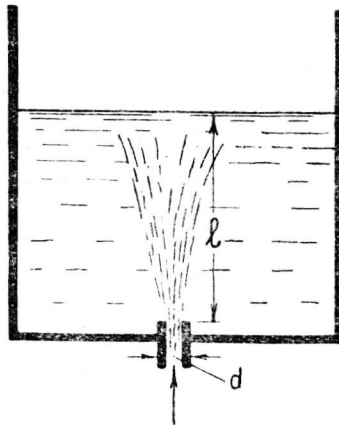


Рис. 62.

В вертикальную призму размерами 47×47 см. снизу по вертикали впускалась струя воды через насадок диаметром 0,5 см. с различными скоростями. В первый момент струя высоко взлетала, но по мере наполнения водой призмы высота взлета струи уменьшалась и при некоторой глубине воды в призме струя уже не выбивалась из бассейна. Опытами и подмечалась эта глубина воды l , полностью гасившая энергию струи.

В результате опытов была установлена*) следующая эмпирическая зависимость между глубиной затопления струи l , скоростью входа v и диаметром насадка d

$$l = 2,75 \sqrt{v d} \quad \dots \dots \dots (130)$$

Ограниченность произведенных опытов, положенных в основу рассматриваемого расчета, их односерийность (для одного диаметра

*) См. статью автора в „Гидротехническом строительстве“ Москва 1931. № 10.

насадка) — заставляяют из осторожности ввести в формулу (130) некоторый запас; будем считать глубину затопления равной

$$l = 3 \sqrt{v d} \dots \dots \dots (131)$$

Формула (131) по сравнению с формулой (130) дает запас в затоплении около 10%; введение большего запаса может иметь отрицательное значение — именно придание большей величины глубине затопления, а тем самым и высоте башни, может привести к такому положению, что система сооружений (трубопровод — башня) не пропустит заданного расхода при имеющемся перепаде z ; создастся дополнительный напор в подводящем (верхнем) канале, вода в котором может перелиться через его дамбы.

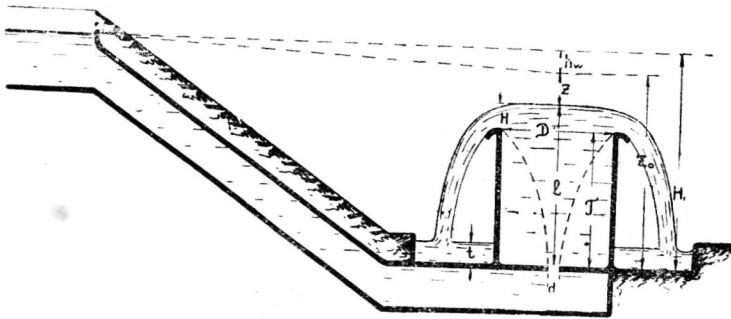


Рис. 63.

Недостаточность высоты башни менее опасна чем избыток в ее высоте; при недостатке высоты — над башней образуется небольшой фонтан. Диаметр башни в случае круглой формы ее, или ширина ее в случае призматической формы ее, находится из уравнения формы растекания ее струи в водном пространстве, применяемого в расчете консольных перепадов, однако и здесь вследствие ограниченности по вертикали водного пространства, диаметр ее берем увеличенным на 9%.

$$D = 0,16 T \sqrt{\frac{T}{d}}, \dots \dots \dots (132)$$

- где D — диаметр башни
- T — высота башни
- d — диаметр насадка.

Опытами отмечена большая эффективность гашения энергии струи при меньших диаметрах насадков; поэтому выгоднее вместо одного большого насадка ставить несколько меньших размеров.

Ширина башни в таком случае будет равна сумме диаметров растекания струй вверх башни

$$B = n D, \dots \dots \dots (133)$$

- где B — ширина башни вдоль ряда насадков,
- n — число насадков в одном ряду,
- D — диаметр растекания каждой струи на верху башни.

Прежде чем перейти к иллюстрации применения в расчетах полученных формул, остановимся на обделке верха башни — на так называемом козырьке.

Вода, поступающая из насадка в башню, переливается из нее через борта как через свободный водослив; чем меньше этот переливающийся слой воды — т. е. чем меньше удельный расход водослива (расход воды на 1 пог. м. водослива) — тем легче погасить энергию падающей воды в бассейне, устраиваемом вокруг башни, тем меньше будут размеры этого бассейна (его глубина и ширина).

Так как периметр башни не велик, то в целях уменьшения удельного расхода, переливающегося через этот периметр — последний следует увеличивать, придавая ему форму козырька (рис. 64).

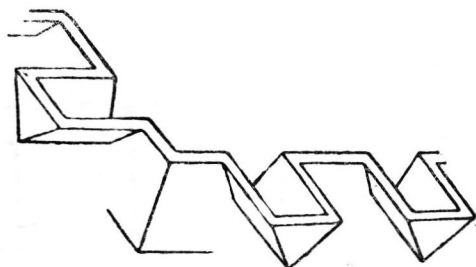


Рис. 64.

Козырек следует делать зубчатым, а не сплошным. Этим достигается не сплошное, зонтичное, падение воды в нижний бассейн, а падение отдельными струями, чем достигается некоторая дополнительная потеря энергии воды при пересечении падающих струй во-первых.

Во-вторых, вследствие падения струй в нижний бассейн по отдельности, а не сплошным кольцом, достигается более легкое затопление упавших струй.

В обычных перепадах, где ширина падающей струи равна ширине самого перепада или немного меньше ширины перепада (что соответствует в нашем случае сплошному зонтичному падению воды в нижний бассейн из башни) для расчета затопления прыжка уместны формулы, обычно приводимые на курсах гидравлики (Бахметьева и др.). Когда же ширина падающей струи значительно уже ширины перепада, что в нашем случае соответствует падению воды из башни отдельными струями (а не зонтом), — эти гидравлические формулы неприменимы (рис. 65).

В самом деле, рассмотрим отгон прыжка в этом случае: отогнанная струя на некотором расстоянии от места падения сопрягается с бытовой глубиной h_2 ; ширина ее в этом месте B вследствие слабого растекания будет меньше B_0 , т. е.

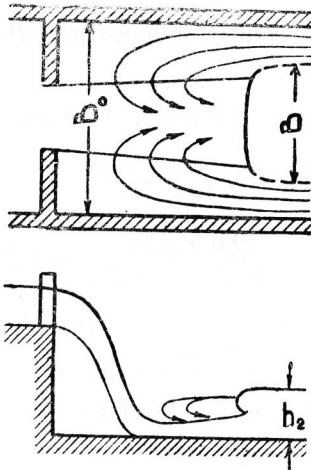
$$b < B < B_0,$$

где b — ширина водослива (см. рис. 65).

В прозоры между упавшей струей и стенами перепада устремляется низовая вода, покрывая упавшую струю; вследствие больших скоростей в этом месте, вода эта сгоняется на прыжок;

на место согнанной воды устремляются из прозоров новые порции ее, в результате чего образуется постоянная циркуляция воды.

Какова же должна быть наименьшая бытовая глубина h_2 ,



чтобы путем циркуляции прыжок был затоплен?

На этот вопрос в настоящее время нет точного ответа; можно лишь сказать, что она будет меньше той, которая получается по гидравлическим уравнениям сопряженных глубин.

Рис. 65.

§ 37. Примеры расчета.

В качестве иллюстрации применения полученных формул найдем размеры башни, устраиваемой для погашения напора $H_0 = 40$ м. при расходе равном 100 куб. м/сек. и длине напорного трубопровода 150 м. (рис. 66).

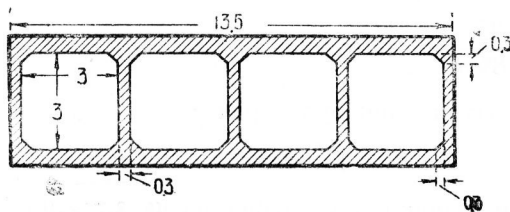


Рис. 66.

Трубопровод составлен из 4-х железобетонных труб, размеры которых приведены на рис. 66. Расход одной трубы равен 25 куб. м/сек.; средняя скорость воды в трубе найдется из

$$u = \frac{Q}{\Omega} = \frac{25}{9 \cdot 0,18} = 2,84 \text{ м/сек.}$$

Найдем потери в трубопроводе (см. рис. 63); суммарный коэффициент местных потерь будет равен

$$\xi = \xi_{\sigma x} + \xi_{m p} + \xi_{нов} + \xi_{нов}$$

ξ трения = $\frac{2 g L}{C^2 R}$; смоченный периметр трубы $P = 11,2$ мт. гидравлический радиус

$$R = \Omega : P = 8,82 : 11,3 = 0,78 \text{ м.}$$

При коэффициенте шероховатости по Манингу $n = 0,012$ находим коэффициент Шези — $C = 80$.

$$\xi_{\text{трени}} = \frac{19,6 \times 150}{80 \times 80 \times 0,78} = 0,59 \sim 0,6$$

$$\xi = 0,5 + 0,6 + 0,1 + 0,7 = 1,9.$$

Потеря напора в трубе будет равна

$$h_w = \xi \frac{u^2}{2g} = 1,9 \frac{2,82^2}{19,62} = 0,8 \text{ м.}$$

Таким образом действующий напор у насадка будет равняться $40 - 0,8 = 39,2$ метрам.

1-й вариант. Подсчитаем размер башни в предположении постановки одного насадка в каждой трубе. Диаметр насадка находится подбором, так чтобы скорости истечения через насадок были одинаковы при подсчете их по формулам 134 и 135. Легко составленное непосредственное уравнение для диаметра решается сложнее чем по способу подбора. Примем диаметр насадка $d = 1,35$ м, тогда получаем среднюю скорость истечения равной

$$v_1 = \frac{Q}{\omega} = \frac{25}{0,785 d^2} = 17,5 \text{ м/сек} \dots \dots \dots (134)$$

Глубина затопления будет равна

$$l = 3 \sqrt{vd} = 14,5 \text{ м.}$$

Проверим скорость истечения из насадка по формуле

$$(135) \dots v = \mu \sqrt{2g z} = 0,8 \times 4,43 \sqrt{39,2 - 14,5} = 18,1 \text{ м/сек} \approx v_1$$

Периметр козырька у башни разовьем до такой величины, чтобы удельный расход по козырьку был не больше $q = 2$ куб. м/сек.; тогда высота H переливающегося через козырек слоя воды найдется из

$$q = M H^{3/2} = 2 H^{3/2},$$

откуда получаем для H величину 1 мт.

Следовательно высота башни будет

$$T = l - H = 13,5 \text{ м.}$$

Найдем ширину башни по формуле растекания струи⁵ на высоте 13,5 м.

$$D = 0,16 \times 13,5 \sqrt[4]{\frac{13,5}{1,35}} = 3,85 \text{ м.}^2$$

Так как ширину башни мы не можем (вернее — не желательно) сделать шире трубы (3 м.), то придадим ей форму прямоугольника 4,3 × 3 м., площадь которого больше площади круга диаметра $D = 3,85$ м. примерно на 10%.

2-й вариант. Подсчитаем размеры башни в предложении постановки двух насадков на каждой трубе (рис. 67).

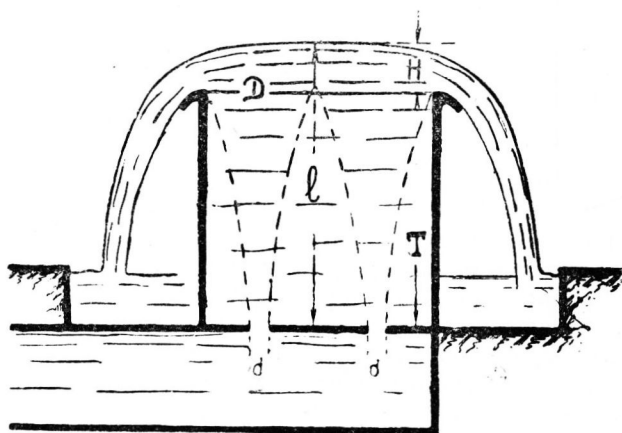


Рис. 67.

Примем диаметры насадков по 0,95 м., тогда средняя скорость выхода воды из насадка будет

$$v_1 = \frac{25}{2 \times 0,785 \times 0,95^2} = 17,7 \text{ м/сек.}$$

Глубина затопления

$$l = 3 \sqrt{17,7 \times 0,95} = 12,3 \text{ м.}$$

Скорость истечения из насадка под напором

$$z = 39,2 - 12,3 = 26,9 \text{ м.}$$

будет равна

$$v = 0,78 \times 4,43 \sqrt{26,9} = 17,9 \text{ м/сек.} \approx v_1$$

Принимая по предыдущему высоту слоя воды переливающейся через козырек в 1 метр, получаем высоту башни равной 11,3 метра.

Диаметр растекания струи на уровне козырька будет

$$D = 0,16 \times 11,3 \sqrt[4]{\frac{11,3}{0,95}} = 3,36 \text{ м.}$$

Принимаем ширину башни равной около $2D$, т. е. $6,7$ м.

Не останавливаясь на подсчетах других вариантов, приведем сравнение их в следующей таблице.

Таблица 40.

Число насад- ков	Размеры башни в м. над 4-мя трубами			μ	d
	L	B	T		
1	13,5	4,3	13,5	0,8	1,35
2	13,5	6,7	11,3	0,78	0,95
4	13,5	11,0	9,4	0,75	0,67
10	13,5	11,0	7,2	0,70	0,43

Башенные перепады наилучше работают на трактах с почти постоянным расходом воды; при резком снижении расхода лучше выключать полностью отдельные трубы, чем заставлять их работать на неполные расходы. При работе на неполные расходы в подводящем трубопроводе будут наблюдаться удары воды, что следует из таких подсчетов. Пусть для сооружения первого примера следует пропустить 25 куб. м/сек., при пропуске его через одну трубу расчет ее не меняется. При пропуске расхода через четыре трубы скорость в насадке по формуле (134) будет $4,4$ м/сек., что потребует действующего напора у насадки в размере (по формуле 135).

$$z = \frac{v^2}{2g\mu^2} = \frac{4,4^2}{19,6 \times 0,8^2} = 1,5 \text{ м.}$$

Толщина переливающегося слоя воды через козырек при $q = 0,5$ куб. м/сек будет $H = 0,4$ м.

Тогда давление перед насадком будет равно сумме—высоты башни переливающегося слоя и действующего напора, т. е.

$$13,5 + 0,4 + 1,5 = 15,4 \text{ м.}$$

Так как полная величина напора задана равной 40 м., то на высоте $40 - 15,4 = 24,6$ трубопровод будет работать как быстрое; переход безнапорного движения (на быстройтоке) в напорный будет сопровождаться явлением прыжка, что вызовет в трубопроводе сильные удары и сотрясения. Чтобы избежать их, нужно работать, как сказано выше, одной трубой или же ввести на трубо-

проводе ниже прыжка или у насадков дополнительные потери (завихрка) — если работать всеми трубами.

При больших скоростях движения вряд ли можно ожидать оседания в системе сооружений наносов.

Ограниченность опытов, положенных в основу расчета, их малый масштаб заставляют смотреть на предложенный прием расчета башенных перепадов как на первое приближение; для уточнения расчета необходимы дальнейшие исследования.

Глава 15. Сооружения, ударно гасящие энергию воды.

§ 38. Гидравлический расчет.

Большая эффективность гашения энергии воды может быть получена заставляя струи не только растекаться в бассейне, но и ударяться друг с другом перед растеканием.

До некоторой степени подход к расчету таких сооружений можно найти подвергая обработке материалы опытов по удару двух встречных струй, приведенные в № 10 журнала „Вестник Ирригации“ за 1927 г. *). Там были приведены данные следующего опыта; по оси стеклянного лотка шириной 20 см. были установлены

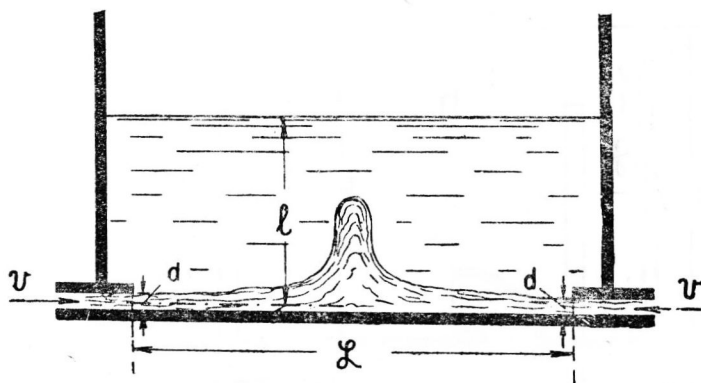


Рис. 68.

два патрубка диаметром 1,7 см. друг против друга; через патрубки пропускалась вода с одинаковой скоростью в каждой из них (рис. 68).

В начале опыта ударяющиеся струи образовывали высокий брызжащий водяной диск, который по мере наполнения лотка водой уменьшался и при некотором наполнении лотка l , считаемого от оси патрубков, диск исчезал — водная поверхность над струями была относительно ровной.

*) „Специальные приемы гашения энергии в перепадах и быстротоках“ В. Д. Журин.

Во время опытов замерялись расход воды Q в каждом патрубке, расстояние между патрубками L и та установившаяся глубина наполнения лотка l , при которой диск исчезал, давая сравнительно ровную поверхность воды над патрубками.

В результате нашей обработки данных опыта получена следующая зависимость *)

$$l = \frac{0,7 \sqrt{v d}}{\sqrt{a}} \dots \dots \dots (136)$$

где v — скорость выхода воды из патрубка,
 d — диаметр патрубка,
 $a = L : d$.

Полученная зависимость указывает, что высота башни при таком способе гашения энергии воды оказывается в 5—6 раз менее чем в башенных перепадах. Для выбора конструктивных размеров колодцев (здесь их уже нельзя назвать башнями, вследствие небольших размеров) необходимо сделать несколько замечаний относительно условностей расчета.

Первое замечание. Если сооружение устраивается в виде трубчатой разводки, в трубах которой сделан ряд встречных

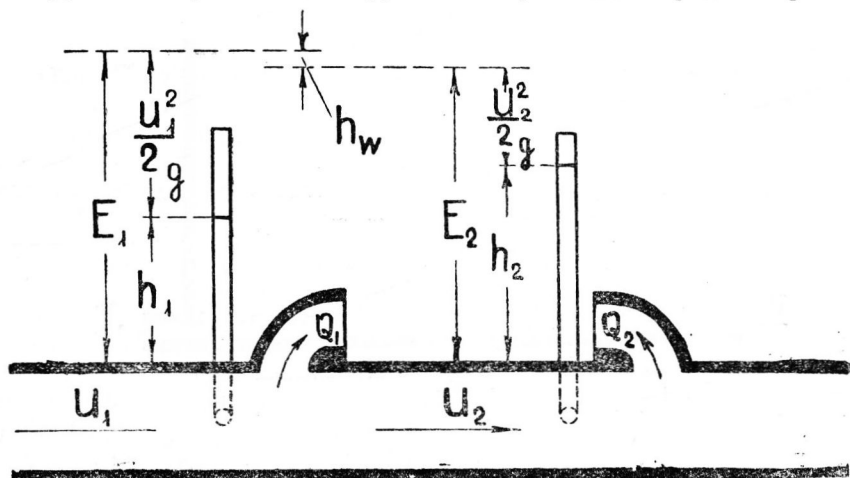


Рис. 69.

отверстий (рис. 71), то принимаемые в расчет одинаковые скорости выхода воды из отверстий на самом деле будут различны. Чтобы в этом убедиться, рассмотрим трубу постоянного сечения (рис. 69) и имеющую два одинаковых отверстия; перед первым отверстием энергия воды равна

*) См. статью автора в „Гидротехническом строительстве“ Москва № 10 за 1931 г.

$$E_1 = h_1 + \frac{u_1^2}{2g},$$

где u_1 — скорость воды в трубе до отверстия и h_1 давление в первом сечении.

Во втором сечении энергии воды равна $E_2 = h_2 + \frac{u_2^2}{2g}$.

Энергия E_2 несколько меньше E_1

$$E_1 - E_2 = h_w.$$

При короткой длине участка величина h_w не велика; для более ясного представления в дальнейшем пренебрежем величиной h_w , т. е. положим (условно)

$$E_1 = E_2.$$

Так как через первое отверстие будет вытекать определенный расход, то следовательно скорость в трубе на участке I—II будет меньше чем скорость u_1 , но если скорость u_2 будет меньше u_1 , то скоростной напор, ей соответствующий, будет меньше чем в первом сечении, т. е.

$$\frac{u_2^2}{2g} < \frac{u_1^2}{2g}.$$

При допущении $E_1 = E_2$ следует, что напор во втором сечении будет больше чем в первом, т. е.

$$h_2 > h_1$$

а так как расходы через отверстия пропорциональны корням квадратным из напоров, т. е.

$$Q_1 = \omega \mu \sqrt{2gh_1} \quad \text{и} \quad Q_2 = \omega \mu \sqrt{2gh_2},$$

то выходит, что расход через второе отверстие будет больше, чем через первое. Следовательно при одинаковых патрубках скорость выхода из второго будет больше чем из первого.

В применении к рассматриваемой конструкции гашения энергии, сказанное отразится в перемещении места удара струй к первому (верховому) насадку, что заставляет или расстояние между ними несколько увеличивать, или водоразбивную камеру (колодец) делать не симметричной, удлиняя ее в сторону верхового насадка.

Второе замечание. Как увидим ниже, в расчете ударных конструкций приходится пользоваться расходным коэффициентом при нахождении скорости истечения из насадка. Оказывается, что при близкой расстановке насадков расход через них резко снижается, вследствие уменьшения коэффициента расхода в несколько раз. При расстоянии между насадками около 3—4 их диаметров,

влияние торможения заметно уже не сказывается*), практически расстояние L следует делать не менее пяти диаметров насадка.

Третье замечание касается ширины колодца, в котором происходит удар струй. При ударе струй в воздухе при расстоянии между насадками около $(5-10) d$ они образуют диск, диаметром, как показывали опыты, достигающим $5-6$ кратного диаметра насадка.

Если струи заставить ударяться по схеме рис. 68, но не допускать их затопления полностью, а в бассейне поддерживать глубину воды $l = (1-1,5) d$, то величина диска уменьшается до $(2,5-3) d$.

При полном затоплении струй величина диска должна еще более уменьшиться и, вероятно, не будет превосходить $(2-2,5) d$ (точных данных не имеется).

Очевидно, что размер диска зависит от выходной скорости и диаметра насадка. До некоторой степени точности можно полагать, что практически размеры диска будут близки к $(2-3) d$ — последнее обстоятельство необходимо учитывать при расстановке не одной, а нескольких пар насадков.

Использование для этих целей уравнения растекания струй**) не применимо, так как известно, что струя, выходящая из насадка, на длине около $4,6 d$ устойчиво сохраняет свою форму и размеры.

Четвертое замечание. Небольшое число опытных данных, а главное некоторая неопределенность их (например в величине диаметра насадка и др.) — при весьма небольших размерах успокоительного колодца, получающегося на основании расчетных формул — заставляют пока, до накопления опытного и исследовательского материала, пойти на некоторое увеличение размеров сооружения. Поэтому, введя запас в формулу (136), придадим ей следующий вид

$$l = \frac{\sqrt{vd}}{4} \frac{1}{\sqrt{a}} \dots \dots \dots (137)$$

С этой точки зрения запас следует делать в высоте колодца, именно следует ее делать равной $T=l$; здесь прибавляется запас в размере толщины слоя воды H , переливающегося через борта колодца.

При таких допусках в запасе вряд ли нужно будет удлинять колодец против расчетного, так как он и без того имеет длину, равную $L+2 d$.

*) Здесь наблюдается интересное явление передачи вдоль свободной струи (т. е. неограниченной стенками) снимающих усилий. Это явление, заслуживающее серьезного внимания, может быть использовано для автоматизации расхода, пропускаемого сооружением — при расстановке насадков, на расстоянии между ними менее трех диаметров, расход через них будет почти постоянен при различных напорах в насадках.

**) См. часть III.

Замечание в козырьке, сделанное при рассмотрении башенных перепадов, сохраняет свою силу и здесь.

Прием расчета ударных сооружений может быть применен к кольцевым сооружениям, устраиваемым по следующей схеме (см. рис. 70), напорная труба в нижнем конце переходит в кольцевую трубу; бассейн, образованный таким кольцом, укрепляется (делается флютбет); внизу кольцевой трубы с внутренней стороны ставится несколько диаметральных пар насадков; гашение энергии струй

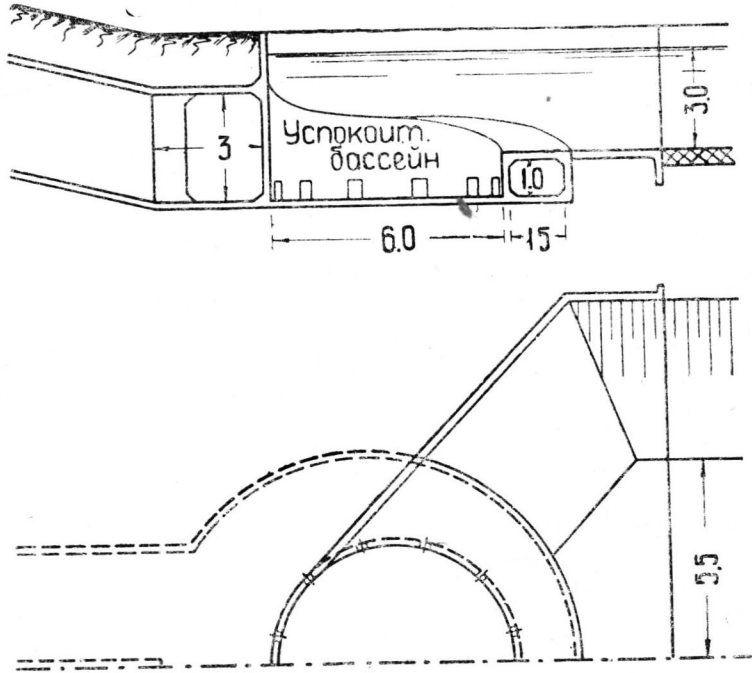


Рис. 70.

аналогично схеме рис. 68 с той разницей, что ввиду встречи некоторых струй в одном месте — глубина затопления их должна быть больше, чем для предыдущего типа сооружений.

В качестве первого приближения для назначения глубины колодца можно использовать формулу (137), введя в нее добавочный запас, учитывающий одновременно пересечение нескольких струй

$$l = \sqrt[4]{\frac{v d}{L} \sqrt{\frac{n d}{L}}}, \dots \dots \dots (137-a)$$

где n — число насадков, остальные обозначения по прежнему. Внутренний диаметр кольца, равный здесь расстоянию между насадками, следует брать $L \geq 10 d$, т. к. при наличии большого числа насадков

скорости выхода через них заметно различны по величине (см. рис. 69), вследствие чего сгон места удара струи от центра успокоителя может быть дальше, чем в предыдущих сооружениях.

Нормальная конструкция рассматриваемых сооружений представлена на рис. 71, в которой напорный трубопровод развет-

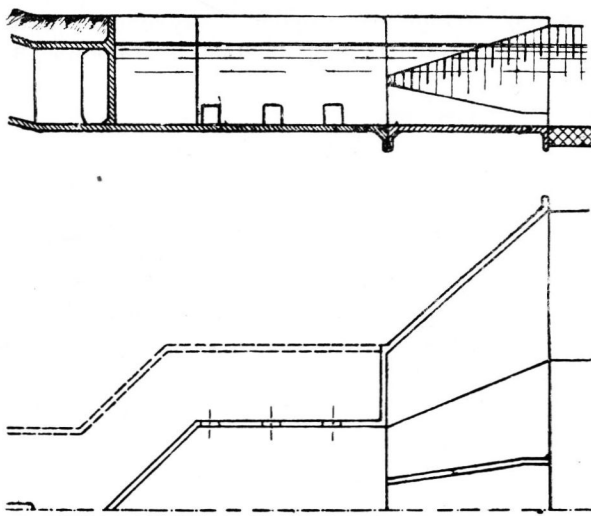


Рис. 71.

вляется на два отвода, на уровне дна которых делаются встречные отверстия; дно колодца между отверстиями ставится на отметке дна нижнего канала.

Замечания о наносах и о пропуске малых расходов здесь те же что и для башенных перепадов.

§ 39. Примеры расчета.

Так же как и в башенных перепадах определение размеров успокоительного колодца и диаметра насадков ведут подбором. Задаются диаметром насадков, их числом и расстоянием между ними, далее находят среднюю скорость в насадке

$$v^1 = \frac{Q}{\omega}$$

Зная скорость в насадке и его диаметр, находят высоту затопления l , после чего подсчитывают скорость истечения из насадка

$$v = \mu \sqrt{2g \left(H - l - h_w - \frac{d}{2} \right)},$$

где h_w — потери в трубопроводе до насадка,
 H — полный погашаемый напор,
 d — диаметр насадка.

При правильном выборе числа насадков и их диаметра обе скорости должны совпасть, т. е. $v_1 = v$.

1-й пример. Условия те же, что и в примере предыдущей главы, но расход равен 50 куб. м/сек.

Напорный трубопровод из двух труб возьмем тот же, что и в предыдущем примере (рис. 66).

Вследствие дополнительного поворота потери в трубопроводе до насадков будут здесь больше, чем в рассмотренном примере. Считая коэффициент местных потерь на повороте 0,7, суммарный коэффициент потерь получим равным

$$\xi = 1,9 + 0,7 = 2,6.$$

Потеря напора в трубопроводе найдется из

$$h_w = \xi \frac{v^2}{2g} = 2,6 \frac{2,84}{19,62} = 1,1 \text{ м},$$

следовательно напор перед насадками будет равен

$$Z = 40 - h_w - l = 38,9 - l,$$

где l — высота затопляющего струю слоя воды. Зададимся числом насадков — шесть, их диаметром $d = 0,725$ м. и расстоянием между ними $L = 6$ м., тогда средняя скорость истечения через насадку будет

$$v_1 = \frac{Q}{\omega} = \frac{50}{6 \times 0,785 \times 0,725^2} = 20,2 \text{ м/сек.}$$

Зная скорость v_1 , найдем глубину затопляющего слоя l

$$l = \sqrt[4]{\frac{d}{v_1}} = 2,9 \text{ м.}$$

Проверим среднюю скорость истечения из насадки по формуле

$$v = 0,75 \sqrt{2gz} = 20,2 \text{ м/сек.} = v_1.$$

Сечение нижнего канала задано таким: ширина по дну 11 м., глубина воды 3 м., откосы полуторные.

Так как глубина затопления близка к глубине воды в нижнем канале, флютбет успокоителя располагаем на уровне дна канала, повышая тем самым затопление на 0,10 м.

Длину успокоителя назначаем из следующих соображений — расстояние между центрами насадков делаем не меньшим $3d$, т. е. не менее 2,2 м.; при трех парах встречных насадков длина успокоителя будет около 7 м.; круглые насадки удобнее заменить прямоугольными с закругленными углами $0,65 \times 0,65$ м.; их удобнее втапливать в железобетонные стены успокоителя и они лучше пропускают наносы.

Эскиз сооружения приведен на рис. 71. Переходную часть от успокоителя к каналу вследствие бурного состояния воды в успо-

коителе снабжаем двумя ребрами, высотой в начале до половины глубины воды в канале, т. е. 1,50 м. и в конце 0,50 м. Чтобы ребра меньше стесняли поток — делаем их тонкими, т. е. то же из железобетона.

Цель постановки ребер — выравнить направление потока ближе к оси канала, поэтому угол роспуска каждой из трех струй принят одинаковым.

В случае постановки большего числа насадков необходимая глубина затопления будет меньше чем 2,9 м.; поэтому, принимая ее в запас равной глубине воды в канале, т. е. 3 м., можно найти диаметр насадков.

Рассмотрим постановку восьми насадков; так как l принято равной 3 м., то

$$v = \mu \sqrt{2gz} = 0,74 \sqrt{19,62 (38,9 - 3,0)} = 19,9 \text{ м/сек.}$$

Зная скорость, находим диаметр насадков

$$d = \sqrt{\frac{50}{8 \times 0,785 \times 19,9}} = 0,63 \text{ м.}$$

2-й пример. В условиях предыдущего примера приведем расчет кольцевого сооружения (рис. 70), у которого верх кольцевой трубы расположен на отметке дна канала.

Внутренний диаметр кольца примем равным 6 м., число насадков возьмем 12. Считая в кольце уровень воды совпадающим с уровнем ее в канале, по предыдущему найдем скорость выхода из насадков и диаметр насадков

$$v = 0,72 \sqrt{19,62 (40 - 1,4 - 3,0)} = 19,3 \text{ м/сек.}$$

Здесь $h_w = 1,4$ м. вследствие повышения потерь считаемого равносильным еще одному повороту. Далее находим диаметр насадков

$$d = \sqrt{\frac{50}{12 \times 0,785 \times 19,3}} = 0,525 \approx 0,53 \text{ м.}$$

Для уменьшения неодинаковости скоростей выхода из насадков кольцо делаем переменного сечения — от 3×3 в начале до $1 \times 1,5$ в конце; глубина воды над флютбетом кольца будет не меньше 4 м., чего достаточно для затопления струй, т. к. наименьшая глубина затопляющего слоя должна быть

$$l = \sqrt{19,3 \times 0,53} \sqrt[4]{\frac{12 \times 0,53}{6}} = 3,25 \text{ м.}$$

Для пропуски при напоре 40 м. минимального расхода, без прыжка воды в трубопроводе, часть отверстий успокоителя должна быть снабжена задвижками.

Неудобство заглуженного кольца (замерзание воды в нем зимой при неработе сооружения, трудность удаления наносов) может быть избегнуто поднятием расположения кольца до совмещения отметок его флютбета и дна канала и устройством снаружи в ниж-

ней части кольца закрываемого отверстия. При неработе сооружения открытием этого отверстия из кольца вода спускается в канал.

Чтобы за кольцом не получить стогнанного прыжка, следует низовую часть кольца делать возможно низкой, поверяя ее на отгон прыжка.

Вследствие уменьшения высоты кольца в направлении к каналу — переливание воды через него будет совершаться при разных глубинах воды над ним; поэтому необходимо привести формулу для водослива с наклонным ребром.

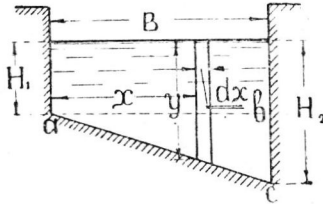


Рис. 72.

На рис. 72 изображен водослив с наклонным ребром, наполнение воды над которым слева равно H_1 , справа H_2 , наклон ребра обозначим через m , т. е.

$$m = \frac{ab}{bc} \dots \dots \dots (138)$$

Элементарный расход через водослив будет

$$dQ = M y^{3/2} dx \dots \dots \dots (139)$$

$$\text{Так как } y = H_1 + \frac{x}{m}, \dots \dots \dots (140)$$

то подставляя отсюда $dx = m dy$ в ур. (139) и интегрируя его от H_1 до H_2 , считая коэффициент расхода M постоянным, получаем

$$Q = 0,4 m M (H_2^{5/2} - H_1^{5/2}) \dots \dots \dots (141)$$

При $H_1 = 0$ предыдущее уравнение принимает вид

$$Q = 0,4 m M H^{5/2} = 0,4 M B H^{5/2} \dots \dots \dots (142)$$

3-й пример. Рассмотрим предыдущий пример в условиях при-

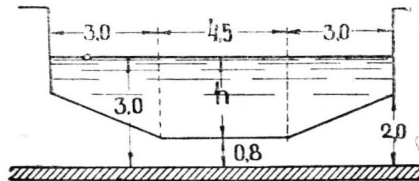


Рис. 73.

поднятого кольца, через нижнюю половину которого вода переливается в канал. Развертка водослива-кольца представлена на рис. 73.

Уравнение (141) в применении к нашим условиям при

$$m = \frac{3}{2,0 - 0,8} = 2,5 \text{ и } M = 1,75 - 1,85$$

и при учете движения воды через среднюю (пониженную) часть кольца будет

$$Q = \sigma_1 \times 2 \times 1,75 [H_2^{5/2} - H_1^{5/2}] + \sigma_2 \times 4,5 \times 1,75 \times H_2^{3/2}$$

Здесь σ — коэффициент затопления по Базену *)

$$\sigma = \left(1 + 0,2 \frac{h}{p} \right) \sqrt[3]{\frac{Z}{H}}, \dots \dots \dots (143)$$

где h — повышение воды за водосливом над его порогом,

p — высота порога,

H — глубина воды над водосливом со стороны верхнего бьефа,

Z — разность отметок уровней воды до и после водослива.

Решая уравнение расхода подбором, находим $H_2 = 2,58 \cong 2,6 \text{ м}$

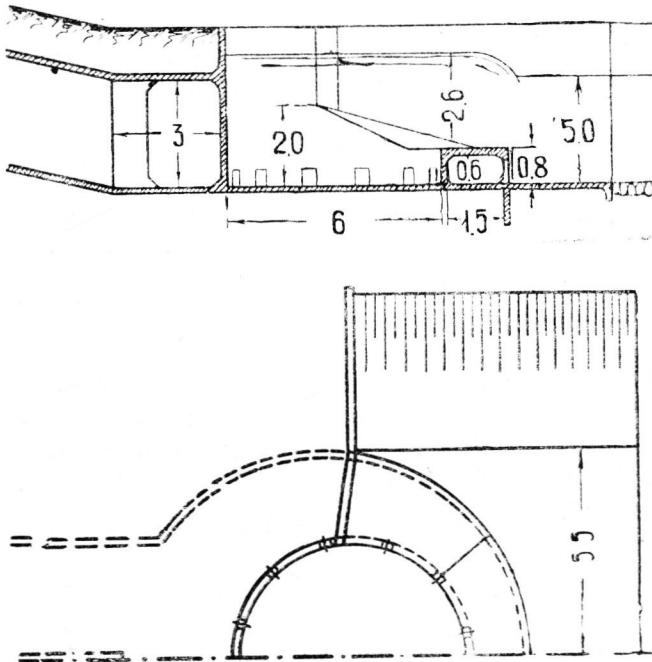


Рис. 74.

при коэффициентах затопления $\sigma_2 = 0,82$ и $\sigma_1 = 0,77$ среднем для $p_1 = 0,8 \text{ м.}$ и $p_2 = 2,0 \text{ м.}$ Эскиз сооружения приведен на рис. 74.

*) Н. К. Горчин и М. Д. Чертоусов „Гидравлика в задачах“ стр. 199.

Глава XVI. Шахтные перепады.

§ 40. Опытные данные.

Схема сооружения представлена на рис. 75; она состоит из сужающегося конуса, опирающегося на приемную камеру, переходящую далее в расширяющуюся трубу до соединения с нижним каналом. Для большего гашения энергии падающей воды в конце конуса ставится так называемый колокол (рис. 76), а перед подходом к конусу (шахте) делаются криво направленные ребра для сообщения воде вихревого движения. Небольшой эксцентриситет в постановке оси шахты по отношению к оси верхнего канала также создает в шахте устойчивое вращательное движение, вследствие чего вода не заполняет всей шахты, а движется вращаясь вдоль ее стен. Вследствие отсутствия подходов к расчету шахт в гидротехнической лаборатории б. Опытно-Исследовательского Института Водного Хозяйства (Ташкент), был произведен опыт с целью, хотя бы качественного, определения эффективности гашения энергии воды шахтой *).

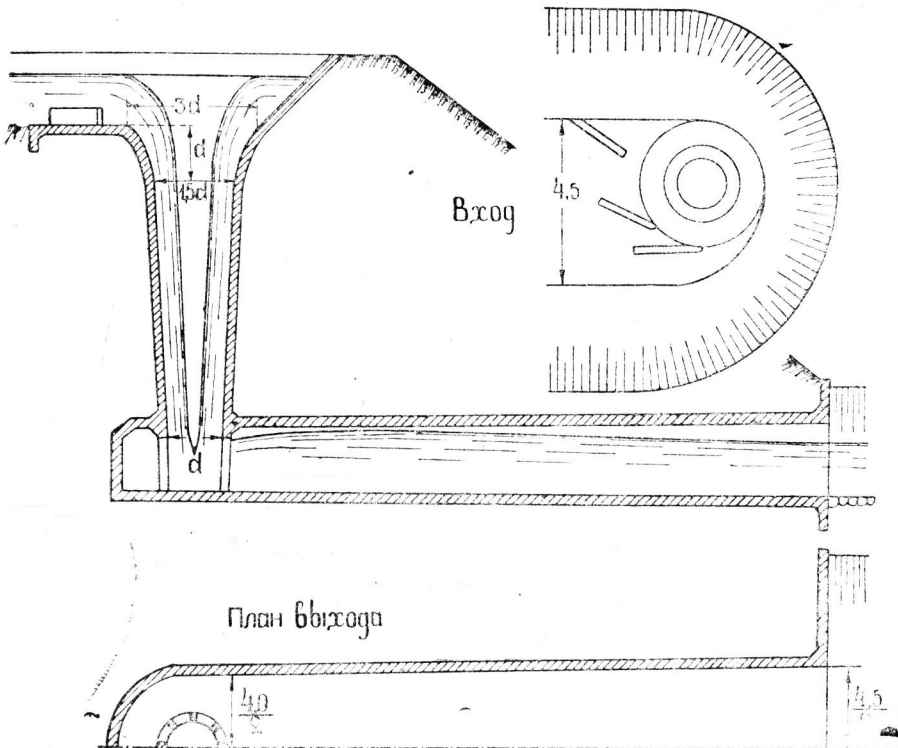


Рис. 75.

*) См. статью автора в № 5 за 1931 г. Соц. „Водопользование“ Ташкент.

Опытная установка. Шахта соединяет верхний и нижний каналы, отметки дна которых разнятся на 102 см.; сечения каналов прямоугольные, шириною 20 см. Шахта сделана из оплава парафина с мелом, ее поперечные сечения круговые, переменных диаметров

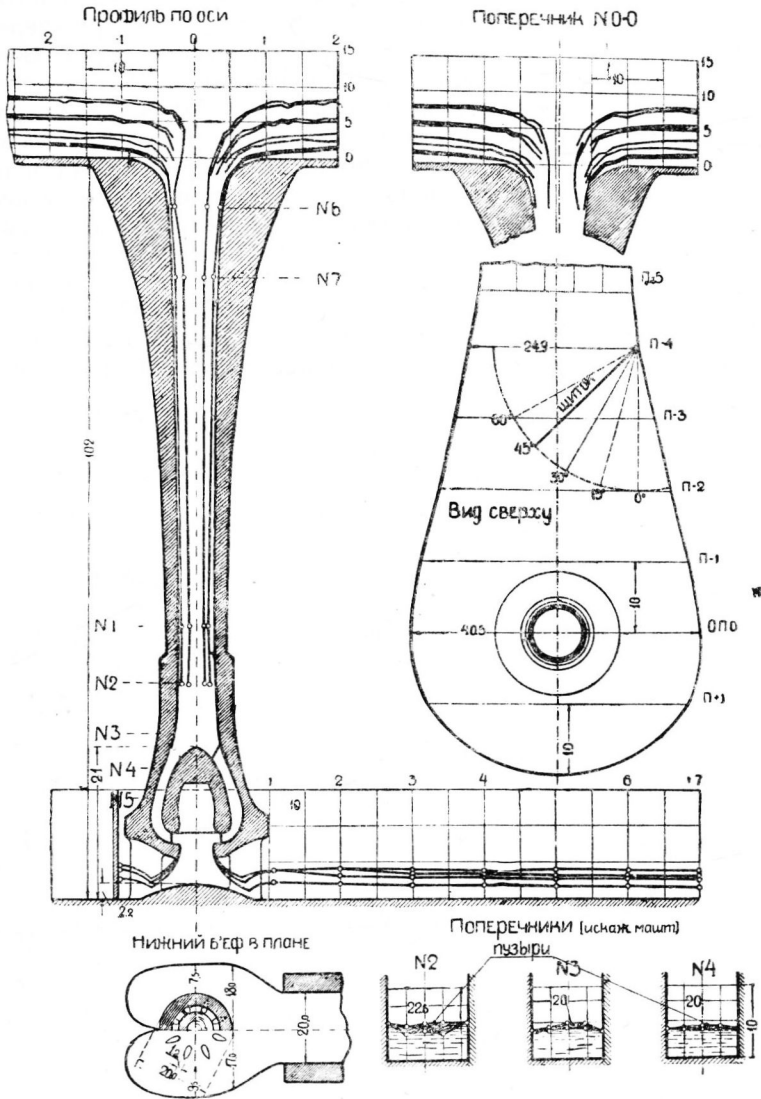


Рис. 76.

ров (см. рис. 76), постепенно уменьшающиеся книзу до 5 см. В шахту были вставлены парные пьезометры (по концам перпендикулярных диаметров) №№ 6—9; 7—8, одиночные №№ 1—5 и подвиж-

ной внутри колокола, который скреплялся с стенками шахты 8 вертикальными ребрами; шахта опиралась на дно нижнего канала 8 бычками, под шахтой было сделано возвышение (холм) высотой 2,2 см., плавно сопрягающееся с дном нижнего канала. Верхний канал у шахты расширялся до 40,5 см., в начале расширения был установлен подвижной щиток для бокового направления поступающей в шахту воды. Нижний канал в начале также имел расширение, разветвляясь на два рукава — левый 18 см. и правый 19 см. шириной, заканчивающиеся полукруглыми вставками.

В соответствии с постановленными целями через модель пропущались четыре расхода 1,0 — 1,8 — 2,5 — 3,2 л/сек., при этом замерялись свободные поверхности воды в верхнем и нижнем каналах, в шахте; замерялись давления по пьезометрам.

Общая характеристика работы модели.

При входе воды в шахту образуется устойчивое вращательное движение против часовой стрелки. Его можно усиливать и ослаблять введением направляющего щитка, вращая щиток и устанавливая его под разными углами α по отношению к продольной оси канала. В углу между щитком и бортовой стенкой образуется неподвижный мешок.

Поворот щитка повышает горизонт свободной поверхности воды и, до некоторого предела, сохраняет спокойное движение. При слишком большом α появляются волны, горизонт резко колеблется.

При искусственно созданном вращении, в обратном направлении вращения это держится очень устойчиво и после удаления причины, вызывавшей это направление (временно поставленный щиток перед входом в шахту). Над шахтой образуется воронка; вода под действием центробежной силы тонким слоем идет по стенкам шахты, так что внутри образуется воздушный столб, достигающий до вершины колокола. Это легко обнаруживается и наблюдается при внесении в шахту малой электрической лампочки, зажигаемой от карманной сухой батареи.

При малых расходах (1,0 л/сек), как при самом входе в шахту, так и по всей шахте, распределение толщины слоя более или менее равномерное, симметричное относительно оси шахты. С увеличением расхода со стороны верхнего канала, струя нависает над входным отверстием в шахту, так что ось столба воздуха искривляется. Кроме того равномерность толщины слоя воды исчезает и поверхность перестает быть гладкой.

При выходе из шахты, до вступления в лоток, вода попадает в уширенную часть нижнего бьефа. Здесь движение воды спокойное только при малом расходе (1,3 л/сек.). При увеличении расхода появляется отражение струй от бортов уширенной части лотка. При всех 4-х произведенных расходах прыжка не образуется, со-

пряжение устанавливается между бычками выходного отверстия, где имеется небольшой гребень.

Горизонт воды и положение гребня значительно колеблются, однако, последний не выходит за пределы бычков. В лотке движение спокойное, с некоторым количеством плывущих пузырей по поверхности примерно у продольной оси лотка и в главной массе исчезающих к сечению 5—8.

Распределение глубин в поперечных сечениях равномерное.

Спокойное течение в нижнем лотке показывает на полное гашение кинетической энергии при данном перепаде.

Отсчеты по пьезометрам дают возможность подсчитать потери энергии вдоль пути воды; подсчеты вертикальных скоростей движения воды v , теоретических скоростей v_0 и скоростных коэффициентов φ производились по формулам:

$$v = \frac{Q}{\pi (d - \delta) \delta} \dots \dots \dots (144)$$

$$v_0 = \sqrt{2g(h+l)} = \sqrt{2gH} \dots \dots \dots (145)$$

$$V = \varphi v_0, \dots \dots \dots (146)$$

где Q — расход воды,

d — внутренний диаметр шахты,

δ — толщина слоя воды вдоль стенок шахты,

l — расстояние от пьезометра до дна верхнего бьефа,

h — глубина воды в верхнем канале,

N, N' — номера пьезометров.

Подсчеты даны для свободного входа в шахту ($\alpha = 0$) и для случая, когда подвижной щиток в верхнем канале стоял под углом $\alpha = 45^\circ$ к оси канала.

Таблица 41.

№ пьезометра	$\alpha = 0$		$\alpha = 45^\circ$	
	φ	φ^1	φ	φ^1
6	0,58	0,57	0,55	0,55
7	0,56	0,54	0,51	0,53
1	0,51	0,48	0,48	0,48
2	0,46	0,47	0,43	0,47

В таблице 41-й приведены значения скоростных коэффициентов, полученных из опыта и подсчитанных по уравнению

$$\varphi^1 = \frac{0,46}{10 \sqrt{l+h}} \quad \dots \dots \dots (147)$$

они, как видно из табл. 41, близки к наблюдаемым.

В среднем для $\alpha = 0$ $\varphi = 0,53$ и для $\alpha = 45^\circ$ $\varphi = 0,49$.

Для случая интенсивного вращения воды в шахте ($\alpha = 45^\circ$) потери несколько возрастают по сравнению с случаем свободного подхода воды к шахте ($\alpha = 0$).

Для сечений шахты у пьезометров №№ 3 — 5 нельзя установить величин потерь и скоростного коэффициента, так как во-первых показания пьезометров учитывают не только статическое давление воды, но и давление от центробежной силы; во-вторых на этом участке трубы вода между внутренними ребрами находится также во вращательном движении с неизвестным шагом винтовой линии и в третьих — для расходов до 2,5 л/сек. вода не заполняет полностью кольцевого пространства и вряд ли заполняет его и при расходе 3,2 л/сек.

Для оценки работы всей шахты и выхода из нее можно, применив ур-ие Бернулли для сечений — 3 и + 3 (см. рис. 76) в верхнем и нижнем бьефах, найти общие потери энергии воды

$$h_w = \mathcal{E}_1 - \mathcal{E}_2 = \left[h_1 + \frac{v_1^2}{2g} + Z \right] - \left[h_2 + \frac{v_2^2}{2g} \right], \quad \dots \dots \dots (148)$$

где \mathcal{E}_1 — полная энергия воды в сечении — 3,
 \mathcal{E}_2 — полная энергии воды в сечении + 3.

Произведенные подсчеты показывают на полное гашение энергии воды шахтой, что видно из таблицы 42.

Табл. 42.

$Q \frac{\text{л}}{\text{сек}}$	1,0	1,8	2,5	3,2
$\mathcal{E}_2 : \mathcal{E}_1$	0,023	0,035	0,040	0,045

Кривые свободной поверхности воды в нижнем канале без прыжка сопрягаются с водой, вытекающей из шахты.

Несмотря на небольшое число произведенных опытов с шахтным перепадом и их малый масштаб, конструкцию шахты можно применять в концах быстротоков вместо обычных колодцев и ребер-

Применение шахтных перепадов как самостоятельных сооружений пока не имеет вполне точных данных для расчета, для этих целей необходимо в будущем производство нескольких опытов большего масштаба.

Все же для ориентировочных подсчетов можно считать, что рассмотренная конструкция шахты дает в среднем для скоростного коэффициента значение $\varphi = 0,5$ до кольцевого разветвления шахты; при этом энергия потока выходящего в нижний канал может быть принята (в сторону запаса) около 10% от полной энергии верхнего канала, отнесенной к плоскости сравнения, проходящей через дно нижнего канала.

Первое положение дает возможность рассчитать стенки шахты на допускаемую скорость движения воды и на давление от центробежной силы вращения воды; второе — дает возможность подобрать живое сечение низового канала в месте примыкания его к шахте так чтобы избежать прыжка.

При этом необходимо предвидеть насыщение выходящей из шахты воды воздухом.

В опытах насыщение воздухом наблюдалось до 25% по отношению к объему воды; воздух из воды нижнего канала почти полностью выделялся на расстоянии около 2 — 3 ширин канала, считая от внешнего конца шахты.

§ 41. Пример расчета.

Найдем размеры шахты рис. 75 на пропуск 10 куб. м/сек. при разности горизонтов воды в верхнем и нижнем каналах $h_1 - h_2 = 10$ м. Сечения каналов заданы: ширина по 4,5 м., наполнение $h_2 = 1,4$ м.; откосы полуторные.

Конец шахты располагаем на 1,5 м. от дна горизонтальной трубы, нижний диаметр шахты подбираем по ур-ниям 144 — 146 так, чтобы площадь его была несколько больше площади поперечного сечения воды; примем $d = 1,4$ м., что при вертикальной скорости

$$V = 0,5 \sqrt{2g} = 7 \text{ м/сек.}$$

дает толщину кольца воды $\delta = 0,52$ мт. Относительные размеры шахты приведены на рис. 75. Для лучшего завихрения вступающей в шахту воды, шахту ставим эксцентрично относительно оси верхнего канала и кроме того делаем три входных ребра. Выходную трубу делают высотой от 1,8 м. $\approx 1,25 h_2$ до 2 м. в конце, для свободного выделения из воды захваченного воздуха.

Глава XVII. Фонтанные перепады.

§ 42. Условия работы.

При пересечении трассой канала крутого склона, основание которого сложено из прочных грунтов (шош, конгломерат и др.) одной из возможных схем перехода склона является фонтанный

перепад, нередко конкурирующий с консолью. Схема его устройства такова — вода напорным трубопроводом подводится к группе насадков в конце расширенной части трубопровода. Конец трубопровода располагается на твердом грунте, воспринимающем кроме обычных нагрузок и реактивное давление от напорной воды трубопровода (рис. 77). Насадки, делаемые плавно обтекаемыми, должны отбросить струю возможно дальше, для чего последняя часть тру-

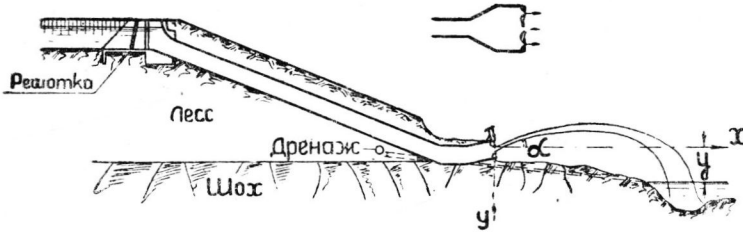


Рис. 77.

бы делается приподнятой. Чтобы зимой, при неработе сооружений, замерзание воды не угрожало прочности трубы, поворот ее кверху и расположение насадков следует делать так, чтобы труба нигде не заполнялась водой полностью во время простоя сооружения. При пропуске через сооружение меньших расходов (против расчетного), во избежание гидравлических ударов в трубопроводе от прыжка необходимо ставить несколько одинаковых насадков, снабженных затворами, регулируя которыми напор перед насадками можно устранить прыжок в трубопроводе и иметь почти постоянную длину отлета струй. Постановка нескольких насадков уменьшает диаметр струи, следовательно уменьшает их отлет и увеличивает их распыление. Для учета последних двух обстоятельств не имеется еще данных; можно указать лишь на то, что струи уменьшенного отлета и большего распыления дадут воронку размыва меньшую чем для струй увеличенного отлета и меньше распыленных.

§ 43. Расчет сооружений.

Гидравлический расчет сооружений в части трубопровода аналогичен рассмотренным выше конструкциям; в части воронки — аналогичен расчету консолей. Так как здесь дальность боя имеет существенное значение, то для ее увеличения не следует допускать больших потерь в трубопроводе, что заставляет скорости в нем не допускать больше 2—2,5 м/сек. достаточные для проноса наносов. Угол под'ема насадков для максимального отлета струи находится из уравнения *)

$$y = \frac{g x^2}{2 v^2 \cos^2 \alpha} - x \operatorname{tg} \alpha \dots \dots \dots (149)$$

*) Н. Е. Жуковский „Аналитическая механика“.

для заданного y , скорости выхода v и угла под'ема трубопровода α . Необходимо x выразить как функцию α , продифференцировать ее, приравнять нулю и найти соответствующее значение α , а по нему x . Так как уравнение (149) не учитывает потерь, то полученное x следует уменьшить на 15 — 20%.

Проще найти макс. x подбором, задаваясь значениями α , и при заданном y найти x -ы; построив по ним кривую $x = f(\alpha)$ — по ней найти макс. x и соответствующий угол α .



ЦЕНА 5 РУБ.