

**МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА
И ПРОДОВОЛЬСТВИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**Учреждение образования
«БЕЛОРУССКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
АГРАРНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

А.М. Кравцов, В.С. Лахмаков

ГИДРАВЛИКА

ГИДРАВЛИКА ОТКРЫТЫХ РУСЕЛ И СООРУЖЕНИЙ

Практикум

Минск 2009

УДК 532.5 + 626/627] (07)

ББК 30.123я7

К 78

Рекомендовано научно-методическим советом агро-механического факультета БГАТУ

Протокол № 7 от 29 сентября 2008 г.

Авторы:

канд. техн. наук, доц. *А.М. Кравцов*;

канд. техн. наук, доц. *В.С. Лахмаков*

Рецензенты:

д-р техн. наук, зав. каф. "Гидравлика" БНТУ *И.В. Качанов*;

канд. техн. наук, зав. каф. "Технология и механизация животноводства" БГАТУ *Д.Ф. Кольга*

Кравцов, А.М.

К 78 Гидравлика. Гидравлика открытых русел и сооружений : практикум / А.М. Кравцов, В.С. Лахмаков. – Минск : БГАТУ, 2009. – 124 с.

ISBN 978-985-519-071-5.

Практикум содержит материалы для выполнения лабораторных и практических работ по дисциплине «Гидравлика», а также может быть использован при изучении дисциплины «Водоснабжение и водоотведение, экология энергетических систем». В практикуме рассмотрены вопросы равномерного и неравномерного установившегося движения воды в открытых руслах, определения морфометрических характеристик русел и расхода открытых потоков, расчета водосливов, каналов и сопрягающих сооружений.

Издание предназначено для студентов вузов и учащихся колледжей сельскохозяйственного профиля.

УДК 532.5 + 626/627] (07)

ББК 30.123я7

ISBN 978-985-519-071-5

© БГАТУ, 2009

СОДЕРЖАНИЕ

| | |
|---|-----|
| ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ | 4 |
| 1. ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА «Измерение глубины и расхода потока воды в открытом горизонтальном лотке» | 6 |
| 2. ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА «Измерение осредненных местных продольных скоростей движения жидкости в открытом потоке» | 13 |
| 3. ПРАКТИЧЕСКАЯ РАБОТА «Расчет и построение поперечного профиля канала для пропуска воды» | 21 |
| 4. ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА «Опытное определение коэффициента шероховатости стенок и дна короткого канала» | 31 |
| 5. ПРАКТИЧЕСКАЯ РАБОТА «Определение типа и параметров гидравлического прыжка при сопряжении бьефов в канале» | 35 |
| 6. ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА «Исследование гидравлического прыжка на модели быстротока» | 48 |
| 7. ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА «Истечение жидкости из-под затвора» | 52 |
| 8. ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА «Исследование прямоугольного водослива с тонкой стенкой» | 58 |
| 9. ПРАКТИЧЕСКАЯ РАБОТА «Расчет водосливной плотины со стенкой практического профиля и водобоем в нижнем бьефе» | 67 |
| 10. ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА «Исследование модели водослива со стенкой практического профиля» | 87 |
| 11. ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА «Исследование водослива с широким порогом» | 91 |
| 12. ПРАКТИЧЕСКАЯ РАБОТА «Расчет многоступенчатого колодезного перепада на трапецидальном канале» | 97 |
| ВОПРОСЫ ДЛЯ КОНТРОЛЯ ЗНАНИЙ СТУДЕНТОВ | 116 |
| Блок 1. Руслонная гидравлика | 116 |
| Блок 2. Гидротехника | 117 |
| ПРИЛОЖЕНИЯ | 119 |
| ЛИТЕРАТУРА | 122 |

ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ

При выполнении лабораторных и практических работ необходимо соблюдать требования техники безопасности и охраны труда. На первом занятии каждый студент должен ознакомиться и усвоить соответствующие инструкции.

Для выполнения данного курса работ предусмотрено 32 часа аудиторных занятий. При этом каждая практическая работа рассчитана на 4 академических часа аудиторных занятий, а лабораторная работа — на 2 часа. Кроме того, успешное выполнение лабораторной работы предполагает 1 час самостоятельной работы студента для повторения соответствующего теоретического материала и подготовки бланка отчета.

Для успешного выполнения и представления к защите выполненных работ необходимо соблюдать следующие требования:

1. Лабораторные и практические работы выполняются на формате А4 в соответствии с действующими стандартами по оформлению отчетной документации и представляются в папке-скоросшивателе.

2. Студент допускается к выполнению очередной работы при условии полного оформления и представления всех предшествующих лабораторных и практических работ, а также усвоения необходимого теоретического материала. Кроме того, необходимым условием допуска к лабораторной работе является подготовка соответствующего бланка отчета.

3. Отчет о каждой работе должен содержать порядковый номер, название и цель работы, необходимые иллюстрации, таблицы и расчеты. Кроме того, лабораторные работы должны содержать выводы.

4. Все иллюстрации (рисунки, схемы, графики и т. п.) обозначаются словом "Рисунок" и нумеруются последовательно в пределах каждой отдельной работы. Например, Рисунок 1.2 (второй рисунок первой работы). При необходимости иллюстрация снабжается поясняющим текстом. Номер иллюстрации, ее название и поясняющий текст помещают непосредственно под иллюстрацией.

5. Таблицы нумеруют последовательно в пределах каждой отдельной работы. Над шапкой таблицы по центру помещают надпись "Таблица" с указанием ее номера. По мере заполнения таблицы в соответствующих ячейках необходимо отражать размерность величин (если величина размерная).

6. Все вычисления должны представляться в развернутой форме с указанием размерностей величин. Округление числовых значений производить с точностью до трех значащих цифр.

7. В выводах к лабораторным работам должна быть отражена оценка результатов сопоставления опытных значений с соответствующими расчетными значениями.

8. Черновики выполненных работ подшиваются в конце отчета в разделе "Приложения".

9. Перед защитой студент сшивает оформленные работы в порядке выполнения, формирует содержание отчета и подписывает титульный лист.

Допуск к зачету возможен после полного оформления и защиты всех лабораторных и практических работ.

1. ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА «Измерение глубины и расхода потока воды в открытом горизонтальном лотке»

Цель работы

1. Овладеть навыками измерения глубины и расхода потока жидкости при моделировании гидравлических процессов в горизонтальном лотке.

2. Определить основные морфометрические характеристики потока и среднюю скорость движения воды в заданном створе.

3. Построить продольный профиль дна горизонтального лотка и кривую свободной поверхности потока воды, обтекающего донный выступ.

Общие сведения

Измерение глубины потока жидкости. Наиболее распространенными приборами для измерения глубины h потока воды при гидрологических изысканиях являются эхолоты. Иногда для глубин не более 6 метров могут применяться гидрометрические штанги. Измерение глубин потока необходимо для построения поперечного профиля и определения морфометрических характеристик русла водотока: гидравлического радиуса R , площади живого сечения потока S , смоченного периметра χ и т. д.

При исследовании открытых потоков в лабораторных условиях для определения уровней жидкости, отметок дна русла и координат характерных точек опытных моделей широко применяются игольчатые уровнемеры.

Игольчатый уровнемер (рисунок 1.1) состоит из иглы 1, закрепленной на нижнем конце вертикальной штанги 2, на лицевой стороне которой нанесена миллиметровая шкала 3. С обратной стороны вертикальной штанги 2 закреплена продольная зубчатая рейка 4, находящаяся в зацеплении с зубчатым колесом 5, которое приводится в действие вращением маховичка 6. При этом штанга 2 перемещается вверх или вниз в специальной обойме 7, в которой имеется прямоугольное окошко, снабженное нониусом 8. Обойма 7 крепится к подставке 9, которая в свою очередь присоединена к горизонтальным направляющим 10 на бортах лотка 11.

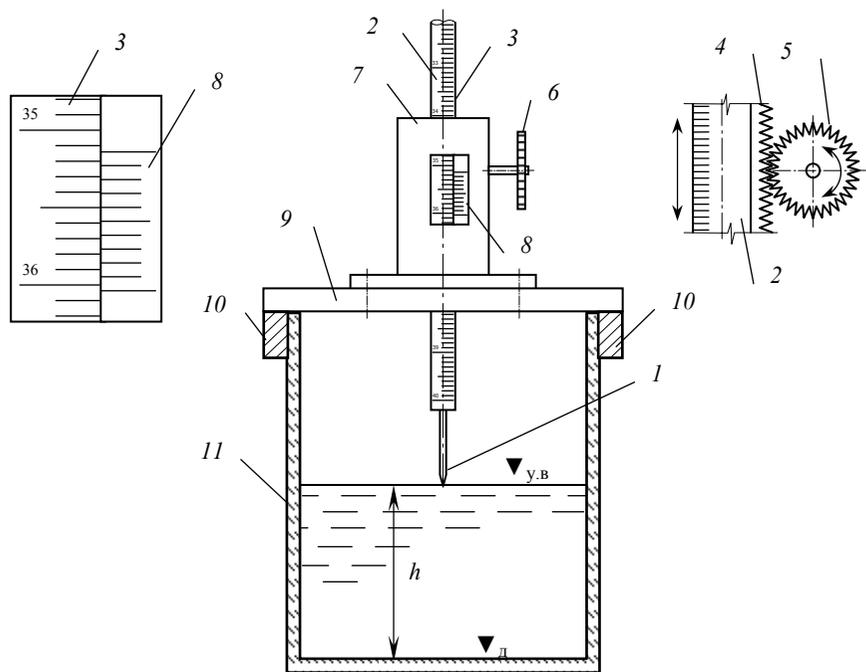


Рисунок 1.1

Определение отметок при помощи игольчатого уровнемера осуществляют следующим образом: по направляющим 10 подставку 9 с уровнемером размещают над местом замера. Вращением маховичка 6 опускают вертикальную штангу 2 до соприкосновения острия иглы 1 с поверхностью, отметка которой определяется. Далее по миллиметровой шкале 3 с помощью нониуса 8 делается отсчет с точностью до 0,1 мм.

Глубину жидкости в лотке с помощью игольчатого уровнемера измеряют следующим способом: вначале определяется отметка дна $\nabla_{\text{д}}$ лотка, затем поднимают штангу вверх до выхода иглы из жидкости и снова медленно опускают ее до соприкосновения острия иглы со свободной поверхностью жидкости, после чего по шкале нониуса снимается отметка уровня воды $\nabla_{\text{у.в.}}$. Искомая глубина h определяется по формуле

$$h = \nabla_{\text{у.в.}} - \nabla_{\text{д.}} \quad (1.1)$$

Следует иметь в виду, что при тщательной наводке иглы в случае спокойной свободной поверхности жидкости ошибка в измерениях не превышает 0,1 мм, т. е. не превышает точности отсчета по нониусу. При неспокойной поверхности жидкости, что нередко наблюдается при ее движении в лотках, точность измерений снижается. В таком случае определяется среднее арифметическое значение n измерений.

Измерение расхода жидкости. Расход воды Q при гидрологических изысканиях определяется по двум предварительно найденным параметрам водотока в выбранном створе, а именно, по площади S живого сечения потока и по средней скорости v движения потока воды, т. е.

$$Q = vS. \quad (1.2)$$

Площадь S живого сечения потока в гидрометрическом створе определяется при помощи промеров глубин с последующим построением поперечного профиля и вычисления морфометрической характеристики русла.

В гидрологической практике средняя скорость v движения потока воды в створе определяется графическими или аналитическими методами на основании измерений специальными приборами осредненных скоростей в определенных точках потока (см. следующую работу).

В гидротехнической практике для определения расхода воды Q часто используются водосливы — элементы подпорных сооружений, предназначенные для обеспечения пропуски воды из верхнего бьефа в нижний. В зависимости от вида поперечного профиля различают: водосливы с тонкой стенкой, водосливы с широким порогом и водосливы практического профиля. Подробно каждый из водосливов рассматривается в последующих работах.

При моделировании гидравлических процессов в лабораторных и полевых условиях для определения расходов воды Q применяются главным образом водосливы с тонкой стенкой (рисунок 1.2). По форме выреза в стенке такие водосливы делятся на следующие виды (см. рисунок 1.2, а-г): а) прямоугольные; б) треугольные; в) трапециевидальные; г) криволинейные.

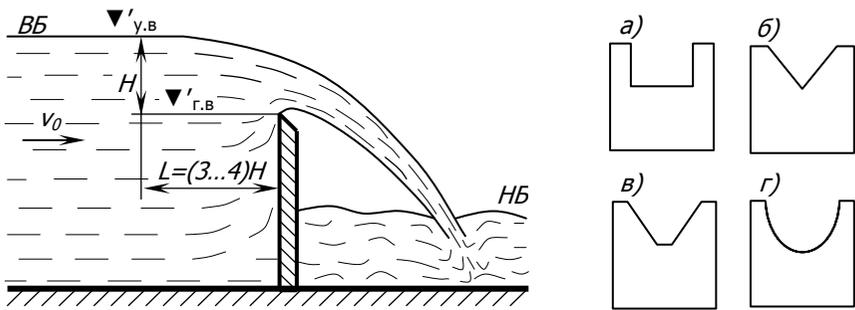


Рисунок 1.2

При определении расхода Q с помощью водослива измеряется напор H над гребнем водосливного отверстия (см. рисунок 1.2). Вблизи от гребня свободная поверхность жидкости искривлена, поэтому напор H измеряется на расстоянии $L = (3...4)H$ от верховой грани водослива.

Расход Q водослива вычисляется по формуле

$$Q = m b \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (1.3')$$

где m — коэффициент расхода водослива; b — ширина водослива; $H_0 = H + \alpha v_0^2 / (2g)$ — полный напор на водосливе с учетом скорости подхода v_0 ; H — геометрический напор; α — коэффициент Кориолиса.

Если в справочных данных для определенного водослива приводится коэффициент расхода m_0 , в котором уже учтена скорость подхода v_0 , тогда расход водослива определяется по формуле

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2}. \quad (1.3'')$$

В лабораторных опытах для измерения небольших расходов (до 40 л/с) часто применяются мерные водосливы Томсона с треугольным отверстием в тонкой стенке и центральным углом 90° . Такой тип водослива исследован на практике Томсоном при напорах от 5 до 25 см. На основании исследований получен очень простой вид расчетной формулы для определения расхода

$$Q = 1,4 H^{5/2}. \quad (1.4)$$

Класс точности водослива Томсона зависит от качества его изготовления или тарировки и может быть обеспечен не ниже 1.

При пользовании мерным водосливом следует учитывать, что формулы (1.3'), (1.3'') и (1.4) справедливы для условий, когда уровень воды с низовой стороны не поднимается выше гребня водослива. В противном случае для подтопленного водослива формулы (1.3') и (1.3'') примут вид

$$Q = m \sigma_n b \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (1.5')$$

$$Q = m_0 \sigma_n b \sqrt{2g} H^{3/2}. \quad (1.5'')$$

Числовые значения коэффициента подтопления σ_n приводятся в справочной литературе.

Описание экспериментальной установки

Работа проводится на установке, представленной на рисунке 1.3. Установка является циркуляционной и включает следующие основные элементы: резервуар 1, погружной насос 2 с пультом управления 3, напорный трубопровод 4 с задвижкой 5, напорный бак 6, трубопро-

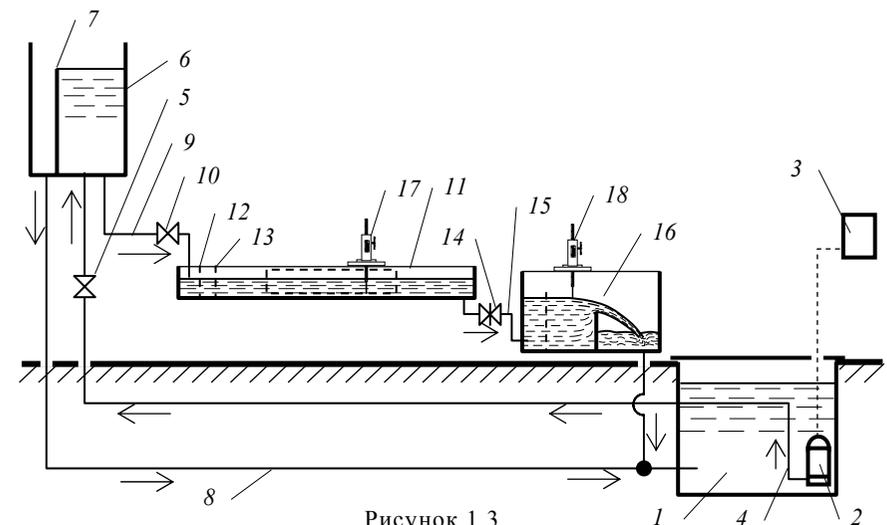


Рисунок 1.3

вод 8 для отвода избыточной воды, подающий трубопровод 9 с краном 10, прямоугольный горизонтальный лоток 11 с затвором 14 в конце, сливной трубопровод 15, мерный водослив 16. Для поддержания постоянного напора в баке 6 имеется водосливная перегородка 7. В горизонтальном лотке 11 установлены водораспределительные перегородки 12 и 13 для успокоения потока жидкости. Испытуемые модели устанавливаются в центральной части лотка 11 в объеме, обозначенном штриховой линией. Для определения отметок в лотке 11 и мерном водосливе 16 применяются игольчатые уровнемеры 17 и 18 соответственно.

Установка работает следующим образом (см. рисунок 1.3): вода из резервуара 1 погружным насосом 2 по трубопроводу 4 подается в напорный бак 6. Избыток воды переливается через гребень перегородки 7 и отводится по трубопроводу 8 обратно в резервуар 1. Рабочая жидкость поступает из бака 6 в лоток 11 по трубопроводу 9. Расход воды регулируется краном 10. Поток воды при прохождении через перегородки 12 и 13 приходит в спокойное состояние и далее обтекает испытуемые модели, устанавливаемые в центральной части лотка 11. Уровень воды в нижнем бьефе регулируется при помощи затвора 14 в конце лотка 11. Использованная вода по трубопроводу 15 поступает в мерный водослив 16, предназначенный для определения рабочего расхода. Из мерного водослива вода поступает в резервуар 1, откуда повторно используется для работы установки.

Порядок выполнения работы

1. Полностью открыть затвор 14 в конце лотка 11 (см. рисунок 1.3).
2. При полностью открытой задвижке 5 с пульта управления 3 запустить погружной насос 2, который питает бак 6. Дождаться наполнения бака 6, о чем будет свидетельствовать перелив избытка воды через перегородку 7.
3. Установить при помощи крана 10 требуемый расход воды в лотке 11.
4. Прикрытием затвора 14 установить требуемый уровень воды нижнего бьефа в лотке 11. Дождаться установления баланса, т. е. когда уровни свободной поверхности потока воды станут неизменными на всем протяжении лотка.
5. В мерном водосливе 16 игольчатым уровнемером 18 определить отметки уровня воды перед водосливом $\nabla'_{у.в}$ и вершины центрального угла водосливной стенки $\nabla'_{г.в}$ (данные измерений заносятся в таблицу по форме 1.1).

6. Измерить ширину лотка B . Далее с помощью игольчатого уровнемера 17 определить характерные отметки $\nabla_{д}$ дна лотка 11 и отметки $\nabla'_{у.в}$ свободной поверхности потока воды. Измерения производятся в серии створов на расстоянии l друг от друга, что достигается перемещением игольчатого уровнемера 17 по направляющим лотка 11 вдоль горизонтальной измерительной рейки (данные измерений заносятся в таблицу по форме 1.2).

Обработка экспериментальных данных

1. По формуле (1.4) определить рабочий расход Q . Напор H определяется как разность отметок уровня воды перед водосливом $\nabla'_{у.в}$ и вершины угла гребня треугольного измерительного водослива $\nabla'_{г.в}$, т. е. $H = \Delta H = \nabla'_{у.в} - \nabla'_{г.в}$.
2. По формуле (1.1) определить глубину h в каждом створе.
3. Определить морфометрические характеристики в каждом створе: площадь живого сечения потока S , смоченный периметр χ и гидравлический радиус $R = S/\chi$.
4. Из формулы (1.2) определить среднюю скорость v движения потока воды в каждом створе.
5. Построить в масштабе на миллиметровой бумаге или с использованием одной из прикладных компьютерных программ продольный профиль дна горизонтального лотка и кривую свободной поверхности жидкости.

Форма 1.1

| Измерение расхода мерным водосливом _____ (тип водослива) | | | |
|--|-----------------|------------|-----|
| $\nabla'_{г.в}$ | $\nabla'_{у.в}$ | ΔH | Q |
| мм | мм | мм | л/с |
| | | | |

Форма 1.2

| № створа | B | l | $\nabla_{д}$ | $\nabla'_{у.в}$ | h | S | χ | R | v |
|----------|-----|-----|--------------|-----------------|-----|-----------------|--------|-----|------|
| | см | см | см | см | см | см ² | см | см | см/с |
| | | | | | | | | | |

2.ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА

«Измерение осредненных местных продольных скоростей движения жидкости в открытом потоке»

Цель работы

1. Овладеть навыками измерения осредненных местных скоростей в открытых потоках.
2. Измерить осредненные местные продольные скорости движения потока воды на осевой вертикали заданного створа в горизонтальном лотке. Построить соответствующую эпюру распределения скоростей на осевой вертикали.
3. Определить среднюю скорость движения воды в лотке и среднюю скорость на осевой вертикали. Проанализировать полученные результаты.

Общие сведения

Измерения местных скоростей движения жидкости проводят при гидрологических изысканиях для определения характеристик естественных и искусственных водотоков, а также при проведении научных исследований напорных и открытых потоков.

Распределение местных скоростей в открытом потоке при турбулентном режиме движения носит сложный характер и зависит от формы поперечного сечения русла, шероховатости твердых граничных поверхностей и ее неоднородности, содержания взвешенных наносов, наличия ветра, льда и т. д. Величина и направление мгновенной местной скорости переменна во времени. Но за некоторый достаточно длительный промежуток времени среднее значение пульсирующей скорости в определенной точке пространства, занятого турбулентным потоком, стремится к постоянному значению. Это значение фиктивной продольной (по отношению к потоку) местной скорости называют осредненной местной продольной скоростью \bar{u} . Использование данного понятия позволяет перейти от неустановившегося к осредненному установившемуся движению, что дает возможность с достаточной точностью осуществлять решение многих практических задач.

Для решения задач о движении жидкости необходимо знать закон распределения осредненных местных скоростей в вертикальной и горизонтальной плоскостях поперечного сечения. Однако теоре-

тических решений для открытых турбулентных потоков со сложной формой поперечного сечения еще нет. На практике для подобных задач используют различные эмпирические формулы. Например, для широких русел закон распределения скоростей потока по вертикали выражают формулой Базена

$$u_m = u_{\text{пов}} - 24 \frac{v_B}{C} \left(\frac{h - h_m}{h} \right)^2, \quad (2.1)$$

где u_m — осредненная местная продольная скорость на глубине h_m ; $u_{\text{пов}}$ — скорость движения воды на поверхности; v_B — средняя скорость на вертикали; h — общая глубина потока; C — коэффициент Шези.

Опытные измерения местных скоростей потока на различных глубинах осуществляют специальными приборами, из которых наиболее распространенными являются гидродинамические вертушки и трубки. Для определения поверхностных скоростей потока жидкости применяют поплавки. В последнее время широкое распространение получают лазерные приборы. По данным измерений с использованием графических или аналитических методов определяется средняя скорость движения воды в створе.

Метод измерения местной скорости потока жидкости гидродинамической вертушкой основан на регистрации вращения миниатюрного лопастного колеса, помещенного в поток на определенную глубину при помощи гидрометрической штанги (рисунок 2.1). Частота вращения колеса N пропорциональна местной скорости движения жидкости u_m . Таким образом, фиксируя число оборотов колеса в единицу времени, можно определить осредненную местную скорость потока. Для этого вертушку предварительно тарируют и устанавливают функциональную зависимость $u_m = f(N)$. Вертушками можно определять скорости в пределах от 0,5 м/с до 5 м/с.

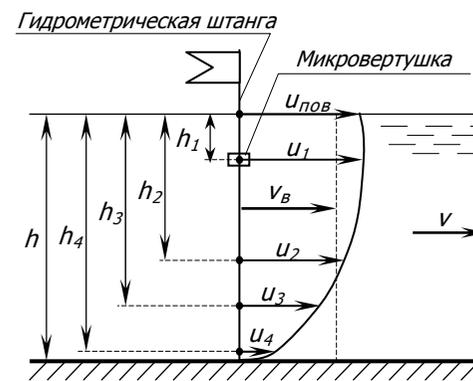


Рисунок 2.1

Для измерения местных скоростей при проведении опытов в гидравлических лабораториях широко применяются гидродинамические трубки различных конструкций.

Простейшей гидродинамической трубкой является прибор Пито. Принцип этого прибора в случае измерения в напорной трубе показан на рисунке 2.2. Правая изогнутая трубка 1, которую называют динамической, установлена в точке измерения скорости и направлена навстречу

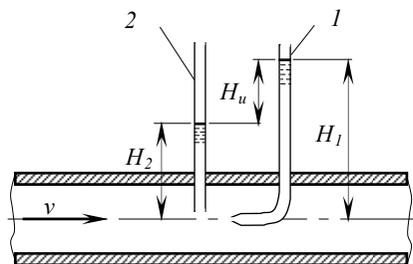


Рисунок 2.2

потoku. Жидкость поднимается в этой трубке на высоту H_1 , соответствующую полному гидродинамическому напору

$$H_1 = \frac{p}{\rho g} + \frac{u_m^2}{2g}, \quad (2.2)$$

Левая трубка 2 представляет собой обычный пьезометр и, соответственно, измеряет пьезометрический напор

$$H_2 = \frac{p}{\rho g}. \quad (2.3)$$

Определив разность показаний динамической 1 и пьезометрической 2 трубок, можно определить скоростной напор, т. е.

$$H_u = H_1 - H_2 = \frac{u_m^2}{2g}. \quad (2.4)$$

Тогда скорость в рассматриваемой точке

$$u_m \approx \sqrt{2gH_u}. \quad (2.5)$$

Для учета влияния условий обтекания и возмущений, которые вносит в поток заглубленная трубка, в формулу (2.5) вводят поправочный коэффициент $\varphi \approx 1 \dots 1,04$, определяемый экспериментальным путем (тарировкой трубки). Тогда

$$u_m = \varphi \sqrt{2gH_u}. \quad (2.6)$$

При конструировании гидродинамических трубок стремятся к тому, чтобы значение коэффициента φ приближалось к единице. В настоящее время существует ряд таких приборов (Лосиевского, Прандтля, Ребока, ЦАГИ и др.). Обычно в одном хорошо обтекаемом корпусе комбинируют обе трубки — динамическую и пьезометрическую (рисунок 2.3). Через приемное отверстие 2 в мундштуке 1 жидкость попадает

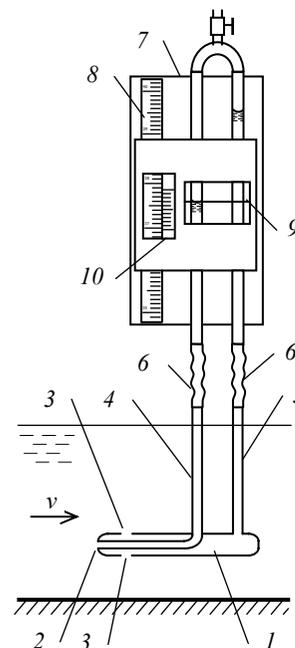


Рисунок 2.3

в динамическую трубку 4, а через отверстия 3 — в пьезометрическую 5. Трубки 4 и 5 при помощи гибких шлангов 6 соединяются с микроманометром 7, снабженным миллиметровой шкалой 8, волосяным визирем 9 и нониусом 10, что позволяет отсчитывать уровни жидкости в стеклянных трубках с точностью до 0,1 мм. Для этого волосяной визирь с помощью микрометрических винтов устанавливает в одной горизонтальной плоскости с мениском в соответствующей стеклянной трубке так, чтобы визирь и его отражение в зеркале совпадали, после чего снимают показания по нониусу.

Гидродинамические трубки применяют для измерения скоростей $u_m > 0,5$ м/с. При меньших скоростях невозможно измерить малые значения скоростного напора H_u .

За счет достаточно большой инертности гидродинамические трубки измеряют осредненную скорость.

Описанные выше гидродинамические трубки позволяют измерять только значение местной скорости. Для одновременного определения как значения, так и направления скорости, применяют гидродинамические трубки специальных конструкций, например, шаровые.

Измерение скоростей потока воды на свободной поверхности при помощи поплавков осуществляется по определенным правилам. На прямом участке русла перпендикулярно к течению разбиваются четыре створа: 1) пусковой, 2) верховой, 3) низовой и 4) средний. Расстояние между верховым и низовым створами устанавливается с таким расчетом, чтобы время прохождения поплавка между ними было не менее 20 секунд, т. е. $L_{2-3} > 20v'_{\max}$, где v'_{\max} — примерная наибольшая скорость течения в стержне потока. Расстояние между пусковым и верховым створами принимают $L_{1-2} \approx 0,2L_{2-3}$. Поплавок опускается в пусковом створе. Между пусковым и верховым створами скорость движения поплавка выравнивается со скоростью потока. Затем фиксируется время t прохождения поплавка между верховым и низовым створами. Скорость течения на поверхности определяется по формуле

$$u_{\text{пов}} = L_{2-3}/t. \quad (2.7)$$

Полученное значение $u_{\text{пов}}$ относят к среднему створу.

По результатам измерений осредненной местной продольной скорости на различных глубинах потока определяют среднюю скорость v_b на данной вертикали, что можно сделать графическим или аналитическим методами.

При графическом методе строится эпюра распределения осредненных местных продольных скоростей на вертикали (см. рисунок 2.1) и определяется ее площадь $S_{\text{эп}}$. Средняя скорость на вертикали определяется по формуле

$$v_b = S_{\text{эп}}/h, \quad (2.8)$$

где h — высота эпюры, равная глубине потока.

При аналитическом методе определения средней скорости на вертикали пользуются различными эмпирическими формулами, например,

$$v_b = 0,1 (u_{\text{пов}} + 3u_{0,2h} + 3u_{0,6h} + 2u_{0,8h} + u_{\text{дон}}), \quad (2.9)$$

где $u_{0,2h}$, $u_{0,6h}$ и $u_{0,8h}$ — осредненные местные продольные скорости на глубинах $0,2h$, $0,6h$ и $0,8h$ соответственно; $u_{\text{пов}}$ и $u_{\text{дон}}$ — скорости движения на свободной поверхности и у дна соответственно.

Из опыта известно, что в широких руслах при отношении $b/h \geq 5$ (где b — ширина русла) распределение скоростей на осевой вертикали можно считать не зависящим от влияния стенок. При этом установлено, что средняя скорость v приблизительно находится в точке, расположенной на расстоянии от дна $z_v = 0,368h$. То есть для приближенной оценки средней скорости движения воды в таком русле и определения расхода достаточно произвести одноточечное измерение местной скорости на глубине $h_v = 0,632h$.

В узких руслах и лотках влияние стенок на распределение скоростей значительно по всей ширине, причем максимум скорости, как правило, наблюдается не на поверхности открытого потока, а на некоторой глубине (см. рисунок 2.1). Поэтому для определения средней скорости необходимо произвести многоточечное измерение местных скоростей.

Описание экспериментальной установки

Работа проводится в гидравлическом лотке, описание которого приводится в работе № 1 (см. рисунок 1.3). Для измерения осредненных местных продольных скоростей на осевой вертикали используется гидродинамическая трубка ЦАГИ (Центральный аэрогидродинамический институт имени Н.Е. Жуковского) с микроанометром (см. рисунок 2.3). Для обеспечения вертикального перемещения и определения положения гидродинамическая трубка прикреплена к штанге игольчатого уровнера (см. рисунок 1.1).

Порядок выполнения работы

1. Полностью открыть затвор 14 в конце лотка 11 (см. рисунок 1.3).
2. При полностью открытой задвижке 5 с пульта управления 3 запустить погружной насос 2 , который питает бак 6 . Дождаться наполнения бака 6 , о чем будет свидетельствовать перелив избытка воды через перегородку 7 .

3. Регулировкой крана *10* установить требуемый расход воды в лотке *11*. При помощи водомерного устройства определить значение установившегося расхода $Q_{оп}$ и занести в таблицу по форме 2.1.

4. Прикрытием затвора *14* установить требуемую глубину потока в лотке *11*. Определить ширину B лотка и установившуюся в нем глубину h . Данные измерений занести в таблицу по форме 2.1.

5. Перемещением вертикальной штанги последовательно установить ось мундштука гидродинамической трубки в следующих точках потока: у дна, на глубинах $0,8h$, $0,6h$, $0,2h$ и у свободной поверхности воды, каждый раз определяя уровни H_1 и H_2 в трубках микроманометра, а также глубины h_m , на которых производились замеры местных скоростей. Данные измерений занести в таблицу по форме 2.2.

При проведении опыта ось мундштука гидродинамической трубки должна быть параллельна стенкам и дну лотка. Недопустимо попадание в гидродинамическую трубку воздуха, поэтому при измерении поверхностной скорости необходимо следить за тем, чтобы мундштук гидродинамической трубки был полностью покрыт водой.

6. После завершения опытов закрыть кран *10* на подающем трубопроводе *9* и выключить погружной насос *2* (см. рисунок 1.3).

Обработка экспериментальных данных

1. По измеренным значениям ширины лотка B и глубины заполнения h определить площадь живого сечения потока S , после чего из формулы (1.2) вычислить среднюю скорость v движения воды в лотке. Данные расчетов занести в таблицу по форме 2.1.

2. Определить разности показаний H_u динамической и пьезометрической трубок микроманометра, а затем по формуле (2.6) вычислить осредненные местные продольные скорости u_m в соответствующих точках потока. Коэффициент ϕ гидродинамической трубки ЦАГИ принимается равным единице. Данные расчетов занести в таблицу по форме 2.2.

3. По найденным значениям осредненных местных скоростей u_m на миллиметровой бумаге построить эпюру распределения скоростей на вертикали, определить площадь эпюры $S_{эп}$ и глубину h_v , на которой осредненная местная продольная скорость равна средней скорости v движения воды в лотке. Значение $S_{эп}$ и h_v занести в таблицу по форме 2.2. При построении эпюры рекомендуется

придерживаться следующих масштабов: для глубин 1:1; для скоростей 1:10 (т. е. в 1 см — 10 см/с).

4. Определить и занести в таблицу по форме 2.2 среднюю скорость на вертикали v_v графическим и аналитическим методами. Графическим методом v_v определяется по найденной площади эпюры $S_{эп}$ с использованием формулы (2.8). Аналитическим методом v_v рассчитывается по формуле (2.9).

5. Проанализировать полученные значения средней скорости v движения воды в лотке и средней скорости на осевой вертикали v_v . Сделать вывод о результатах анализа.

Форма 2.1

| Измерение расхода мерным водосливом _____ (тип водослива) | | | | B | h | S | v |
|---|----------------|------------|----------|-----|-----|-----------------|------|
| $\nabla_{p.1}$ | $\nabla_{p.2}$ | ΔH | $Q_{оп}$ | | | | |
| мм | мм | мм | л/с | см | см | см ² | см/с |
| | | | | | | | |

Форма 2.2

| № точки | Место измерения | h_m | Отсчет по микроманометру | | H_u | u_m | $S_{эп}$ | h_v | Средняя скорость на вертикали v_v | |
|---------|-----------------|-------|--------------------------|-------|-------|-------|----------|-------|-------------------------------------|----------|
| | | | H_1 | H_2 | | | | | по (2.8) | по (2.9) |
| | | | мм | мм | | | | | мм | см/с |
| 1 | У дна | | | | | | | | | |
| 2 | $0,8h$ | | | | | | | | | |
| 3 | $0,6h$ | | | | | | | | | |
| 4 | $0,2h$ | | | | | | | | | |
| 5 | У пов-ти | | | | | | | | | |

3. ПРАКТИЧЕСКАЯ РАБОТА

«Расчет и построение поперечного профиля канала для пропуска воды»

Цель работы

1. На практике усвоить основные понятия и теоретические сведения.
2. Овладеть навыками расчета каналов для транспортировки воды.
3. Построить поперечный профиль канала и сопоставить с гидравлически наивыгоднейшим сечением.

Общие сведения

Каналом называется искусственное русло (водовод) с безнапорным движением воды, обычно устраиваемое в грунте.

По назначению каналы подразделяются на судоходные, оросительные, осушительные, обводнительные, водопроводные, канализационные, энергетические, комбинированные (комплексные) и др.

По форме поперечного сечения каналы подразделяют на следующие типы (рисунок 3.1): а) трапецеидальные; б) прямоугольные; в) треугольные; г) параболические; д) круговые (сегментные); е) полигональные и др.

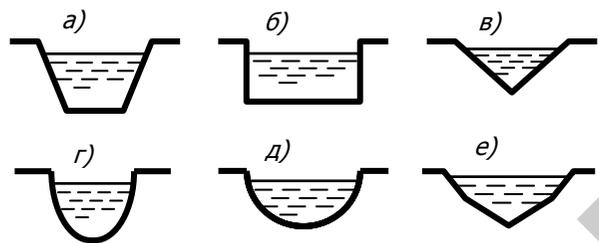


Рисунок 3.1

Наибольшее распространение в практике гидротехнического и мелиоративного строительства получили трапецеидальные каналы (рисунок 3.1, а). Такая форма позволяет обеспечить устойчивость откосов без специального крепления, а для сооружения канала требуется минимум капитальных затрат.

Основные геометрические характеристики трапецеидального канала следующие (рисунок 3.2): b , b' и B — ширина по дну, по верху

и по свободной поверхности воды соответственно; h — глубина заполнения водой; h' — общая глубина; h'' — превышение отметки бермы над отметкой уровня воды; a — заложение откоса; φ — угол наклона откоса; m — коэффициент заложения откоса.

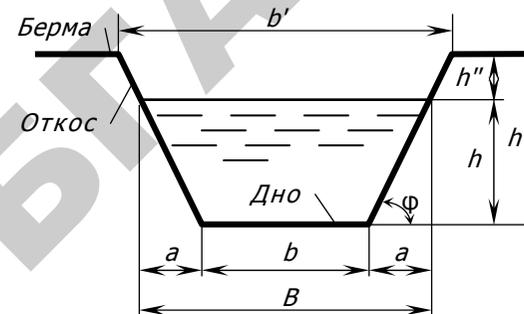


Рисунок 3.2

Коэффициент заложения откоса $m = a/h = \text{ctg } \varphi$ выбирается в зависимости от прочности грунта, в котором проложен канал, а также от наличия и вида крепления откоса. Например, для необлицованного канала, проложенного в супесях или плотных песках, $m = 1,5 \dots 2$. Если откосы облицованы бетонными плитами, то $m = 1 \dots 1,5$.

Основные морфометрические характеристики трапецеидального канала определяются по следующим формулам:

- площадь живого сечения потока воды

$$S = h(b + m h); \quad (3.1)$$

- смоченный периметр

$$\chi = b + 2 h \sqrt{1 + m^2}; \quad (3.2)$$

- гидравлический радиус

$$R = \frac{S}{\chi} = \frac{h(b + m h)}{b + 2 h \sqrt{1 + m^2}}. \quad (3.3)$$

При расчете каналов используют понятие **нормальной глубины** h_0 — глубины заполнения канала, которая при заданных расходе Q и уклоне дна i устанавливается в условиях равномерного движения воды.

Равномерное движение воды в канале получается только в цилиндрическом русле (т. е. русле с неизменным поперечным сечением по длине) с прямым уклоном дна ($i > 0$) и при условии, что это русло достаточно длинное и не имеет каких-либо устройств, нарушающих равномерный режим (водосливов, перепадов, быстротоков, мостовых опор и т. п.).

Для расчетов каналов при равномерном режиме движения используют формулу Шези

$$v = C \sqrt{Ri} = W \sqrt{i}. \quad (3.4)$$

или с учетом уравнения неразрывности

$$Q = S C \sqrt{Ri} = K \sqrt{i}. \quad (3.5)$$

где v — средняя скорость; Q — расход воды; C — коэффициент Шези (имеет размерность $\text{м}^{0,5}/\text{с}$); $i = i_0 = I = \sin \theta$ — продольный уклон дна канала; i_0 — продольный уклон свободной поверхности; I — гидравлический уклон; θ — угол между продольной линией дна канала и горизонтальной плоскостью; W — модуль скорости; K — модуль расхода.

Для определения коэффициента Шези C используются специальные таблицы, графики или эмпирические формулы различных авторов. Одна из них — формула Н.Н. Павловского

$$C = \frac{1}{n} R^y. \quad (3.6)$$

где n — коэффициент шероховатости, зависящий от состояния стенок и дна русла, числовые значения которого приводятся в справочной литературе (см. приложение П.1).

В формуле (3.6) показатель степени y является функцией гидравлического радиуса R и коэффициента шероховатости n и определяется по полной формуле Н.Н. Павловского

$$y = 2,5 \sqrt{n} - 0,13 - 0,75 \sqrt{R} (\sqrt{n} - 0,1). \quad (3.7)$$

Для приближенного вычисления y можно использовать формулы

$$\left. \begin{aligned} y &\cong 1,5 \sqrt{n} \quad \text{при } R < 1,0 \text{ м;} \\ y &\cong 1,3 \sqrt{n} \quad \text{при } R > 1,0 \text{ м.} \end{aligned} \right\} \quad (3.7')$$

Основные задачи гидравлического расчета каналов следующие: 1) определение расхода воды Q в канале; 2) определение необходимого продольного уклона дна канала i ; 3) определение размеров канала — ширины канала b и (или) глубины h_0 .

Первые две задачи решаются прямым вычислением из формулы (3.5). При этом все параметры, кроме искомого, известны или заданы условиями проектирования. Для трапециевидных каналов должны быть заданы i , b , h_0 , m и n в первой задаче (или заданы Q , b , h_0 , m и n во второй). Коэффициент заложения откосов m и коэффициент шероховатости n устанавливаются на основании конструктивных, строительных и геологических условий.

Для решения третьего типа задач, когда неизвестны b или h_0 , также используется формула (3.5). Однако, поскольку площадь живого сечения S , гидравлический радиус R и коэффициент Шези C зависят от искомой величины — ширины канала b или глубины h_0 , то уравнение получается довольно сложным. Для упрощения техники решения таких задач применяются специальные методы, один из которых — графоаналитический. Суть метода состоит в следующем: для нахождения искомого $b_{\text{иск}}$ задаются рядом произвольных значений b и строят кривую $Q=f(b)$ (рисунок 3.3, а), после чего по заданному значению расхода $Q_{\text{зад}}$ определяется искомая ширина $b_{\text{иск}}$.

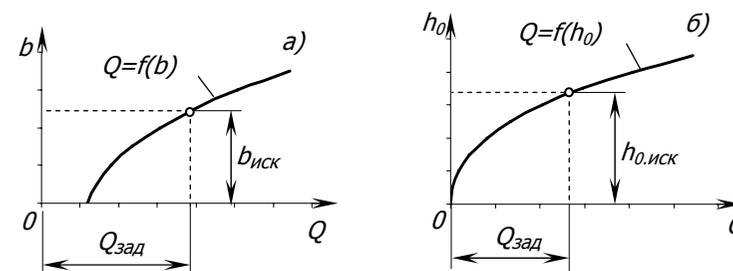


Рисунок 3.3

Аналогично, для нахождения искомого $h_{0,иск}$ задаются рядом произвольных значений h_0 , строят кривую $Q=f(h_0)$ (рисунок 3.3, б) и по заданному значению $Q_{зад}$ определяют искомую глубину $h_{0,иск}$.

Для решения третьего типа задач в случае, если неизвестны как b , так и h_0 , необходимо задать дополнительное соотношение, например, отношение $\beta = b/h_0$. Таким способом решаются задачи по определению гидравлически наивыгоднейшего профиля канала.

Гидравлически наивыгоднейшим профилем называется поперечное сечение канала, у которого при заданных площади живого сечения S , уклоне i и шероховатости n наблюдается наибольшая пропускная способность.

Из анализа формулы (3.5) следует, что при постоянных S , i и n расход Q тем больше, чем больше гидравлический радиус R . Как видно из формулы (3.6), коэффициент C также увеличивается с возрастанием R . Но $R=S/\chi$, следовательно, при постоянном значении S гидравлический радиус R будет наибольшим при минимальном смоченном периметре χ . В связи с этим использование канала гидравлически наивыгоднейшего профиля может обеспечить минимальные потери воды на фильтрацию.

Для трапецеидального гидравлически наивыгоднейшего профиля отношение размеров определяют по следующим формулам:

$$\beta = b/h_0 = 2 \left(\sqrt{1+m^2} - m \right); \quad (3.8)$$

$$R = h_0/2. \quad (3.9)$$

Малые каналы (осушительные, оросительные и т. п.) обычно проектируют с гидравлически наивыгоднейшим профилем или близким к нему. При проектировании же крупных каналов (например, судоходных), как правило, отступают от указанного условия в пользу экономически наивыгоднейшего профиля. Это связано с тем, что канал с гидравлически наивыгоднейшим профилем получается относительно глубоким. Например, при ширине канала по свободной поверхности воды $B=100$ м и коэффициенте заложения откосов $m=2$ глубина его наполнения получается чрезмерно большой — $h_0 \approx 22,4$ м. Такие глубокие каналы затруднительно откапывать в грунте и эксплуатировать. В связи с этим при проектировании поперечного профиля крупного

канала задаются глубиной h_0 , которая назначается в зависимости от технических, строительных, геологических и прочих условий, после чего определяют ширину канала b .

При проектировании канала следует учитывать, что для обеспечения высокой надежности средняя скорость $v=Q/S$ должна быть в пределах $v_{мин} \leq v \leq v_{макс}$, где $v_{мин}$ — минимальная незаилающая скорость; $v_{макс}$ — максимальная неразмывающая скорость. Если $v < v_{мин}$ то русло канала будет заиливаться оседающими в нем наносами, которые несет поток. Если же $v > v_{макс}$, то возможен размыв и постепенное разрушение русла канала.

Существует ряд эмпирических формул для подсчета максимальной неразмывающей скорости $v_{макс}$, при которой не разрушаются дно и откосы канала. В ориентировочных расчетах можно пользоваться опытными данными, приведенными в таблице 3.1.

Таблица 3.1. Значения максимальных неразмывающих скоростей для различных грунтов и облицовок

| Род грунта или облицовки | $v_{макс}$, м/с | Род грунта или облицовки | $v_{макс}$, м/с |
|--|------------------|--|------------------|
| Илистый грунт, разложившийся торф..... | 0,25–0,5 | Малоразложившийся сфагновый торф..... | 1,2–1,5 |
| Супесь слабая, пылеватый песок, легкие суглинки, глины мягкие, средний лесс..... | 0,7–0,8 | Глины..... | 1,2–1,8 |
| Малоразложившийся осокково-гипновый торф..... | 0,7–1,0 | Одерновка..... | 0,8–1,0 |
| Суглинки средние и плотные, плотный лесс.... | 1,0–1,2 | Бульжная мостовая..... | 1,5–3,5 |
| | | Бетонная и железобетонная облицовка..... | 5,0–10 |
| | | Деревянный лоток..... | 6,5 |

Величина минимальной незаилающей скорости $v_{мин}$ зависит от массы взвешенных наносов, их гранулометрического состава и шероховатости поверхности русла. Для ориентировочного расчета минимальной незаилающей скорости используют формулу

$$v_{мин} = 0,5 \sqrt{R}. \quad (3.10)$$

При любых условиях минимальную скорость, при которой не происходит заиление канала, принимают равной не менее 0,6 м/с.

Иногда при проектировании канала не удается выдержать условия $v \geq v_{мин}$. В этом случае при эксплуатации канал необходимо периодически очищать от отложившихся в нем наносов. Что касается условия $v \leq v_{макс}$, то оно всегда должно соблюдаться во избежание разрушения канала.

Задание на выполнение работы

1. Найти глубину заполнения h_0 и построить поперечный профиль канала трапецеидального поперечного сечения для транспортировки воды с равномерным движением при следующих заданных параметрах (см. таблицы 3.2 и 3.3): расход воды Q , уклон дна i , ширина по дну b , превышение отметки бермы над отметкой уровня воды h'' , коэффициент заложения откосов m и категория канала по роду поверхностей. Определить среднюю скорость v движения воды в канале, проверить соблюдение условия $v_{\min} \leq v \leq v_{\max}$ и сделать выводы о перспективах сооружения и эксплуатации данного канала.

Таблица 3.2. Выбор индивидуальных данных

| Последняя цифра шифра | Q , м ³ /с | i | b , м | h'' , м |
|-----------------------|-------------------------|--------|---------|-----------|
| 0 | 25 | 0,0001 | 5,0 | 0,6 |
| 1 | 30 | 0,0002 | 6,0 | 0,7 |
| 2 | 35 | 0,0003 | 7,0 | 0,8 |
| 3 | 40 | 0,0004 | 8,0 | 0,9 |
| 4 | 50 | 0,0005 | 9,0 | 1,0 |
| 5 | 40 | 0,0006 | 7,5 | 0,9 |
| 6 | 35 | 0,0008 | 6,5 | 0,8 |
| 7 | 30 | 0,001 | 5,5 | 0,7 |
| 8 | 25 | 0,0015 | 4,0 | 0,6 |
| 9 | 20 | 0,002 | 3,0 | 0,5 |

Таблица 3.3. Выбор индивидуальных данных

| Предпоследняя цифра шифра | m | Род грунта или вид облицовки | Категория по роду поверхностей |
|---------------------------|------|------------------------------|--------------------------------|
| 0 | 2,0 | Плотная глина | XI |
| 1 | 1,5 | Бульжная мостовая | X |
| 2 | 2,0 | Средний лесс | X |
| 3 | 2,25 | Плотный суглинок | XII |
| 4 | 1,5 | Бетонные плиты | IX |
| 5 | 1,5 | Плотный лесс | IX |
| 6 | 2,0 | Средние суглинки | XII |
| 7 | 2,25 | Средний лесс | XI |
| 8 | 2,0 | Одерновка | XII |
| 9 | 2,5 | Средние суглинки | XI |

2. Найти ширину по дну b и глубину заполнения h_0 канала с гидравлически наиболее выгодным сечением для пропуска того же расхода воды при тех же прочих параметрах. Построить поперечный профиль канала, проверить соблюдение условия $v_{\min} \leq v \leq v_{\max}$ и сопоставить результаты с полученными ранее.

3. Определить на сколько процентов изменится расход воды в запроектированном канале, если в результате плохих условий эксплуатации шероховатость поверхностей канала повысится до уровня XIV категории.

Порядок выполнения работы

1. Из таблиц 3.2 и 3.3 выписать индивидуальные данные для решения задачи.

2. Задавая ряд произвольных значений h_0 , вычислить соответствующие значения расхода Q по формуле (3.5). Вычисленные значения расхода должны охватывать интервал $Q_1 < Q_{\text{зад}} < Q_k$, причем число точек $k \geq 6$. Расчеты сводятся в таблицу по форме 3.1.

Форма 3.1

| № п/п | h_0 , м | S , м ² (3.1) | χ , м (3.2) | R , м (3.3) | y , (3.7') | C , м ^{0,5} /с (3.6) | Q , м ³ /с (3.5) |
|--------|-----------|-------------------------------|---------------------|------------------|-----------------|------------------------------------|----------------------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 1. | | | | | | | |
| 2. | | | | | | | |
| 3. | | | | | | | |
| ... | | | | | | | |
| Ответ: | | | | | | | |

3. По данным 2-го и 8-го столбцов таблицы построить график зависимости $Q=f(h_0)$ (см. рисунок 3.3, б). Используя график определить искомую глубину заполнения канала $h_{0,\text{иск}}$. Для этого отметить на оси абсцисс заданное значение расхода $Q_{\text{зад}}$, откуда провести вертикаль до пересечения с кривой $Q=f(h_0)$, после чего из точки пересечения провести горизонталь до пересечения с осью ординат, что и будет соответствовать $h_{0,\text{иск}}$.

4. Выполнить проверку, подставив полученное значение $h_{0,\text{иск}}$ в формулу (3.5) и сопоставив расчетное значение Q_p с заданным $Q_{\text{зад}}$. Если относительная погрешность не превышает 1 %, то качество выполненных расчетов и построений удовлетворительное. Все вычисленные значения занести в соответствующие ячейки последней строки таблицы по форме 3.1.

5. Зная геометрические параметры $h_{0.иск}$, h'' , b , m , определить значения h' , B , b' и построить в масштабе поперечный профиль канала (см. рисунок 3.2) с указанием линейных размеров.

6. Из уравнения неразрывности определить среднюю скорость v движения воды в запроектированном канале и проверить соблюдение условия $v_{min} \leq v \leq v_{max}$. Сделать вывод о перспективе сооружения и эксплуатации канала.

7. Определить на сколько процентов изменится заданный расход воды $Q_{зад}$ в запроектированном канале, если в результате плохих условий эксплуатации шероховатость поверхностей канала повысится до уровня XIV категории (см. приложение П.1). Новый расход Q' рассчитывается по формуле (3.5) с учетом того, что шероховатость n и, следовательно, коэффициент Шези C изменятся. Уменьшение расхода в процентах вычисляется по формуле

$$\frac{Q_{зад} - Q'}{Q_{зад}} \cdot 100\%.$$

8. Рассчитать гидравлически наивыгоднейший профиль канала для пропуска того же расхода воды. Расчет ведется по аналогичной методике (пункты 2-4) с той разницей, что ширина канала $b_{г.н}$ неизвестна, а задается формулой (3.8), т. е.

$$b_{г.н} = \beta h_{0.г.н} = 2 h_{0.г.н} \left(\sqrt{1 + m^2} - m \right). \quad (3.8')$$

Расчеты сводятся в таблицу по форме 3.2. График зависимости $Q = f(h_{0.г.н})$ строится по данным 2-го и 8-го столбцов. Все построения сделать на графике, полученном ранее в пункте 3.

Форма 3.2

| № п/п | $h_{0.г.н}$, м | $b_{г.н}$, м (3.8') | $S_{г.н}$, м ² (3.1) | $\chi_{г.н}$, м (3.2) | $R_{г.н}$, м (3.3) | C , м ^{0,5} /с (3.6) | Q , м ³ /с (3.5) |
|--------|-----------------|-------------------------|-------------------------------------|---------------------------|------------------------|------------------------------------|----------------------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 1. | | | | | | | |
| 2. | | | | | | | |
| 3. | | | | | | | |
| ... | | | | | | | |
| Ответ: | | | | | | | |

9. Зная геометрические параметры $h_{0.г.н}$, $b_{г.н}$, h'' , m , определить значения $h'_{г.н}$, $B_{г.н}$, $b'_{г.н}$ и построить в масштабе поперечный профиль канала гидравлически наивыгоднейшего сечения, который совместить с ранее построенным профилем, но выполнить другим цветом.

10. Определить среднюю скорость v движения воды в канале гидравлически наивыгоднейшего профиля и проверить соблюдение условия $v_{min} \leq v \leq v_{max}$.

4.ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА «Опытное определение коэффициента шероховатости стенок и дна короткого канала»

Цель работы

1. Овладение навыками опытного определения коэффициента шероховатости n стенок и дна канала.
2. Сопоставление опытных значений n со справочными данными.

Общие сведения

Коротким каналом (или лотком) называется гидротехническое сооружение, предназначенное для перевода потока из верхнего бьефа в нижний. Такие сооружения применяются в качестве лесосплавных лотков, рыбоходов и т. п.

Так как уклон дна короткого канала $i < i_{кр}$, то при сопряжении потоков не возникает гидравлический прыжок.

Свободная поверхность воды во входном сечении канала имеет вид кривой спада, а в выходном сечении — кривой подпора. В пределах этих кривых движение потока является **неравномерным**, т. е. средняя скорость v , глубина h и уклон i_0 свободной поверхности воды изменяются вдоль по течению. Кроме того, уклон дна i , уклон свободной поверхности i_0 и гидравлический уклон I не равны между собой. В средней части канала, где свободная поверхность примерно параллельна дну канала, движение воды можно считать равномерным.

Задачи по определению коэффициента шероховатости n решаются с использованием формулы (3.5) по зависимости

$$C = \frac{Q}{S \sqrt{R i}}, \quad (4.1)$$

или с учетом (3.6)

$$n = \frac{R^y}{C} = \frac{S R^y \sqrt{R i}}{Q}. \quad (4.2)$$

Определение коэффициента шероховатости n , как правило, осуществляется путем проведения натуральных экспериментов, в ходе ко-

торых устанавливаются входящие в (4.1) и (4.2) параметры Q , i , S , χ и R . Измерение глубины воды h для определения S , χ и R производят в створе с равномерным (или близким к равномерному) режимом движения. В связи с малым уклоном i дна каналов измерение глубины воды h производят по вертикали. При этом условно считают, что живые сечения потока вертикальны, а не перпендикулярны дну.

Описание экспериментальной установки

Работа проводится в гидравлическом лотке, описание которого приводится в работе № 1 (см. рисунок 1.3). В горизонтальном лотке устанавливается модель короткого цилиндрического канала (рисунок 4.1) с прямым уклоном дна ($0 < i < i_{кр}$) и прямоугольным поперечным сечением.

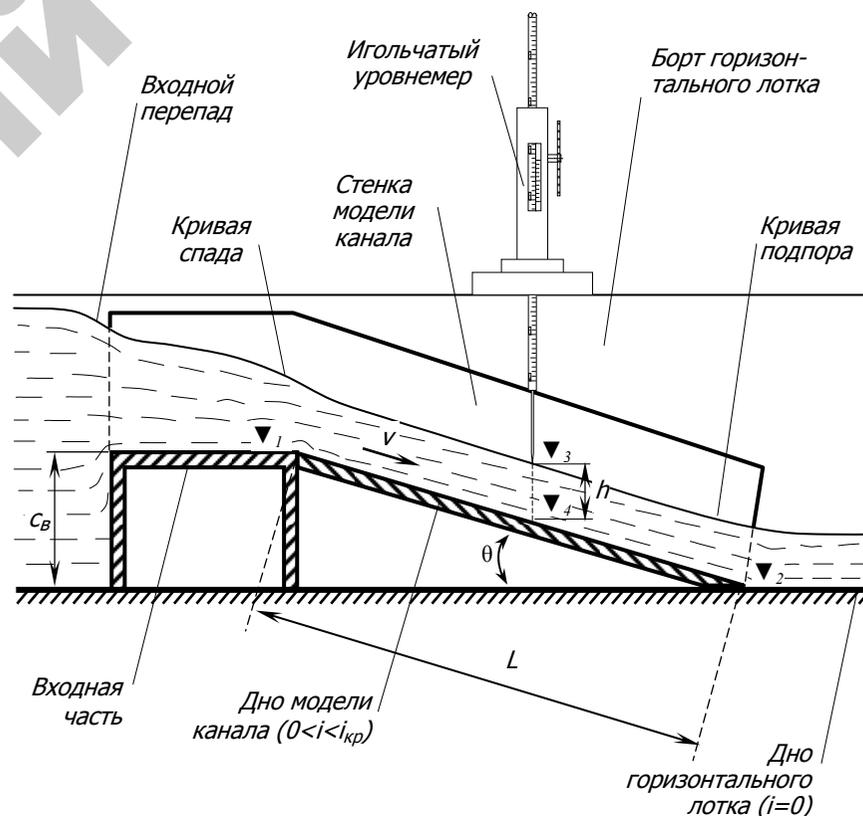


Рисунок 4.1

Стенки и дно модели канала покрыты смесью битумной мастики и кварцевого песка (фракция 0,8–1 мм), что обеспечивает равномерно распределенную искусственную шероховатость. Модель устанавливается так, чтобы угол θ между дном модели канала и дном горизонтального лотка не превышал 5° . Глубина h потока воды в канале определяется при помощи игольчатого уровнера.

Порядок выполнения работы

1. Измерить длину L и ширину b модели короткого канала, отметки дна канала во входном ∇_1 и выходном ∇_2 створках (см. рисунок 4.1). Данные измерений занести в таблицу по форме 4.1.

2. Полностью открыть затвор 14 в конце лотка 11 (см. рисунок 1.3), включить погружной насос 2 , питающий напорный бак 6 , после заполнения которого открыть кран 10 на подающем трубопроводе 9 и установить некоторый расход воды Q в лотке 11 . При помощи водомерного узла определить значение установившегося расхода Q и занести в таблицу по форме 4.2.

3. Определить отметки свободной поверхности воды ∇_3 и дна ∇_4 в выбранном створе. Створ выбирается в средней части канала (см. рисунок 4.1), где свободная поверхность воды примерно параллельна дну канала и движение воды можно считать равномерным. Результаты заносятся в таблицу по форме 4.2.

4. При помощи крана 10 на подающем трубопроводе 9 (см. рисунок 1.3) изменить расход воды в лотке и повторить измерения в соответствии с пунктами 2 и 3. Опыты проводятся 3-4 раза при разных расходах воды.

5. После завершения опытов закрыть кран 10 на подающем трубопроводе 9 и выключить погружной насос 2 (см. рисунок 1.3).

Обработка экспериментальных данных

1. По разности отметок ∇_1 и ∇_2 определить высоту c_B превышения входного створа канала над выходным, после чего, зная длину L , определить уклон дна канала по формуле $i = \sin \theta = c_B/L$.

Результаты расчетов заносятся в таблицу по форме 4.1.

2. В соответствии со справочными рекомендациями (см. приложение П.1) по роду поверхностей определить и занести в таблицу по форме 4.1 коэффициент шероховатости $n_{оп.сп}$ дна и стенок канала.

3. По разности отметок ∇_3 и ∇_4 определить глубину потока h в канале, после чего определить гидравлические элементы живого

сечения — площадь S , смоченный периметр χ и гидравлический радиус $R = S/\chi$. Вычисления произвести для каждого опыта и результаты занести в таблицу по форме 4.2.

4. По значениям расхода Q , уклону дна i и гидравлическим элементам живого сечения потока S и R , используя зависимость (4.1), определить опытное значение коэффициента Шези $C_{оп}$. Далее, используя формулы (3.7') и (4.2), методом итераций вычислить опытное значение коэффициента шероховатости $n_{оп}$ стенок и дна модели канала. Вычисления произвести для каждого опыта и результаты занести в таблицу по форме 4.2.

5. Определить и занести в таблицу по форме 4.2 среднее арифметическое значение опытного коэффициента шероховатости $n_{оп.сп}$.

6. Сопоставить среднее арифметическое значение опытного коэффициента шероховатости $n_{оп.сп}$ со справочным значением $n_{спр}$. Сделать вывод по результатам сопоставления.

Форма 4.1

| L | b | ∇_1 | ∇_2 | c_B | i | $n_{спр}$ |
|-----|-----|------------|------------|-------|-----|-----------|
| см | см | см | см | см | | |
| | | | | | | |

Форма 4.2

| № опыта | Q | ∇_3 | ∇_4 | h | S | χ | R | $C_{оп}$ | $n_{оп}$ |
|-------------|-----|------------|------------|-----|-----------------|--------|-----|---------------------|----------|
| | л/с | см | см | см | см ² | см | см | м ^{0,5} /с | |
| 1. | | | | | | | | | |
| 2. | | | | | | | | | |
| 3. | | | | | | | | | |
| 4. | | | | | | | | | |
| $n_{оп.сп}$ | | | | | | | | | |

5. ПРАКТИЧЕСКАЯ РАБОТА «Определение типа и параметров

гидравлического прыжка при сопряжении бьефов в канале»

Цель работы

1. На практике усвоить основные понятия и теоретические сведения.
2. Овладеть навыками расчета прыжкового сопряжения бьефов.
3. Рассчитать и построить схему прыжкового сопряжения бьефов.

Общие сведения

Сопряжение бьефов — совокупность технических мероприятий, связанных с переводом потока воды из верхнего бьефа в нижний.

При рассмотрении неравномерных потоков в случае сопряжения бьефов используют понятия критический уклон, критическая глубина, гидравлический прыжок, сопряженные глубины, спокойный и бурный потоки, кривые спада и подпора и т. д.

Критическим уклоном $i_{кр}$ называют такой уклон русла, при котором глубина потока при равномерном движении равна критической $h_{кр}$. Для определения критического уклона используют формулу

$$i_{кр} = \frac{S_{кр} g}{\alpha C_{кр}^2 R_{кр} b} = \frac{\chi_{кр} g}{\alpha C_{кр}^2 b}, \quad (5.1)$$

где $S_{кр}$, $R_{кр}$, $\chi_{кр}$ и $C_{кр}$ — соответственно площадь живого сечения, гидравлический радиус, смоченный периметр и коэффициент Шези при критической глубине потока $h_{кр}$; b — ширина русла; α — коэффициент Кориолиса.

Критической глубиной $h_{кр}$ называется глубина, при которой полная энергия потока минимальна. Для прямоугольного русла и заданного расхода Q критическая глубина определяется по формуле

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\alpha q^2 / g}, \quad (5.2)$$

где $q = Q/b$ — удельный расход.

Понятие критической глубины $h_{кр}$ позволяет делить потоки на две группы. Потоки с глубинами больше критической называют **спокойными**, а с глубинами меньше критической — **бурными**.

Бурный поток возникает в русле с уклоном дна $i > i_{кр}$, а также за перегородаживающими сооружениями — затворами, водосливными плотинами и т. п.

При сопряжении бьефов переход потока воды из бурного состояния в спокойное всегда происходит в виде гидравлического прыжка (рисунок 5.1).

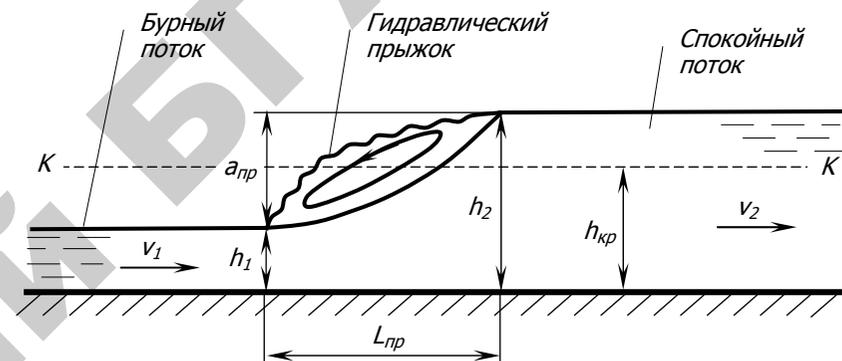


Рисунок 5.1 — Совершенный гидравлический прыжок

Для иллюстрации явления гидравлического прыжка рассмотрим графическое изображение функции полной удельной энергии сечения применительно к руслу с нулевым уклоном дна (рисунок 5.2).

Полная удельная энергия E сечения открытого потока при заданном расходе Q является функцией только глубины h , т. е.

$$E = h + \frac{\alpha v^2}{2g} = h + \frac{\alpha Q^2}{2g S^2} = E(h), \quad (5.3)$$

где S — площадь живого сечения потока (для прямоугольного русла $S = hb$).

Перед гидравлическим прыжком состояние потока бурное, чему соответствует нижняя ветвь кривой $E = f(h)$. Спокойное состояние потока характеризуется верхней ветвью этой кривой. Потери полной удельной энергии $h_{тр}$ в гидравлическом прыжке обозначены $\Delta E_{пр}$. Если предположить, что возможен переход потока от бурного

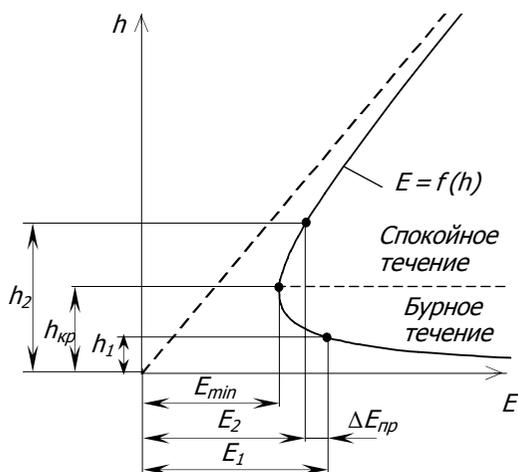


Рисунок 5.2

состояния к спокойному без гидравлического прыжка, то вначале при изменении глубины от h_1 до $h_{кр}$ согласно кривой $E(h)$ полная удельная энергия сечения уменьшается от E_1 до E_{min} , что естественно и не противоречит физическому смыслу. Однако далее при увеличении глубины от $h_{кр}$ до h_2 полная удельная энергия сечения должна увеличиваться от E_{min} до E_2 , что физически невозможно, т. к. энергия при движении

жидкости всегда расходуется. Следовательно, плавный переход от глубины h_1 к глубине h_2 невозможен и единственно возможной формой перехода потока от бурного состояния в спокойное является гидравлический прыжок.

Таким образом, **гидравлическим прыжком** называют явление, при котором на сравнительно небольшой длине происходит увеличение глубины потока с переходом ее через критическое значение (см. рисунок 5.1). При этом поток переходит из бурного состояния в спокойное.

Основными параметрами гидравлического прыжка являются (см. рисунок 5.1): сопряженные глубины h_1 и h_2 , длина $L_{пр}$ и высота $a_{пр}$ прыжка, а также потери полной удельной энергии $h_{тр}$ в прыжке.

Основное теоретическое уравнение гидравлического прыжка в прямоугольном цилиндрическом русле, устанавливающее взаимосвязь между сопряженными глубинами h_1 и h_2 , имеет вид

$$h_1 = \frac{h_2}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{кр}}{h_2} \right)^3} - 1 \right]. \quad (5.4)$$

В случае прямоугольного русла одну из **сопряженных глубин** можно определить непосредственно по основному уравнению прыжка (5.4) при заданной другой глубине. Для других исследованных случаев одну из сопряженных глубин можно определять по графикам прыжковой функции, приводимым в справочной литературе.

Длина прыжка $L_{пр}$ представляет собой расстояние между сопряженными глубинами h_1 и h_2 (см. рисунок 5.1). В пределах прыжка поток имеет наибольшую размывающую способность, что объясняется значительными донными скоростями и интенсивной турбулентностью, которая постепенно снижается на послепрыжковом участке, где происходит выравнивание деформированной эпюры осредненных скоростей до нормального вида, соответствующего равномерному движению.

В инженерной практике для расчета длины $L_{пр}$ совершенного гидравлического прыжка используют эмпирические формулы различных авторов:

1. Формула Павловского

$$L_{пр} = 2,5 (1,9 h_2 - h_1). \quad (5.5)$$

2. Формула Чертоусова

$$L_{пр} = 10,3 h_1 \left(\sqrt{Fr_1} - 1 \right)^{0,81}. \quad (5.6)$$

3. Формула Пикалова

$$L_{пр} = 4 h_1 \sqrt{1 + 2 Fr_1}. \quad (5.7)$$

где Fr_1 — критерий Фруда для сечения перед прыжком.

В проектной практике также применяют следующие формулы:

4. Формула Бахметева-Мацке

$$L_{пр} = 5 (h_2 - h_1). \quad (5.8)$$

5. Формула Сафранца

$$L_{пр} = 4,5 h_2. \quad (5.9)$$

Высота прыжка $a_{\text{пр}}$ определяется как разность сопряженных глубин

$$a_{\text{пр}} = h_2 - h_1. \quad (5.10)$$

Потери полной удельной энергии $h_{\text{тр}}$ в гидравлическом прыжке при уклоне дна $i=0$ равны

$$h_{\text{тр}} = E_1 - E_2. \quad (5.11)$$

Теоретическое значение потери полной удельной энергии $h_{\text{тр.т}}$ вычисляются по формуле, полученной путем решения уравнения Бернулли

$$h_{\text{тр.т}} = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 h_1 h_2} = \frac{a_{\text{пр}}^3}{4 h_1 h_2}. \quad (5.12)$$

В зависимости от условий, в которых происходит гидравлический прыжок, различают следующие основные его виды: совершенный (донный), поверхностный, подпертый и волнистый (прыжок-волна).

Совершенный (донный) гидравлический прыжок (см. рисунок 5.1) имеет явно выраженный поверхностный валец, а транзитная часть потока примыкает ко дну. Такой вид прыжка наблюдается при отсутствии вертикальных препятствий и уступов поперек русла, а также при соблюдении следующих условий:

$$\left. \begin{aligned} h_2 &> 1,3 h_{\text{кр}}; \\ h_2 &\geq 2 h_1; \\ Fr_1 &> 3. \end{aligned} \right\} \quad (5.13)$$

Критерий Фруда Fr_1 для сечения перед прыжком определяют по формуле

$$Fr_1 = \frac{\alpha v_1^2}{g h_1} = \left(\frac{h_{\text{кр}}}{h_1} \right)^3, \quad (5.14)$$

где v_1 — средняя скорость потока в сечении перед прыжком.

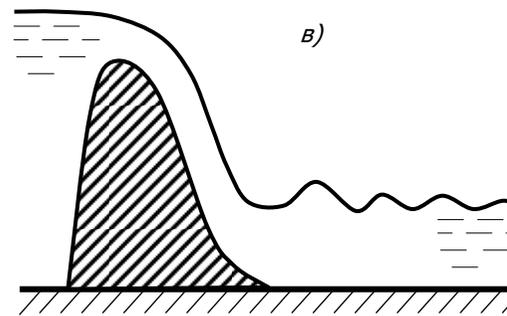
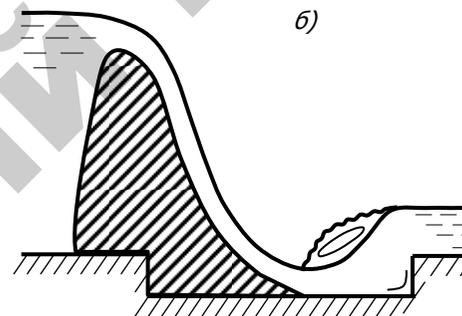
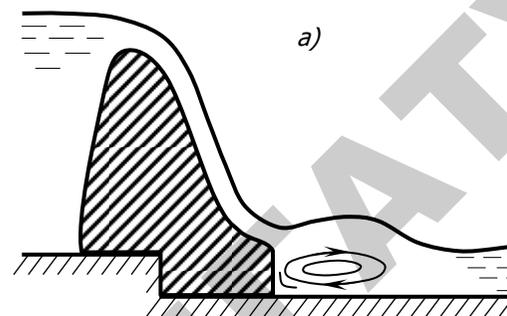


Рисунок 5.3

Поверхностный гидравлический прыжок имеет валец в придонной части, а транзитная струя располагается на поверхности или вблизи нее. Такой режим наблюдается, например, за сооружениями с низовым вертикальным уступом (рисунок 5.3, а).

Подпертый гидравлический прыжок, также как и совершенный, имеет явно выраженный поверхностный валец, но он подпирается с низовой стороны водобойной стенкой или колодезом (рисунок 5.3, б). При этом прыжок не может свободно развиваться в длину. Таким образом, длина подпертого гидравлического прыжка $L_{\text{пр}}$ меньше, чем совершенного.

Волнистый гидравлический прыжок (прыжок-волна) не имеет поверхностного вальца, а представлен рядом последовательных постепенно затухающих волн (рисунок 5.3, в). Такой прыжок может возникать при несоблюдении условий (5.13).

Сопряжение бьефов при перегораживающем сооружении

Рассмотрим сопряжение за перегораживающими сооружениями, к которым относятся водосливные плотины, затворы и т. п.

В зависимости от местоположения гидравлического прыжка в нижнем бьефе за перегораживающим сооружением различают следующие его виды (рисунок 5.4): **отогнанный, надвинутый и затопленный**.

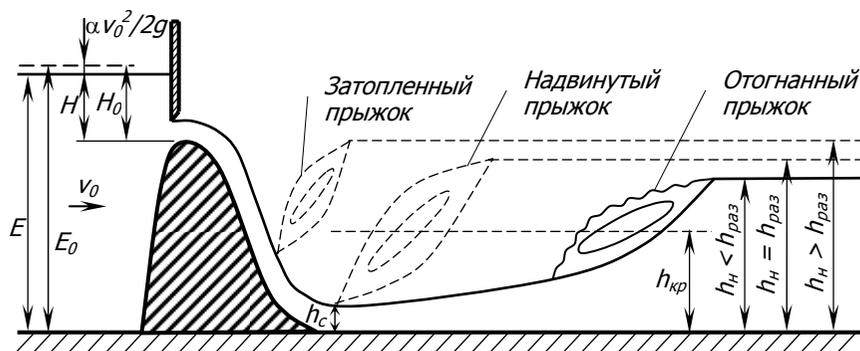


Рисунок 5.4 — Виды прыжкового сопряжения за перегораживающим сооружением (водосливная плотина с затвором на гребне)

Для определения местоположения прыжка сравнивают две величины — раздельную глубину $h_{\text{раз}}$, сопряженную с глубиной h_c сжатого сечения, и бытовую глубину h_n в нижнем бьефе

$$\left[\begin{array}{l} h_{\text{раз}} \\ > \\ = \\ < \end{array} \right] h_n. \quad (5.15)$$

Отогнанный прыжок наблюдается в случае, когда $h_{\text{раз}} > h_n$, надвинутый прыжок имеет место при равенстве $h_{\text{раз}} = h_n$, а затопленный — если $h_{\text{раз}} < h_n$.

Для определения раздельной глубины $h_{\text{раз}}$ используют основное уравнение прыжка (5.4) в виде

$$h_{\text{раз}} = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{\text{кр}}}{h_c} \right)^3} - 1 \right]. \quad (5.16)$$

Для определения глубины сжатого сечения h_c используют уравнение удельного расхода q в виде:

$$q = h_c \varphi \sqrt{2g(E_0 - h_c)}, \quad (5.17)$$

где φ — коэффициент скорости; $E_0 = E + \alpha v_0^2 / (2g)$ — полная удельная энергия в верхнем бьефе относительно дна нижнего; v_0 — скорость подхода.

Из уравнения (5.17) имеем:

$$h_c = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(E_0 - h_c)}}. \quad (5.18)$$

Уравнение (5.18) решают методом итераций, подбора или графоаналитически. Рассмотрим метод итераций.

В первом приближении глубина h_c принимается равной нулю, так как она мала по сравнению с E_0 , то есть имеем

$$h_c^{(1)} = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g E_0}}. \quad (5.19)$$

Во втором приближении учитывается найденное значение первого приближения

$$h_c^{(2)} = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(E_0 - h_c')}}. \quad (5.20)$$

Вычисления повторяются до тех пор, пока значение последнего приближения практически не будет отличаться от предыдущего.

Численные значения коэффициента скорости φ , входящего в уравнения (5.17)–(5.20), находятся в следующих пределах:

- $\varphi = 0,90 \div 0,98$ — для водослива практического профиля (рисунок 5.4);
- $\varphi = 0,95 \div 0,97$ — для вертикального затвора с острой кромкой (рисунок 5.5);
- $\varphi = 0,80 \div 0,90$ — для водосливов неплавного очертания.

В практике гидротехнического строительства сопряжение бьефов проектируют преимущественно по типу затопленного прыжка, принимая степень затопления $A = h_n/h_{раз} = 1,05 \div 1,1$. В первую очередь это связано с экономическими соображениями, т. к. крепление отводящего русла в случае отогнанного прыжка получается длинным и требует особой тщательности при устройстве и эксплуатации. При необходимости сокращения или полного исключения отгона гидравлического прыжка используют специальные устройства: водобойные колодцы и стенки, гасители-рассекатели, комбинированные устройства.

Длина крепления $L_{крп}$ в случае отогнанного прыжка на примере истечения из-под вертикального затвора с острой кромкой (рисунок 5.5) составляет:

$$L_{крп} = L_1 + L_{отг} + L_{пр} + L_{п.у}, \quad (5.21)$$

где L_1 — расстояние от кромки затвора до сжатого сечения; $L_{отг}$ — дальность отгона прыжка; $L_{пр}$ — длина прыжка; $L_{п.у}$ — длина послепрыжкового участка.

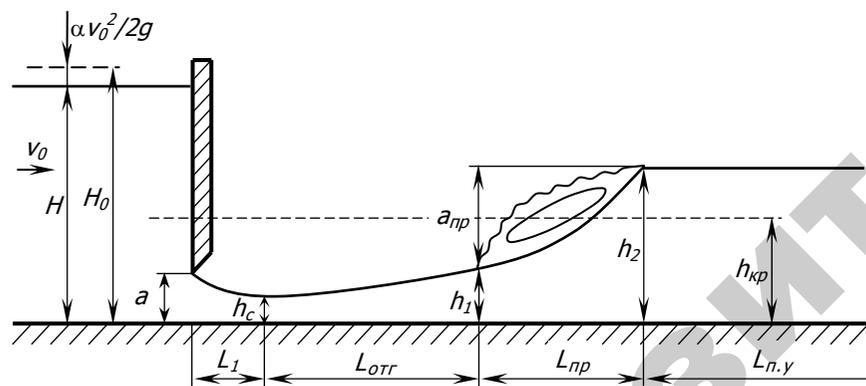


Рисунок 5.5 — Отогнанный гидравлический прыжок при истечении из-под затвора, установленного над дном канала

На основании опыта установлено, что **расстояние от кромки затвора до сжатого сечения** находится в пределах

$$L_1 = (0,5 \div 1,0) a, \quad (5.22)$$

где a — высота отверстия (высота открытия затвора).

Дальность отгона прыжка $L_{отг}$, приняв уклон дна в нижнем бьефе $i \approx 0$, можно определить по следующей формуле:

$$L_{отг} = \frac{h_{кр}}{i_{кр}} \left[\xi_2 - \xi_1 - \frac{\xi_2^{x+1} - \xi_1^{x+1}}{x+1} \right], \quad (5.23)$$

где $\xi_1 = h_c/h_{кр}$; $\xi_2 = h_1/h_{кр}$.

Длина послепрыжкового участка $L_{п.у}$ находится в пределах

$$L_{п.у} = (10 \div 30) h_2. \quad (5.24)$$

Величина x в формуле (5.23) называется **гидравлическим показателем русла**. Для прямоугольных, трапецидальных и параболических русл при $i > 0$ показатель x определяется по формуле

$$x = \frac{2 \lg(K_2/K_1)}{\lg(h_2/h_1)}. \quad (5.25)$$

Для некоторых русл гидравлический показатель x не зависит от глубины и является постоянной величиной. К таким руслам относятся: узкие прямоугольные ($x=2,0$), широкие прямоугольные ($x=3,4$), узкие параболические ($x=3,7$), широкие параболические ($x=4,4$), треугольные ($x=5,4$).

Сопряжение бьефов при смене уклона

При различных уклонах дна канала i и постоянном расходе Q нормальная глубина h_0 будет различной. Чем меньше уклон i , тем больше нормальная глубина h_0 . И наоборот, чем больше уклон i , тем меньше нормальная глубина h_0 . Поэтому, если уклон в верхнем бьефе меньше, чем в нижнем (т. е. $i_1 < i_2$, $h_{01} > h_{02}$), то возникает **кривая спада** (рисунок 5.6, а). Если же $i_1 > i_2$, и, соответственно, $h_{01} < h_{02}$, то — **кривая подпора** (рисунок 5.6, б).

Сопряжение потоков, изображенное на рисунке 5.6 (а и б), наблюдается, когда оба ската канала имеют уклон i меньше критического $i_{кр}$, или верховой скат имеет уклон $i_1 < i_{кр}$, а низовой — $i_2 > i_{кр}$.

В случае перехода от уклона $i_1 > i_{кр}$ к уклону $i_2 < i_{кр}$ (переход от бурного потока к спокойному) в русле возникает гидравлический прыжок (рисунок 5.6, в).

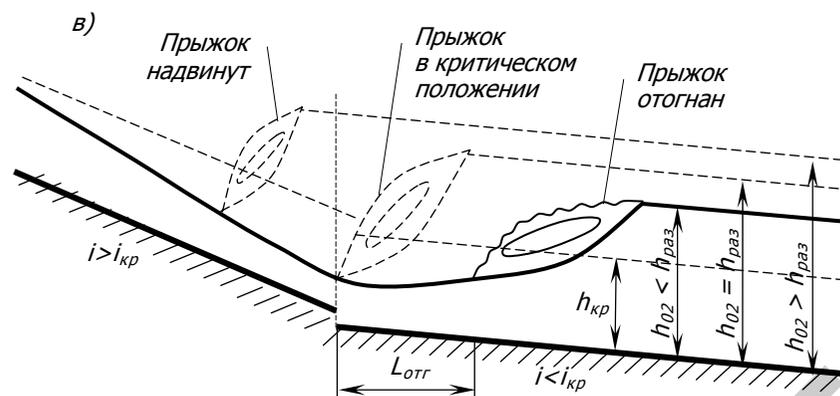
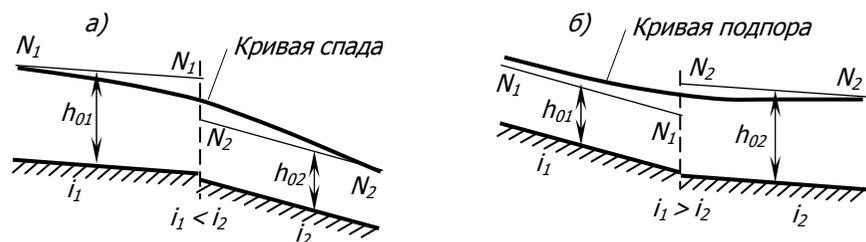


Рисунок 5.6

Местоположение гидравлического прыжка при смене уклона определяют с использованием критерия (5.15) и формулы (5.16). Если $h_{раз} > h_n$, то имеет место отогнанный прыжок, когда $h_{раз} = h_n$, то говорят, что прыжок в предельном положении, и, наконец, при $h_{раз} < h_n$ — прыжок затопленный.

Дальность отгона прыжка $L_{отг}$ при смене уклона рассчитывается аналогично случаю прыжка за перегородивающим сооружением.

Задание на выполнение работы

1. Определить высоту открытия затвора для пропускa заданного расхода воды при постоянной глубине в верхнем бьефе канала и тип прыжкового сопряжения за затвором при следующих заданных параметрах (таблица 5.1): расход Q , полный напор перед отверстием H_0 , ширина русла и водосливного отверстия b , бытовая глубина в нижнем бьефе h_n . Канал прямоугольного поперечного сечения с уклоном дна $i \approx 0$. Затвор вертикальный с острой кромкой (см. рисунок 5.5). Крепление отводящего канала в зоне развития и затухания гидравлического прыжка — бетонировка в средних условиях.

Таблица 5.1. Выбор индивидуальных данных

| Последняя цифра шифра | Q , м ³ /с | b , м | Предпоследняя цифра шифра | H_0 , м | h_n , м |
|-----------------------|-------------------------|---------|---------------------------|-----------|-----------|
| 0 | 4,2 | 2 | 0 | 11 | 2,5 |
| 1 | 5,5 | 2,5 | 1 | 12 | 2,7 |
| 2 | 6,9 | 3 | 2 | 13 | 2,9 |
| 3 | 8,4 | 3,5 | 3 | 14 | 3,1 |
| 4 | 10 | 4 | 4 | 15 | 3,3 |
| 5 | 11,7 | 4,5 | 5 | 16 | 3,5 |
| 6 | 13,5 | 5 | 6 | 17 | 3,7 |
| 7 | 15,4 | 5,5 | 7 | 18 | 3,9 |
| 8 | 17,4 | 6 | 8 | 19 | 4,1 |
| 9 | 21 | 7 | 9 | 20 | 4,3 |

2. Рассчитать элементы гидравлического прыжка.
3. Построить схему сопряжения бьефов.

Порядок выполнения работы

1. Из таблицы 5.1 выписать индивидуальные данные для решения задачи и занести в таблицу по форме 5.2.

2. По зависимостям (5.2) и (5.18) рассчитать критическую глубину $h_{кр}$ и глубину сжатого сечения h_c . Определить высоту a открытия затвора для пропускa заданного расхода воды по формуле $a = h_c / \epsilon$, где ϵ — коэффициент вертикального сжатия струи (см. приложение П.2). Значения h_c и a вычисляются методом итераций. Результаты расчетов занести в таблицу по форме 5.2.

3. По зависимости (5.16) определить раздельную глубину $h_{раз}$, после чего, используя критерий (5.15), установить и отразить в верхней ячейке 9-го столбца таблицы по форме 5.2 положение гидравлического прыжка.

4. Если расчетный прыжок отогнан, то по соответствующим формулам определить первую сопряженную глубину h_1 , высоту прыжка $a_{пр}$, расстояние от кромки затвора до сжатого сечения L_1 , длину отгона прыжка $L_{отг}$, длину прыжка $L_{пр}$, длину послепрыжкового участка $L_{п.у}$, длину крепления отводящего русла $L_{крп}$. Результаты расчетов занести в таблицу по форме 5.2.

При расчете первой сопряженной глубины h_1 принять $h_2 = h_n$.

При расчете длины отгона прыжка $L_{отг}$ критический уклон $i_{кр}$ в формуле (5.23) определяется из уравнения (5.1).

5. В случае надвинутого или затопленного прыжка уменьшить заданное значение бытовой глубины в нижнем бьефе h_n в два раза. Если в этом случае прыжок получится отогнанный, то отразить это в нижней ячейке 9-го столбца и занести новое значение h_n в нижнюю ячейку 4-го столбца таблицы по форме 5.2, после чего выполнить расчеты согласно пункта 4.

6. Построить схему сопряжения бьефов с указанием числовых значений полного напора H_0 , критической глубины $h_{кр}$, глубины сжатого сечения h_c , сопряженных глубин h_1 и $h_2 = h_n$, высоты отверстия a и прыжка $a_{пр}$, расстояния от кромки затвора до сжатого сечения L_1 , длин отгона $L_{отг}$, прыжка $L_{пр}$, послепрыжкового участка $L_{п.у}$ и крепления отводящего русла $L_{крп}$.

Форма 5.2

| Q , м ³ /с | H_0 , м | b , м | h_n , м | $h_{кр}$, м | h_c , м | a , м | $h_{раз}$, м | Тип прыжка | h_1 , м | $a_{пр}$, м | L_1 , м | $L_{отг}$, м | $L_{пр}$, м | $L_{п.у}$, м | $L_{крп}$, м |
|----------------------------|--------------|------------|--------------|-----------------|--------------|------------|------------------|---------------|--------------|-----------------|--------------|------------------|-----------------|------------------|------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 |
| | | | | | | | | | | | | | | | |

6. ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА «Исследование гидравлического прыжка на модели быстротока»

Цель работы

1. Опытное наблюдение различных видов гидравлического прыжка, возникающего при сопряжении бьефов при помощи быстротока.

2. Исследование модели быстротока при различных типах прыжкового сопряжения потоков. Сопоставление опытных и расчетных параметров.

Общие сведения

Быстротоком называется короткий канал, основная часть которого (водоскат) имеет продольный уклон дна больше критического. Быстротоки широко применяются в гидротехническом строительстве в качестве сопрягающих сооружений.

Быстроток состоит из трех основных элементов (рисунок 6.1) — входной части, водоската и выходной части.

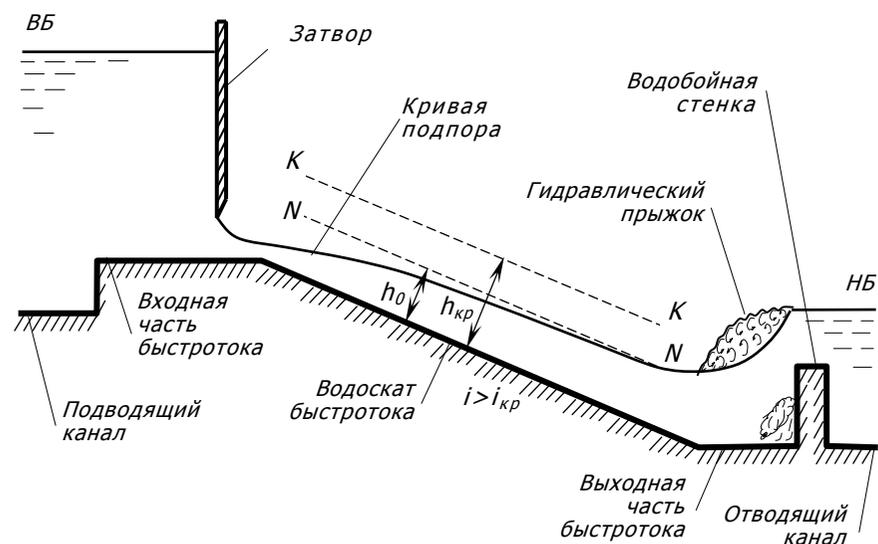


Рисунок 6.1. Быстроток с вертикальным затвором на входе

Входная часть быстротока устраивается в виде водослива с широким порогом или водослива практического профиля. На входе может применяться затвор для регулирования пропускной способности сооружения.

Водоскат быстротока имеет уклон $i > i_{кр}$ и может иметь обычную или повышенную шероховатость в виде ребер или шашек, расположенных в шахматном или рядном порядке.

На водоскате обычной шероховатости устанавливается бурный поток, т. е. в любом створе глубина $h < h_{кр}$, а свободная поверхность имеет вид кривой спада (рисунок 6.2) или кривой подпора в случае применения на входе затвора (рисунок 6.1). Кривые свободной поверхности асимптотически стремятся к линии нормальных глубин $N-N$. При достаточной длине водоската на некотором удалении от входа глубину потока h можно считать близкой к нормальной h_0 .

Движение потока воды на водоскате повышенной шероховатости может иметь спокойный характер, т. е. не смотря на то, что $i > i_{кр}$, глубина потока $h > h_{кр}$. Такие сооружения используются как рыбоходы, плотоходы и т. п.

Выходная часть служит для сопряжения водоската с отводящим каналом и чаще всего в плане имеет вид воронки с водобойной стенкой или колодцем для размещения гидравлического прыжка (см. рисунок 6.1). Водобойные устройства применяются в случае возможности появления отогнанного гидравлического прыжка в отводящем канале.

Гидравлический прыжок, возникающий при сопряжении бурного потока на водоскате со спокойным потоком в отводящем канале, может устанавливаться в различных положениях (см. рисунок 5.6, в): I) прыжок отогнан; II) прыжок в критическом положении (в конце водоската); III) прыжок надвинут.

Методы определения местоположения и параметров гидравлического прыжка, возникающего при смене уклонов, рассмотрены в работе № 5.

Описание экспериментальной установки

Работа проводится в гидравлическом лотке, описание которого приводится в работе № 1 (см. рисунок 1.3). В горизонтальном лотке устанавливается модель быстротока, которая состоит из водослива с широким порогом, совмещенным с плоским водоскатом (рисунок 6.2).

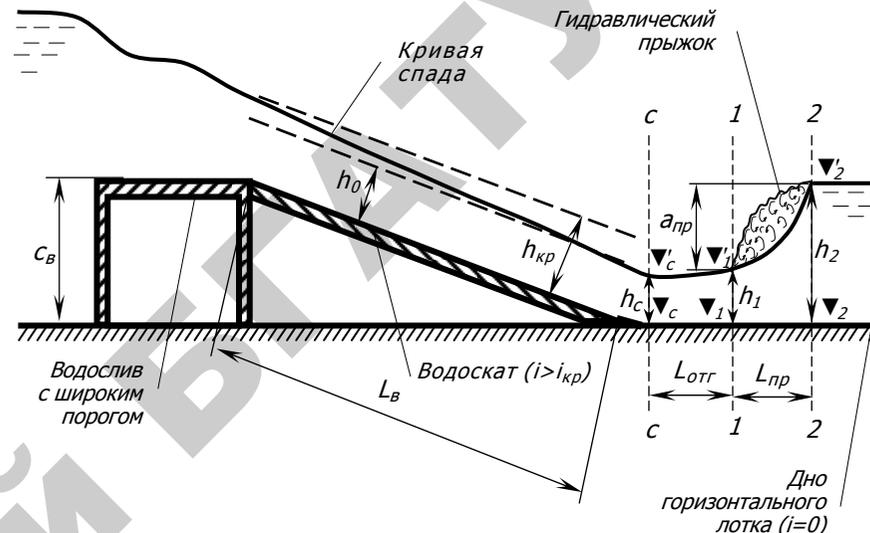


Рисунок 6.2

Порядок выполнения работы

1. Полностью открыть затвор 14 в конце лотка 11 (см. рисунок 1.3), включить погружной насос 2, питающий напорный бак 6, после заполнения которого открыть кран 10 на подающем трубопроводе 9 и установить некоторый расход воды $Q_{оп}$ в лотке 11. Работа выполняется при постоянном расходе. Определить установившийся расход $Q_{оп}$, результаты занести в таблицу по форме 1.1.

2. Установить в лотке отогнанный гидравлический прыжок и измерить следующие параметры (см. рисунок 6.2): ширину лотка b , длину отгона прыжка $L_{отг}$, длину прыжка $L_{пр}$, отметки ∇_c и ∇'_c в сжатом сечении $c-c$ на выходе с водоската, ∇_1 и ∇'_1 в сечении 1-1 перед гидравлическим прыжком, ∇_2 и ∇'_2 за прыжком. После чего прикрытием затвора 14 в конце лотка 11 (см. рисунок 1.3) последовательно установить гидравлический прыжок в критическом и надвинутом положениях, каждый раз определяя отметки ∇_2 и ∇'_2 за гидравлическим прыжком. Результаты заносятся в соответствующие ячейки таблицы по форме 6.1.

3. После завершения опытов закрыть кран 10 на подающем трубопроводе 9 и выключить погружной насос 2 (см. рисунок 1.3).

Обработка экспериментальных данных

1. По соответствующим отметкам определить глубины потока в сжатом сечении h_c , перед гидравлическим прыжком h_1 и за гидравлическим прыжком h_2 . Рассчитать: критическую глубину $h_{кр}$ по формуле (5.2) и раздельную глубину $h_{раз}$ по формуле (5.16). Сопоставляя значения $h_{раз}$ и $h_{н} = h_2$ с использованием критерия (5.15) определить расчетный тип прыжкового сопряжения. Результаты занести в таблицу по форме 6.1.

2. Рассчитать и занести в таблицу по форме 6.2 следующие параметры отогнанного совершенного гидравлического прыжка:

- расчетную длину отгона гидравлического прыжка $L_{отг,р}$ формуле (5.23);
- расчетную длину прыжка $L_{пр,р}$ по формулам (5.5)-(5.9);
- высоту отогнанного прыжка $a_{пр}$ по формуле (5.10);
- полные удельные энергии E_1 и E_2 сечений 1-1 и 2-2 отогнанного прыжка по формуле (5.3);
- опытные $h_{тр}$ и теоретические $h_{тр,т}$ потери полной удельной энергии в отогнанном прыжке по формулам (5.11) и (5.12).

3. Сопоставить и сделать вывод о результатах сопоставления расчетных и опытных значений. Относительное отклонение δ в процентном выражении определяется по формуле

$$\delta = \left(\frac{T}{C} - 1 \right) 100, \quad (6.1)$$

где T — опытное значение; C — расчетное значение.

Форма 6.1

| № опыта | Опытный вид прыжка | b см | $L_{отг}$ см | $L_{пр}$ см | ∇_c см | ∇'_c см | ∇_1 см | ∇'_1 см | ∇_2 см | ∇'_2 см | h_c см | h_1 см | h_2 см | $h_{кр}$ см | $h_{раз}$ см | Расчетный тип прыжка |
|---------|--------------------|-----------|-----------------|----------------|------------------|-------------------|------------------|-------------------|------------------|-------------------|-------------|-------------|-------------|----------------|-----------------|----------------------|
| | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2. | В крит. полож. | | — | — | — | — | — | — | | | — | — | | | | |
| 3. | Надвинут | | — | — | — | — | — | | | | — | — | | | | |

Форма 6.2

| Длина отгона прыжка | Длина прыжка по формулам различных авторов | | | | | | | | | | Высота прыжка | Полная удельная энергия сечений | | Потери полной удельной энергии в прыжке | | | |
|---------------------|--|----------|------------|----------|------------|----------|------------|----------|------------|----------|---------------|---------------------------------|-------|---|----------|------------|----------|
| | (5.5) | | (5.6) | | (5.7) | | (5.8) | | (5.9) | | | $a_{пр}$ | E_1 | E_2 | $h_{тр}$ | $h_{тр,т}$ | δ |
| | $L_{отг,р}$ | δ | $L_{пр,р}$ | δ | $L_{пр,р}$ | δ | $L_{пр,р}$ | δ | $L_{пр,р}$ | δ | | | | | | | |
| см | % | см | % | см | % | см | % | см | % | см | см | см | см | см | см | % | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | |

7. ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА «Истечение жидкости из-под затвора»

Цель работы

1. Опытное наблюдение различных режимов истечения воды из-под плоского вертикального затвора.
2. Овладение навыками определения расхода воды при истечении из-под затвора.

Общие сведения

Затвор — подвижная конструкция из металла, железобетона или дерева, применяемая в гидротехнических сооружениях для пропуска и регулирования расхода воды.

Затворы могут устанавливаться на гребне водослива (см. рисунок 5.4), в канале (см. рисунок 5.5), перед перепадом или быстротоком (см. рисунок 6.1), а также в других проточных частях гидротехнических сооружений.

По конструкции различают затворы плоские вертикальные (рисунок 7.1, а), плоские наклонные (рисунок 7.1, б), секторные и сегментные (рисунок 7.1, в), вальцовые (рисунок 7.1, г) и т. д.

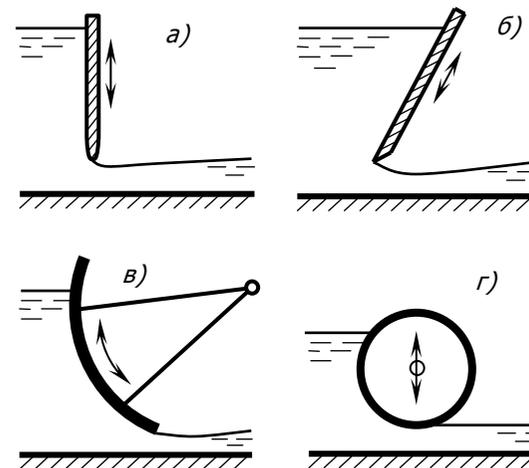


Рисунок 7.1

При открытии затвора образуется водосливное отверстие, чаще всего прямоугольное. Расход истекающей из-под затвора жидкости зависит от размера отверстия и напора перед ним, конструкции и места установки затвора, а также вида сопряжения потоков в отводящем канале (вопросы определения сопряжения потоков при перегораживающих сооружениях рассмотрены в работе № 5).

Истечение жидкости из-под затвора бывает свободным и несвободным.

Свободное истечение происходит, если сопряжение бурного потока, вытекающего из-под затвора, со спокойным потоком в отводящем канале происходит в виде отогнанного гидравлического прыжка или если продольный уклон дна сооружения за затвором $i > i_{кр}$ (т. е. перехода бурного потока в спокойное состояние вовсе не происходит).

Несвободное истечение имеет место, если отверстие является затопленным в результате надвинутого гидравлического прыжка или если сопряжение потоков происходит без образования гидравлического прыжка при высоте поднятия затвора $a > h_{кр}$, причем водосливное отверстие находится под уровнем воды в нижнем бьефе.

Рассмотрим истечение из-под плоского вертикального затвора с острой низовой кромкой, установленного над дном канала с уклоном $i=0$ (рисунок 7.2). При истечении из донного отверстия поток испытывает сжатие в вертикальной плоскости. Максимальное сжатие наблюдается на расстоянии от кромки затвора $L_1 = (0,5 \div 1,0)a$. Глубина сжатого сечения определяется по формуле

$$h_c = \varepsilon a, \quad (7.1)$$

где ε — коэффициент вертикального сжатия струи, численные значения которого в зависимости от относительного поднятия затвора по данным Н.Е. Жуковского приведены в приложении П.2.

В рассматриваемом случае свободное истечение будет иметь место при отгоне гидравлического прыжка от затвора (рисунок 7.2, а) или критического положения прыжка (непосредственно у затвора). В этом случае глубина в нижнем бьефе не оказывает влияния на условия истечения через отверстие и расход жидкости определяется по формуле

$$Q = \mu a b \sqrt{2g(H_0 - h_c)}, \quad (7.2)$$

где a и b — высота и ширина отверстия; $H_0 = H + \alpha v_0^2/2g$ — напор перед затвором с учетом скорости подхода v_0 ; h_c — глубина потока в сжатом сечении; $\mu = \varepsilon \varphi$ — коэффициент расхода; φ — коэффициент скорости (по экспериментальным данным для вертикального затвора с острой кромкой установленного над дном канала $\varphi = 0,95 \div 0,97$).

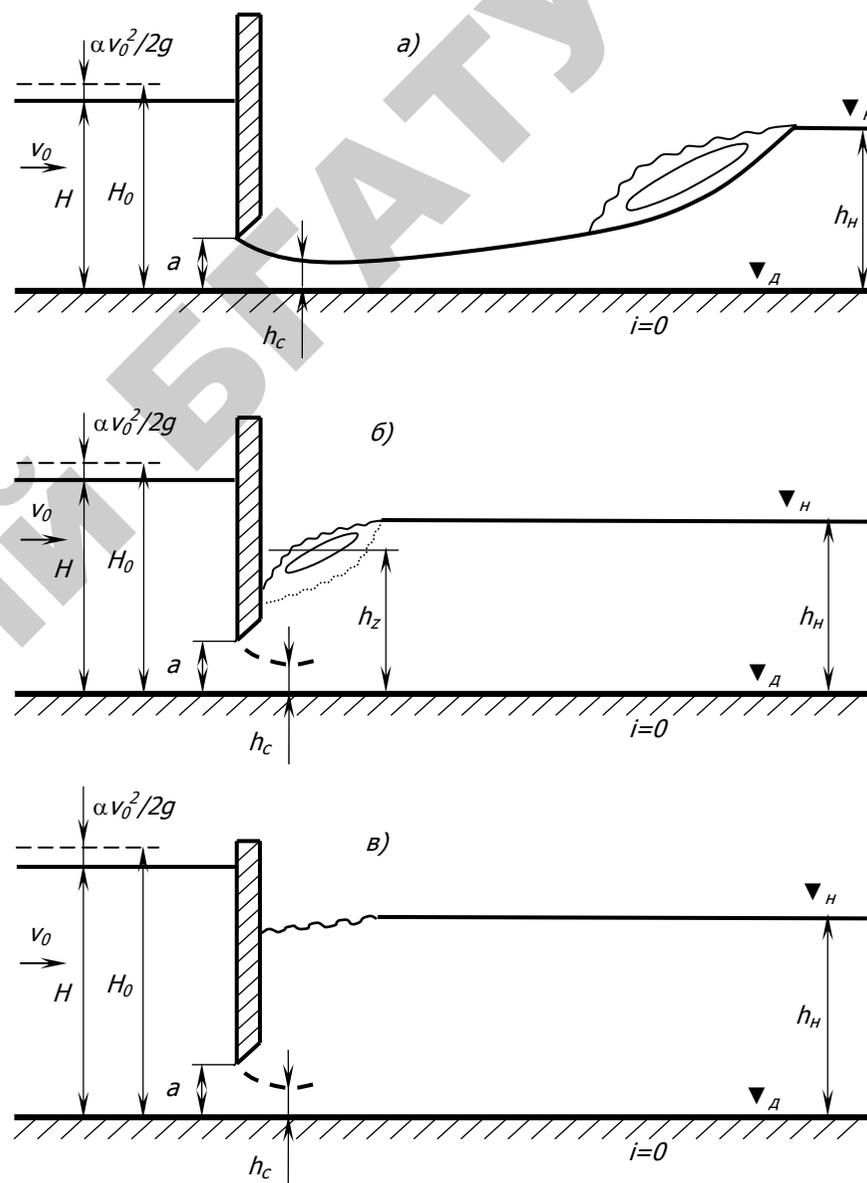


Рисунок 7.2

При несвободном истечении гидравлический прыжок надвинул на затвор, и является затопленным (рисунок 7.2, б и в).

В зависимости от степени затопления прыжка $A = h_n/h_{\text{раз}}$ глубина h_z в плоскости сжатого сечения может быть меньше глубины в нижнем бьефе h_n (рисунок 7.2, б) или приблизительно равна ей (рисунок 7.2, в). Равенство h_z и h_n возможно при больших значениях степени затопления A .

В случае затопленного прыжка при $h_z < h_n$ (рисунок 7.2, б) расход жидкости определяется по формуле

$$Q = \mu a b \sqrt{2g(H_0 - h_z)}. \quad (7.3)$$

Глубина h_z вычисляется по зависимости

$$h_z = \sqrt{h_n^2 - M \left(H_0 - \frac{M}{4} \right) + \frac{M}{2}}, \quad (7.4)$$

где

$$M = 4 \mu^2 a^2 \frac{h_n - h_c}{h_n h_c}.$$

Значения коэффициента расхода μ при несвободном истечении можно принимать таким же, как и при свободном истечении.

Если $h_z \approx h_n$ (рисунок 7.3, в), то расход с достаточной степенью точности можно определять по формуле

$$Q = \mu a b \sqrt{2g(H_0 - h_n)}. \quad (7.5)$$

Формулу (7.5) также используют для определения расхода воды в случае истечения из-под затвора, когда сопряжение потоков происходит без образования гидравлического прыжка ($a > h_{\text{кр}}$) и отверстие при этом находится под уровнем воды в нижнем бьефе.

Описание экспериментальной установки

Работа проводится в гидравлическом лотке, описание которого приводится в работе № 1 (см. рисунок 1.3). В центральной части лотка устанавливается вертикальный затвор с острой низовой кромкой. Открытие затвора осуществляется ручным подъемным механизмом. Высота открытия затвора определяется по миллиметровой

шкале на подъемной штанге. Глубина воды перед затвором определяется по миллиметровой шкале на борту лотка. Отметки дна и свободной поверхности воды в нижнем бьефе определяются игольчатым уровнемером.

Порядок выполнения работы

1. Вращением маховичка подъемного механизма поднять исследуемый затвор до образования отверстия между низовой кромкой затвора и дном лотка высотой $a = 2 \dots 3$ см.

2. Измерить и занести в таблицу по форме 7.1 значения ширины лотка b , высоты поднятия исследуемого затвора a и отметки дна лотка $\nabla_{\text{д}}$.

3. Полностью открыть рабочий затвор 14 в конце лотка (см. рисунок 1.3). Включить погружной насос 2, питающий напорный бак 6, после заполнения которого открыть кран 10 на подающем трубопроводе 9 и установить такой расход воды, который обеспечит истечение бурного потока из-под затвора. Работа выполняется при постоянном расходе.

4. Определить установившийся в лотке расход воды Q (данные измерения заносятся в таблицу по форме 1.1).

5. Постепенно прикрывая рабочий затвор 14 в конце лотка (см. рисунок 1.3), что приводит к увеличению глубины h_n в нижнем бьефе, последовательно установить различные условия истечения из-под исследуемого затвора: 1) прыжок отогнан (см. рисунок 7.2, а); 2) прыжок затоплен при $h_z < h_n$ (см. рисунок 7.2, б); 3) прыжок затоплен при $h_z \approx h_n$ (см. рисунок 7.2, в). После установления каждого вида прыжка измерить и занести в таблицу по форме 7.1 значения напора перед затвором H и отметки уровня воды в нижнем бьефе $\nabla_{\text{н}}$.

6. После завершения опытов закрыть кран 10 на подающем трубопроводе 9 и выключить погружной насос 2 (см. рисунок 1.3).

Обработка экспериментальных данных

1. По разности отметок уровня воды в нижнем бьефе $\nabla_{\text{н}}$ и дна лотка $\nabla_{\text{д}}$ определить бытовую глубину h_n в нижнем бьефе.

2. Для каждого вида истечения по соответствующим формулам определить расчетный расход воды Q_p . Расчетный расход воды в каждом случае определяется в два приближения. В первом приближении расход Q'_p определяется из условия, что полный напор $H_0 = H$. Далее по найденному значению расхода Q'_p определяется

напор с учетом скорости подхода $H_0 = H + \alpha v_0^2 / 2g$. Коэффициент Кориолиса $\alpha = 1,05$. Скорость подхода определяется по формуле $v_0 = Q'_p / S = Q'_p / (bH)$. С учетом полученного значения полного напора H_0 определяется расход воды Q''_p во втором приближении, значение которого принимается как окончательное.

3. Сопоставить расчетные Q''_p и опытное Q значения расхода. Относительное отклонение δ в процентном выражении определяется по формуле (6.1). Сделать вывод о результатах сопоставлений.

4. Результаты вычислений занести в соответствующие ячейки таблицы по форме 7.1.

Форма 7.1

| № опыта | Условия истечения | b | a | $\nabla_{\text{д}}$ | H | $\nabla_{\text{н}}$ | $h_{\text{н}}$ | a/H | ε | μ | h_c | M | h'_z | Q'_p | H_0 | h''_z | Q''_p | δ | |
|---------|---------------------------------------|-----|-----|---------------------|-----|---------------------|----------------|-------|---------------|-------|-------|-----|--------|--------|-------|---------|---------|----------|---|
| | | см | см | см | см | см | см | | | | см | см | см | л/с | см | см | л/с | | % |
| 1. | Прыжок отогнан | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2. | Прыжок затоплен ($h_z < h_w$) | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3. | Прыжок затоплен ($h_z \approx h_w$) | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

8. ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА «Исследование прямоугольного водослива с тонкой стенкой»

Цель работы

1. Опытное наблюдение различных форм струи при истечении воды через тонкую стенку прямоугольного водослива.
2. Исследование совершенного водослива с тонкой стенкой.
3. Определение дальности отлета струи и расчетного расхода воды при работе совершенного водослива, сопоставление полученных результатов с опытными данными.
4. Построение тарировочного графика совершенного водослива.

Общие сведения

Водосливом, в общем случае, называют преграду на пути открытого потока, через которую переливается вода. В практике гидротехнического строительства водосливы, как правило, являются частью напорного фронта подпорных сооружений и применяются для пропуска воды из верхнего бьефа в нижний, регулирования и перераспределения речного стока, а также определения расходов открытых потоков.

По расположению в плане водосливы бывают (рисунок 8.1) **прямыми** (когда линия порога водослива перпендикулярна направлению потока), **косыми**, **боковыми** и **криволинейными**. Наибольшее распространение в практике получили прямые водосливы. Водосливы криволинейного очертания иногда применяют при устройстве арочных и криволинейных плотин.

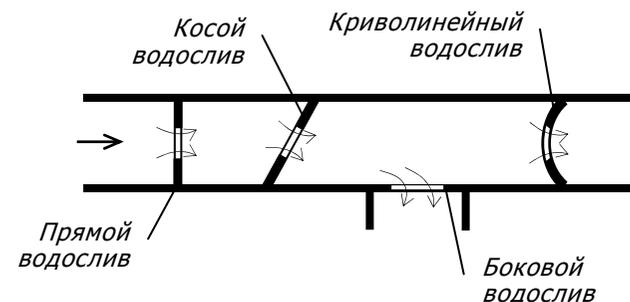


Рисунок 8.1

По наличию или отсутствию бокового сжатия струи водосливы бывают **без бокового сжатия** и **с боковым сжатием**. На рисунке 8.1 все изображенные водосливы имеют боковое сжатие. Боковое сжатие отсутствует, если ширина водосливной кромки равна ширине канала. В гидротехнических сооружениях боковое сжатие может возникать при обтекании потоком устоев, быков, стоек и других строительных конструкций.

По виду поперечного сечения водосливы разделяют на три основных типа: 1) водосливы с тонкой стенкой (или острым порогом); 2) водосливы с широким порогом; 3) водосливы практического профиля, к которым относят водосливы с поперечным сечением стенки, образованной ломаной линией или кривыми различных очертаний. Водосливы с широким порогом и практического профиля более подробно рассматриваются в последующих лабораторных и практических работах.

К **водосливам с тонкой стенкой** (или острым порогом) относятся преграды в виде вертикальной стенки толщиной $\delta \leq (0,1 \div 0,5)H$ (рисунок 8.2). По форме выреза в стенке такие водосливы бывают прямоугольные, трапециевидные, треугольные и криволинейные (см. рисунок 8.2).

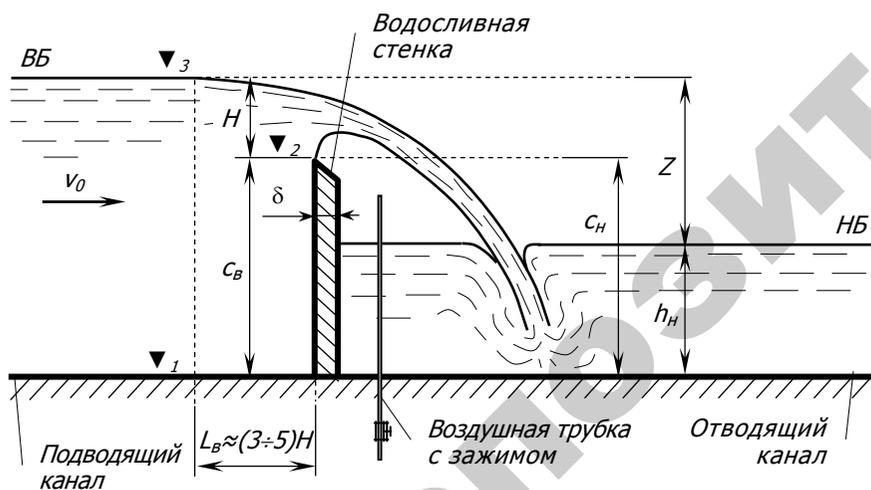


Рисунок 8.2

При истечении через водослив с тонкой стенкой струя может принимать различные формы (рисунок 8.3) — свободную, поджатую, подтопленную снизу, прилипшую и волнистую.

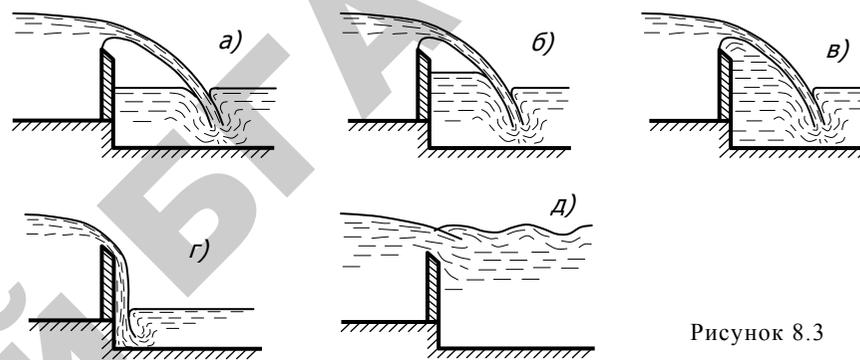


Рисунок 8.3

Свободной струей (рисунок 8.3, а) называют случай, когда обеспечено свободное поступление воздуха под струю. Если перекрыть доступ воздуху под струю, то имеющийся там воздух постепенно отсасывается потоком и в этом пространстве создается вакуум, в результате чего струя приближается к стенке водослива, а уровень воды в пространстве под струей становится выше уровня нижнего бьефа. Такая струя называется **поджатой** (рисунок 8.3, б).

Если по мере удаления воздуха все пространство под струей заполнится водой, то такая поджатая струя называется **подтопленной снизу** (рисунок 8.3, в).

Если поджатая струя полностью прижмется к стенке, то она называется **прилипшей** (рисунок 8.3, г). Такой случай может возникнуть при относительно малых удельных расходах воды в условиях медленного нарастания напора на водосливе.

В случае затопления водослива, т. е. когда бытовая глубина потока в нижнем бьефе h_n превышает высоту низовой грани водослива c_n , а сопряжение в нижнем бьефе происходит в виде надвинутого гидравлического прыжка, возникает **волнистая струя** (рисунок 8.3, д). В случае прямоугольного русла и отсутствия сжатия струи надвинутый гидравлический прыжок возникает, если относительный перепад (Z/c_n) меньше некоторого его критического значения $(Z/c_n)_{кр}$, которое можно определить по специальному графику

(рисунок 8.4) как функцию отношения заданных величин (H/c_n). Таким образом, затопление водослива наступит при условии

$$\left. \begin{array}{l} h_n > c_n; \\ (Z/c_n) < (Z/c_n)_{кр}, \end{array} \right\} \quad (8.1)$$

где Z — перепад на водосливе (разность уровней в верхнем и нижнем бьефах).

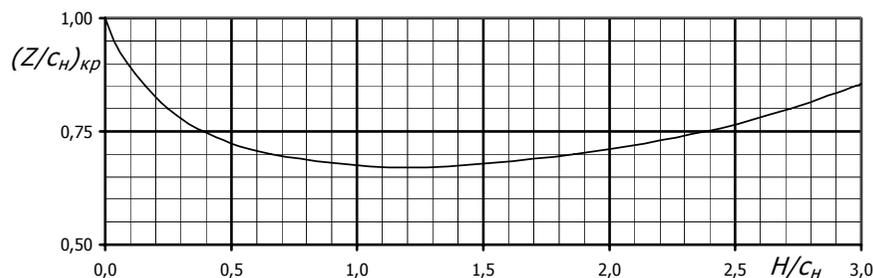


Рисунок 8.4

Водосливы с тонкой стенкой часто применяются в качестве домеров в гидрометрической практике и гидравлических лабораториях, а также как элементы комплексных гидроузлов. Причем среди водосливов с тонкой стенкой наибольшее распространение в практике гидротехнического строительства получили трапециевидальные и прямоугольные водосливы со свободной струей, что обусловлено наиболее устойчивой работой сооружений, т. к. на истечение струи не оказывает влияние ни пульсации вакуума под струей, ни положение уровня нижнего бьефа, ни тип прыжкового сопряжения за водосливом.

Расход водослива Q с тонкой стенкой определяется по общей водосливной формуле (1.3"). Для определения коэффициента расхода водослива m_0 в (1.3") используют эмпирические формулы различных авторов. Коэффициент расхода m_0 прямого вертикального прямоугольного водослива с тонкой стенкой без бокового сжатия и свободной струей (**совершенный водослив**) можно определять по формулам Базена, Ребока, Чугаева и др.

Формула Базена

$$m_0 = \left(0,405 + \frac{0,003}{H} \right) \left[1 + 0,55 \left(\frac{H}{H + c_b} \right)^2 \right]. \quad (8.2)$$

Формула Ребока

$$m_0 = 0,403 + 0,053 \frac{H}{c_b} + \frac{0,0007}{H}. \quad (8.3)$$

Значение H в формулах (8.2) и (8.3) следует принимать в метрах. При соблюдении достаточной точности измерения H , а также условий $0,2\text{ м} < b < 2\text{ м}$; $0,24\text{ м} < c_b < 1,13\text{ м}$; $0,05\text{ м} < H < 1,24\text{ м}$ погрешность определения расчетного расхода с использованием формул (8.2) и (8.3) не превышает 1 %.

Формула Чугаева

$$m_0 = 0,402 + 0,054 \frac{H}{c_b}. \quad (8.4)$$

Формула Чугаева (8.4) используется при условии $H \geq 0,1\text{ м}$; $c_b \geq 0,5H$.

В формулах (8.2)–(8.4) c_b — высота верховой грани водослива.

В случае затопленного водослива расход Q определяется по формуле (1.5"). Согласно Базену при $0 < (h_n/c_n) < 1,5$ (где $h_n = h_n - c_n$ — превышение уровня воды в нижнем бьефе над отметкой ребра водослива) коэффициент подтопления σ_n определяется по следующей эмпирической формуле:

$$\sigma_n = 1,05 \left(1 + 0,2 \frac{h_n}{c_n} \right) \sqrt[3]{\frac{Z}{H}}. \quad (8.5)$$

Дальность отлета свободной струи от кромки водослива с тонкой стенкой (рисунок 8.5) определяется по формуле

$$L_{отл} = x' + x_1, \quad (8.6)$$

где x' — горизонтальное расстояние от верховой грани водослива до верхнего сжатого сечения $C'-C'$; x_1 — дальность полета струи.

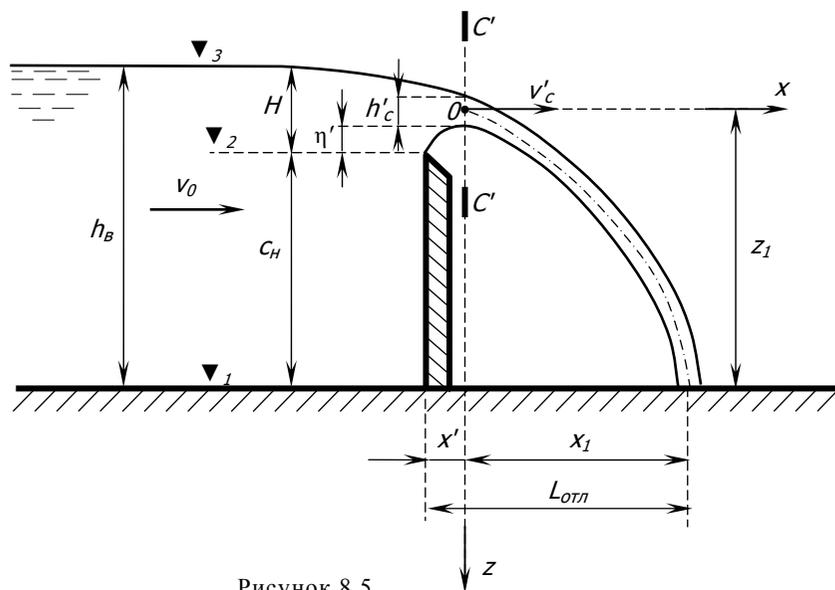


Рисунок 8.5

Дальность полета струи x_1 определяется по известным из теоретической механики уравнениям движения материальной частицы

$$\left. \begin{aligned} x &= v't; \\ z &= \frac{gt^2}{2}, \end{aligned} \right\} \quad (8.7)$$

где x и z — пространственные координаты; v' — начальная скорость частицы; t — время.

Выражая t из второго уравнения системы (8.7) и подставляя в первое, получаем зависимость для определения x_1 , входящего в формулу (8.6)

$$x_1 = v'_c \sqrt{\frac{2z_1}{g}}, \quad (8.8)$$

где

$$z_1 = c_H + \eta' + h'_c/2; \quad (8.9)$$

$$v'_c = \frac{Q}{S'_c} = \frac{m b \sqrt{2g} H_0^{3/2}}{S'_c} = \frac{m \sqrt{2g} H_0^{3/2}}{h'_c}. \quad (8.10)$$

Обозначения, входящие в (8.8)-(8.10), ясны из рисунка 8.5. Выражение для Q в формуле (8.10) получено на основании водосливной формулы (1.3').

Если c_H и H_0 известны, то для определения $L_{отл}$ по формуле (8.6) необходимо знать x' , η' , h'_c и m . На основании опытных данных рекомендуется для водослива с тонкой стенкой принимать следующие численные значения этих величин: $x' \approx 0,3H_0$; $\eta' = 0,112H_0$; $h'_c = 0,668H_0$; $m \approx 0,42$.

Аналогичным образом определяется дальность отлета струи $L_{отл}$ и для других типов водосливов. Задачи такого рода часто решаются при определении длины водобойного колодца, устраиваемого за водосборными и сопрягающими сооружениями.

Описание экспериментальной установки

Работа проводится в гидравлическом лотке, описание которого приводится в работе № 1 (см. рисунок 1.3). В горизонтальном лотке устанавливается прямоугольный водослив с тонкой стенкой без бокового сжатия (см. рисунок 8.2). Пространство под струей водослива сообщается с атмосферой при помощи специальной воздушной трубки с зажимом на конце.

Порядок выполнения работы

1. Измерить и занести в таблицу по форме 8.1 ширину лотка b , отметку дна горизонтального лотка ∇_1 , отметку гребня водосливной стенки ∇_2 .
2. Полностью открыть затвор 14 в конце лотка 11 (см. рисунок 1.3).
3. Пережать зажимом воздушную трубку водослива (см. рисунок 8.2).

4. Включить погружной насос 2 (см. рисунок 1.3), питающий напорный бак 6, после заполнения которого открыть кран 10 на подающем трубопроводе 9 и установить такой расход воды, чтобы истечение воды через водослив происходило в виде прилипшей струи (рисунок 8.3, г).

5. Открыть зажим на воздушной трубке водослива, что приведет к истечению свободной струи, после чего определить расход воды $Q_{оп}$ в лотке, отметку уровня воды в верхнем бьефе ∇_3 и опытное значение дальности отлета струи $L_{отл.оп}$ (см. рисунок 8.5). Данные занести в таблицу по форме 8.2.

6. Перекрыть воздушную трубку водослива и дождаться возникновения поджатой (см. рисунок 8.3, б), а затем и подтопленной снизу струи (см. рисунок 8.3, в). После чего поджатием затвора 14 в конце лотка 11 (см. рисунок 1.3) повысить уровень воды в нижнем бьефе выше отметки гребня водосливной стенки до возникновения волнистого прыжка (см. рисунок 8.3, д).

7. Полностью открыть затвор 14 в конце лотка 11 (см. рисунок 1.3) и установить истечение свободной струи. Определить и записать в таблицу по форме 8.3 расход воды $Q_{оп}$ и отметку уровня воды в верхнем бьефе ∇_3 . Опыт повторить 5–7 раз при различных расходах, после чего завершить работу, закрыв кран 10 на подающем трубопроводе 9 и выключив погружной насос 2.

Обработка экспериментальных данных

1. По соответствующим отметкам определить и занести в таблицу по форме 8.1 значение высоты водосливной стенки $c_b = c_n$ (водослив, установленный в горизонтальном лотке, имеет одинаковую высоту со стороны верхнего c_b и нижнего c_n бьефов).

2. По соответствующим отметкам определить и занести в таблицу по форме 8.2 напор над гребнем водослива H и глубину потока в верхнем бьефе h_b (см. рисунок 8.5), после чего из формулы (1.2) определить скорость подхода v_0 , напор с учетом скорости подхода H_0 (см. приложение к формуле (1.3')), скорость в сжатом сечении v'_c по формуле (8.10), высоту z_1 по формуле (8.9), расстояние x_1 по формуле (8.8) и расчетную длину отлета струи $L_{отл.р}$ по формуле (8.6). Сопоставить вычисленное значение $L_{отл.р}$ с опытным значением $L_{отл.оп}$, определив отклонение δ в процентном выражении по формуле (6.1).

3. По соответствующим отметкам определить и занести в таблицу по форме 8.3 напор над гребнем водослива H для всех опытов, после чего по формуле (1.3") с использованием формул (8.2)-(8.4) определить расчетные расходы Q_p , сопоставляя результаты с опытными значениями расходов $Q_{оп}$. Определить относительные отклонения δ в процентном выражении по формуле (6.1) и средние арифметические отклонения $\delta_{ср}$ по формуле

$$\delta_{ср} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |\delta_i|. \quad (8.11)$$

4. Сделать вывод о результатах сопоставления расчетных и опытных значений и построить тарировочный график $Q = f(H)$ совершенного водослива по опытным данным.

Форма 8.1. Постоянные величины

| b | ∇_1 | ∇_2 | $c_b = c_n$ |
|-----|------------|------------|-------------|
| см | см | см | см |
| | | | |

Форма 8.2. Определение отлета струи

| Измеренный расход | | | | $L_{отл.оп}$ | ∇_3 | H | h_b | v_0 | H_0 | v'_c | z_1 | x_1 | $L_{отл.р}$ | δ |
|-------------------|----------------|------------|----------|--------------|------------|-----|-------|-------|-------|--------|-------|-------|-------------|----------|
| $\nabla_{p.1}$ | $\nabla_{p.2}$ | ΔH | $Q_{оп}$ | | | | | | | | | | | |
| мм | мм | мм | л/с | см | см | см | см | см/с | см | см/с | см | см | см | % |
| | | | | | | | | | | | | | | |

Форма 8.3. Определение расхода

| № опы- та | Измеренный расход | | | | ∇_3 | H | Расчетный по (1.3") расход с использованием формул различных авторов для определения m_0 | | | | | | | |
|-----------------|-------------------|----------------|------------|----------|------------|-----|--|----------|-------|----------|-------|----------|--|--|
| | $\nabla_{p.1}$ | $\nabla_{p.2}$ | ΔH | $Q_{оп}$ | | | (8.2) | | (8.3) | | (8.4) | | | |
| | | | | | | | Q_p | δ | Q_p | δ | Q_p | δ | | |
| | | | | | | | л/с | % | л/с | % | л/с | % | | |
| | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | |

9. ПРАКТИЧЕСКАЯ РАБОТА

«Расчет водосливной плотины со стенкой практического профиля и водобоем в нижнем бьефе»

Цель работы

1. На практике усвоить основные понятия и теоретические сведения.
2. Овладеть навыками гидравлического расчета и основами проектирования водосливных плотин.
3. Рассчитать и построить поперечный разрез водослива практического профиля с водобойным устройством в нижнем бьефе.

Общие сведения

Водосливные плотины со стенкой практического профиля нашли широкое применение в водохозяйственном и гидротехническом строительстве.

К водосливам практического профиля относят сооружения с поперечным сечением, образованным ломаной линией и (или) кривыми различных очертаний (полигональные, криволинейные и комбинированные). В практике гидротехнического строительства преимущественно используются криволинейные и комбинированные профили. Водосливы полигонального очертания, имеющие, как правило, вид трапеции с наклонными и вертикальными гранями, применяют для пропуска небольших расходов воды.

В зависимости от условий истечения водосливы практического профиля различаются на следующие группы: а) безвакуумные водосливы нормального очертания; б) безвакуумные водосливы с уширенным гребнем; в) вакуумные водосливы.

Безвакуумный водослив нормального очертания характеризуются тем, что его водосливная поверхность очерчена по форме нижней поверхности свободной струи (линия AB_1 на рисунке 9.1), переливающейся через водослив с тонкой стенкой при определенном профилирующем напоре $H_{\text{прф}}$. Причем для обеспечения надежности примыкания струи водосливную поверхность очерчивают несколько выше (линия AB_2 на рисунке 9.1). В этом случае давление под струей положительное и близко к атмосферному.

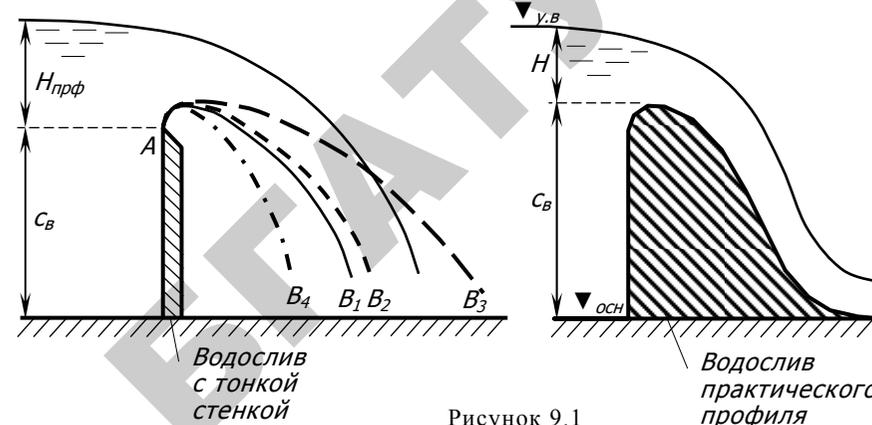


Рисунок 9.1

Безвакуумный водослив с уширенным гребнем отличается тем, что его водосливная поверхность (линия AB_3 на рисунке 9.1) очерчена значительно выше нижней поверхности свободной струи. В этом случае положительное давление под струей на водоскате значительно выше атмосферного.

Вакуумный водослив получают тогда, когда его водосливная поверхность очерчивается не по форме свободной струи, а в сокращенной форме (линия AB_4 на рисунке 9.1). В этом случае под струей на водоскате образуется вакуум. При работе водослива в таких условиях важно не допускать свободного попадания воздуха под струю, т. к. в противном случае произойдет срыв вакуума и отрыв струи от водосливной поверхности.

Очертание поперечного профиля водоската вакуумных и безвакуумных водосливов строится в зависимости от заданного профилирующего напора $H_{\text{прф}}$. При эксплуатации же сооружения действительный напор H может отличаться от $H_{\text{прф}}$. В этом случае при $H > H_{\text{прф}}$ на водоскате безвакуумного водослива может возникнуть вакуум, или, наоборот, при $H < H_{\text{прф}}$ вакуумный водослив может переходить в условия работы безвакуумного.

С гидравлической точки зрения вакуумные водосливы более выгодны, т. к. наличие вакуума под струей на гребне водослива увеличивает его пропускную способность. Однако с практической точки зрения строительство вакуумного водослива, как правило, не дает преимуществ. При этом пульсации давления под струей

и возможные срывы вакуума снижают надежность эксплуатации сооружения и могут приводить к преждевременному износу поверхности водоската. Поэтому при проектировании гидротехнических сооружений, как правило, используются безвакуумные водосливы.

При гидравлическом расчете водосливной плотины в виде водосливов практического профиля основными вопросами является: а) определение расхода воды Q , проходящей через водослив; б) определение ширины водосливного фронта B и количества водосливных отверстий n ; в) определение напора H на гребне водослива; г) определение верхней отметки гребня и построение поперечного профиля водослива; г) определение типа прыжкового сопряжения в нижнем бьефе и расчет водобойных устройств.

Для расчета водосливов со стенкой практического профиля используется **водосливная формула** (1.5') в виде:

$$Q = \sigma_n \varepsilon m B \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (9.1)$$

где ε — коэффициент бокового сжатия; B — ширина водосливного фронта.

Ширина водосливного фронта многопролетной плотины

$$B = \sum_{i=1}^n b_i, \quad (9.2)$$

где b_i — ширина отдельного водосливного отверстия; n — количество отверстий.

При известном расходе Q ширину водосливного фронта определяют по формуле

$$B = Q/q_{пл}, \quad (9.3)$$

где $q_{пл}$ — удельный расход плотины, т. е. расход, приходящийся на 1 погонный метр водосливного фронта.

По данным практики для водосливов практического профиля в зависимости от масштаба сооружений и характеристик грунта основания численные значения удельного расхода $q_{пл}$ принимают следующие:

- для средних и крупных гидроузлов на песчаных основаниях — до 30–40 м³/с на 1 погонный метр;
- для средних и крупных гидроузлов на глинистых основаниях — до 50–60 м³/с на 1 погонный метр;
- для малых гидроузлов на нескальных основаниях — до 10–30 м³/с на 1 погонный метр;

В соответствии со значением ширины водосливного фронта B назначают количество водосливных отверстий n (обычно не менее 3-х) и определяют их ширину b по формуле

$$b = B/n. \quad (9.4)$$

Размеры отверстий округляют до стандартных значений, которые представлены в таблице 9.1, и уточняют ширину водосливного фронта B по формуле (9.2). Обычно в многопролетных плотинах отверстия назначают одинакового размера, чтобы использовать зазоры одного типоразмера.

Таблица 9.1

| | | | | | | | | | | | | | |
|------------------------------|-----|-----|-----|-----|------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Пролет водосливных отверстий | 0,4 | 0,6 | 0,8 | 1,0 | 1,25 | 1,5 | 2,0 | 2,5 | 3,0 | 3,5 | 4,0 | 4,5 | 5,0 |
| | 5,5 | 6,0 | 7,0 | 8,0 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 | 24 | 30 | |

Напор на гребне водослива H при известном расходе Q определяется из формулы (9.1) методом итераций. В первом приближении принимают $\sigma_n = 1$; $\varepsilon = 1$; $m = 0,45 \dots 0,49$ — для безвакуумных водосливов практического профиля; $m = 0,49 \dots 0,57$ — для вакуумных водосливов. В последующих расчетах коэффициенты σ_n , ε и m уточняют с учетом полученного значения H .

Для построения профиля кроме профилирующего напора $H_{прф}$ необходимо знать высоту водослива c_b , которая определяется по формуле

$$c_b = \nabla_{у.в} - \nabla_{осн} - H_{прф}, \quad (9.5)$$

где $\nabla_{у.в}$ и $\nabla_{осн}$ — соответственно отметки уровня воды в верхнем бьефе и дна у основания водослива (см. рисунок 9.1).

Профили безвакуумных и вакуумных водосливов строят по специальным таблицам, например, Кригера–Офицера для безвакуумных водосливов нормального очертания или Н.П. Розанова для вакуумных водосливов. Более подробно остановимся на построении поперечного профиля водослива практического профиля по координатам Кригера–Офицера.

В. Кригер и А.С. Офицеров предложили координаты для построения профиля двух типов безвакуумного водослива нормального очертания: а) с вертикальной напорной гранью (рисунок 9.2, I); б) со скошенной напорной гранью (рисунок 9.2, II).

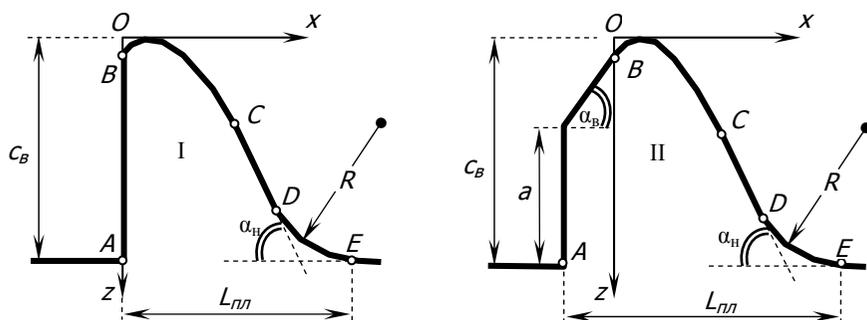


Рисунок 9.2

Поперечный профиль по Кригеру–Офицерову состоит из следующих элементов (рисунок 9.2)

- вертикальной или скошенной напорной грани AB ;
- криволинейного участка BC , который строится по координатам Кригера–Офицера (таблица 9.2);
- прямолинейного участка CD , наклоненного к горизонту под углом α_n величина которого зависит от длины подошвы плотины $L_{пл}$;
- участка DE , описанного по дуге окружности радиусом R и сопрягающего участок CD с поверхностью дна в нижнем бьефе (значения радиуса R приводятся в таблице 9.3).

Таблица 9.2

| x | z | | | | | |
|-----|--------------------------------|--|-------------------------------------|--------------------------------|--|-------------------------------------|
| | Форма I | | | Форма II | | |
| | Очертание участка BC водослива | Очертание струи Внутренняя поверхность | Очертание струи Внешняя поверхность | Очертание участка BC водослива | Очертание струи Внутренняя поверхность | Очертание струи Внешняя поверхность |
| 0,0 | 0,126 | 0,126 | -0,831 | 0,043 | 0,043 | -0,781 |
| 0,1 | 0,036 | 0,036 | -0,803 | 0,010 | 0,010 | -0,756 |
| 0,2 | 0,007 | 0,007 | -0,772 | 0,000 | 0,000 | -0,724 |
| 0,3 | 0,000 | 0,000 | -0,740 | 0,005 | 0,005 | -0,689 |
| 0,4 | 0,007 | 0,007 | -0,702 | 0,023 | 0,023 | -0,648 |
| 0,6 | 0,060 | 0,063 | -0,620 | 0,090 | 0,090 | -0,552 |
| 0,8 | 0,147 | 0,153 | -0,511 | 0,189 | 0,193 | -0,435 |
| 1,0 | 0,256 | 0,267 | -0,380 | 0,321 | 0,333 | -0,293 |
| 1,2 | 0,393 | 0,410 | -0,219 | 0,480 | 0,500 | -0,120 |
| 1,4 | 0,565 | 0,590 | -0,030 | 0,665 | 0,700 | -0,075 |
| 1,7 | 0,873 | 0,920 | 0,305 | 0,992 | 1,05 | 0,438 |
| 2,0 | 1,235 | 1,31 | 0,693 | 1,377 | 1,47 | 0,860 |
| 2,5 | 1,96 | 2,10 | 1,50 | 2,14 | 2,34 | 1,71 |
| 3,0 | 2,824 | 3,11 | 2,50 | 3,06 | 3,39 | 2,76 |
| 3,5 | 3,818 | 4,26 | 3,66 | 4,08 | 4,61 | 4,00 |
| 4,0 | 4,93 | 5,61 | 5,00 | 5,24 | 6,04 | 5,42 |
| 4,5 | 6,22 | 7,15 | 6,54 | 6,58 | 7,61 | 7,07 |

Таблица 9.3

| Высота водослива c_B , м | Значения сопрягающих радиусов R в зависимости от профилирующего напора $H_{прф}$, м | | | | | | | | |
|----------------------------|--|-----|------|------|------|------|------|------|------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| 10 | 3,0 | 4,2 | 5,4 | 6,5 | 7,5 | 8,5 | 9,6 | 10,6 | 11,6 |
| 20 | 4,0 | 6,0 | 7,8 | 8,9 | 10,0 | 11,0 | 12,2 | 13,3 | 14,3 |
| 30 | 4,5 | 7,5 | 9,7 | 11,0 | 12,4 | 13,5 | 14,7 | 15,8 | 16,8 |
| 40 | 4,7 | 8,4 | 11,0 | 13,0 | 14,5 | 15,8 | 17,0 | 18,0 | 19,0 |
| 50 | 4,8 | 8,8 | 12,2 | 14,5 | 16,5 | 18,0 | 19,2 | 20,3 | 21,3 |
| 60 | 4,9 | 8,9 | 13,0 | 15,5 | 18,0 | 20,0 | 21,2 | 22,2 | 23,2 |

Табличные значения координат Кригера–Офицера даны для профилирующего напора $H_{прф}=1$ (в любых единицах измерения). Для построения профиля водослива координаты в таблице 9.2 умножаются на значение профилирующего напора $H_{прф}$, определяемого из условия пропускания через проектируемый водослив расчетного расхода Q_p (см. выше методику определения напора H на гребне водослива при известном расходе Q). Коэффициенты расхода для

предварительных расчетов принимают $m=0,49$ — для профиля I и $m=0,48$ — для профиля II (рисунок 9.2).

Уточненный коэффициент расхода m определяется исходя из вида профиля и условий эксплуатации водослива по формуле Н.Н. Павловского

$$m = m_p \sigma_\phi \sigma_n, \quad (9.6)$$

где $m_p=0,504$ — коэффициент расхода водослива, построенного по координатам Кригера–Офицера, принятый по опытным данным А.С. Офицера; σ_ϕ — коэффициент формы (см. приложение П.3), учитывающий влияние особенностей геометрии профиля, т. е. углов α_b, α_n и отношения a/c_b (см. рисунок 9.2); σ_n — коэффициент полноты напора, который учитывает влияние отклонения значения действительного напора H на водосливе от значения профилирующего напора $H_{\text{прф}}$, принимается по данным Н.П. Розанова и А.С. Офицера (см. приложение П.4).

При наличии подтопления водослива необходимо уточнить соответствующий коэффициент σ_n в (9.1). Причем водослив считается подтопленным при выполнении двух условий: 1) глубина в нижнем бьефе h_n больше, чем высота водослива c_n со стороны нижнего бьефа, т. е. $h_n > c_n$; 2) в нижнем бьефе за водосливом образуется затопленный гидравлический прыжок, определяемый по критерию (5.15). Коэффициент подтопления σ_n для безвакуумных водосливов, очерченных по координатам Кригера–Офицера, выбирается в зависимости от отношения h_n/H_0 , где $h_n = h_n - c_n$ (см. приложение П.5).

В многопролетных плотинах (рисунок 9.3) при обтекании береговых устоев или быков возникает боковое сжатие, учитываемое коэффициентом сжатия ε в (9.1), который можно определять по формуле Френсиса–Кригера

$$\varepsilon = 1 - 0,1 n' \xi \frac{H}{b}, \quad (9.7)$$

где n' — число отдельных сжатий; ξ — коэффициент формы верхней грани быков и устоев, который Кригер рекомендует принимать следующими: $\xi=1$ для прямоугольных быков и устоев; $\xi=0,7$ для полукруглых и прямолинейно заостренных быков; $\xi=0,4$ для криволинейно заостренных быков.

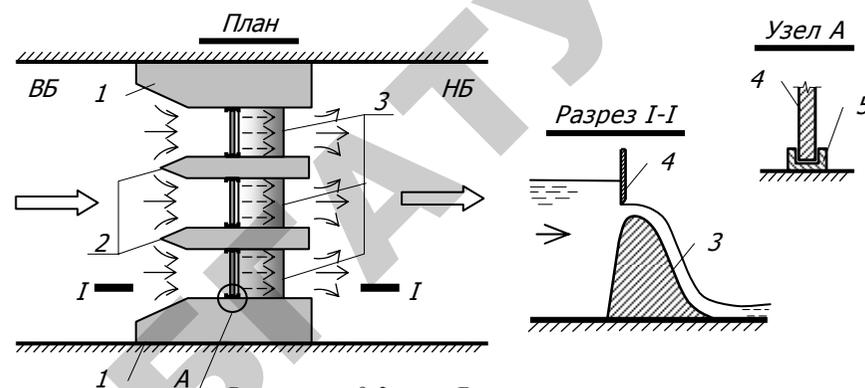


Рисунок 9.3 — Водосливная плотина: 1 — береговые устои; 2 — разделительные быки; 3 — водосливы; 4 — затворы; 5 — вертикальные направляющие затворов

Необходимо отметить, что приведенная формула (9.7), а также эмпирические формулы других авторов лишь приближенно отражают условия бокового сжатия реальных водосливов, что связано с многообразием конструктивных решений плотин и вспомогательного оборудования. Например, зачастую верхнюю (режущую) грань быков выдвигают в верхний бьеф (рисунок 9.3). При этом величина коэффициента бокового сжатия ε существенно изменяется. Считается, что при выдвигании быков в верхний бьеф на расстояние $L > c_b > 3H$ величина $\varepsilon=1$ для отверстий, ограниченных такими быками, причем при любом очертании быков. Следует также учитывать возможность возникновения бокового сжатия при обтекании потоком вертикальных конструкций (поз. 5 на рисунке 9.3), устанавливаемых по сторонам водосливных отверстий в качестве направляющих для затворов и других обслуживающих механизмов. При наличии таких конструкций Н.Н. Павловский рекомендует вводить коэффициент $\varepsilon=0,85 \dots 0,95$.

При проектировании водосливных плотин необходимо учитывать режим движения потока в нижнем бьефе за водосливом и местоположение гидравлического прыжка. В практике гидротехнического строительства сопряжение бьефов проектируют, как правило, по типу затопленного прыжка (см. рисунок 5.4). Отгон прыжка вызывает опасения размыва русла, что требует сооружения в нижнем бьефе специального дорогостоящего крепления. Для уст-

ранения отгона прыжка непосредственно за водосливом устраивают водобойные колодцы, стенки и другие гасители энергии. Рассмотрим пример расчета водобойной стенки (рисунок 9.4).

Гидравлический расчет водобойной стенки заключается в определении высоты стенки c' и расстояния $L_{\text{кол}}$, на котором ее следует установить (рисунок 9.4).

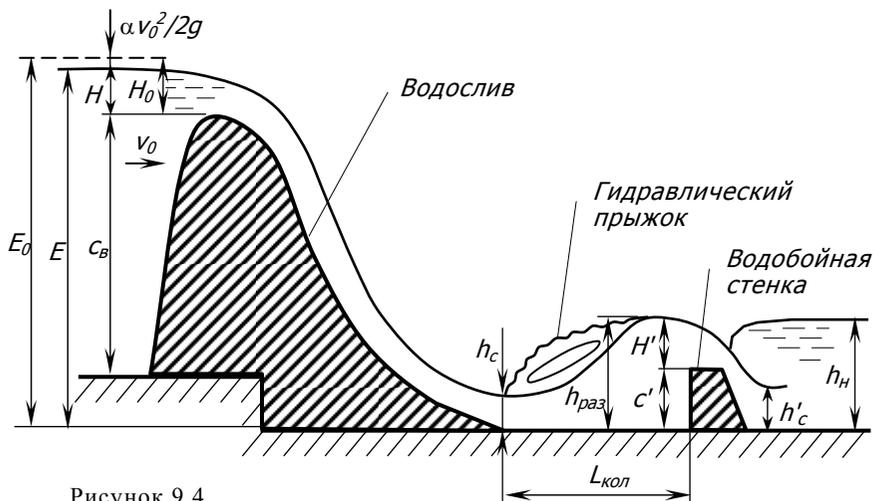


Рисунок 9.4

Высота водобойной стенки определяется по формуле

$$c' = k h_{\text{раз}} - H', \quad (9.8)$$

где $k = 1,05 \dots 1,1$ — коэффициент запаса; $h_{\text{раз}}$ — раздельная глубина, определяемая по формуле (5.16); H' — напор над гребнем стенки.

Напор H' над стенкой определяется из известной формулы (1.5')

$$q_{\text{ст}} = \sigma'_n m' \sqrt{2g} (H'_0)^{3/2}, \quad (9.9)$$

где $q_{\text{ст}} = q_{\text{пл}} = Q_p/B$ — удельный расход водобойной стенки; σ'_n — коэффициент подтопления стенки (допустимо принимать как для безвакуумного водослива практического профиля); m' — коэффициент расхода водобойной стенки ($m' = 0,40 \dots 0,44$); $H'_0 = H' + \alpha(v'_0)^2/(2g)$ — напор над водобойной стенкой с учетом скорости подхода перед ней $v'_0 = q_{\text{ст}}/h_{\text{раз}}$.

К определению высоты водобойной стенки следует заметить, что зачастую заранее неизвестно подтоплена она или нет. В этом случае вначале стенку рассчитывают в предположении, что она не подтоплена, т. е. $\sigma'_n = 1$, а затем проверяют два условия подтопления (см. выше). Проверяя первое условие подтопления по критерию (5.15), при расчете раздельной глубины $h'_{\text{раз}}$ сжатая глубина h'_c определяется с учетом полной удельной энергии перед водобойной стенкой относительно отметки дна за ней по формуле

$$E'_0 = E' + \alpha(v'_0)^2/(2g), \quad (9.10)$$

где E' — удельная потенциальная энергия перед стенкой, которая равна раздельной глубине $h_{\text{раз}}$ при условии, что отметки дна перед водобойной стенкой и за ней совпадают.

Если в результате проверки устанавливается, что стенка образует подтопленный водослив, то расчет повторяют с учетом коэффициента подтопления σ'_n методом итераций.

Если при проверке условия подтопления выясняется, что за стенкой образуется отогнанный прыжок, то в этом случае следует предусмотреть вторую водобойную стенку (меньшей высоты) и т. д. Высота каждой последующей стенки рассчитывается так же, как и высота первой. При этом стенка расположенная выше по течению рассматривается как плотина.

Длину колодца $L_{\text{кол}}$, т. е. расстояние от нижней точки водоската до верховой грани водобойной стенки (см. рисунок 9.4), определяют из условия размещения свободного гидравлического прыжка в пределах колодца

$$L_{\text{кол}} = L_{\text{пр}} + L_{\text{зап}}, \quad (9.11)$$

где $L_{\text{пр}}$ — длина свободного прыжка, определяемая по формулам (5.5)-(5.9); $L_{\text{зап}}$ — запас длины для размещения нижнего вальца.

В действительности в колодце образуется несвободный (подпертый) гидравлический прыжок, длина которого меньше свободного прыжка. В связи с этим ряд авторов на основании опытных данных рекомендуют упрощенные формулы для определения $L_{\text{кол}}$. Например, М.Д. Чертоусов предложил следующую эмпирическую формулу:

$$L_{\text{кол}} = \beta L_{\text{пр}}, \quad (9.12)$$

где $\beta = 0,7 \dots 0,8$ — эмпирический коэффициент.

Задание на выполнение работы

1. Рассчитать ширину водосливного фронта B и отдельных водосливных отверстий b многопролетной плотины при следующих заданных параметрах (таблица 9.4): расчетный паводковый расход $Q_{р.п.}$, удельный расход плотины $q_{пл.}$, количество водосливных отверстий n .

2. Построить поперечный профиль водосливной плотины в виде безвакуумного водослива практического профиля по координатам Кригера–Офицерова (см. рисунок 9.2) при следующих заданных параметрах (таблица 9.4): отметки уровня воды в верхнем бьефе $\nabla_{у.в.}$ и дна у основания водослива $\nabla_{осн.}$; отношение размеров верховой грани водослива a/c_v , углы наклона к горизонту верховой грани α_v и прямолинейного участка низовой грани α_n , бытовая глубина в нижнем бьефе h_n . Подтопление плотины и боковое сжатие струи отсутствуют. Отметки дна верхнего и нижнего бьефов равны.

Таблица 9.4. Выбор индивидуальных данных

| Последняя цифра шифра | $Q_{р.п.}$ м ³ /с | $q_{пл.}$ м ² /с | n , шт | $\nabla_{у.в.}$ м | $\nabla_{осн.}$ м | Предпоследняя цифра шифра | a/c_v | α_v , град. | α_n , град. | h_n , м |
|-----------------------|---------------------------------|--------------------------------|-------------|----------------------|----------------------|---------------------------|---------|-----------------------|-----------------------|--------------|
| 0 | 12 | 5 | 2 | 202 | 185 | 0 | 0 | 90 | 15 | 2,2 |
| 1 | 30 | 7 | 3 | 214 | 193 | 1 | 0,3 | 75 | 30 | 2,3 |
| 2 | 50 | 10 | 3 | 225 | 197 | 2 | 0,6 | 45 | 60 | 2,5 |
| 3 | 90 | 15 | 4 | 229 | 198 | 3 | 0,9 | 15 | 15 | 2,7 |
| 4 | 170 | 20 | 4 | 244 | 205 | 4 | 0 | 15 | 30 | 2,8 |
| 5 | 200 | 30 | 3 | 252 | 217 | 5 | 0 | 30 | 60 | 2,9 |
| 6 | 150 | 20 | 4 | 260 | 234 | 6 | 0,3 | 60 | 15 | 3,0 |
| 7 | 120 | 15 | 4 | 269 | 246 | 7 | 0 | 45 | 30 | 3,1 |
| 8 | 100 | 10 | 5 | 281 | 261 | 8 | 0,6 | 30 | 60 | 3,2 |
| 9 | 70 | 6 | 5 | 290 | 263 | 9 | 0 | 60 | 30 | 3,3 |

3. Определить положение гидравлического прыжка в нижнем бьефе и при необходимости предусмотреть водобойные устройства, которые также указать на поперечном профиле водослива.

Порядок выполнения работы

1. Из таблицы 9.4 выписать индивидуальные данные для решения задачи.

2. По формуле (9.3) предварительно определить ширину водосливного фронта B . По найденному значению B с использованием формулы (9.4) определить ширину водосливных отверстий b и округлить до ближайшего стандартного размера (см. таблицу 9.1).

С учетом принятого размера отверстий b уточнить значение ширины водосливного фронта B по формуле (9.2).

3. С использованием формул (9.1) и (9.6) рассчитать профилирующий напор $H_{прф}$ из условия, что $H_{прф} = H_0$.

4. По формуле (9.5) определить высоту водослива c_v .

5. В соответствии с индивидуальными данными и значениями $H_{прф}$ и c_v рассчитать и построить в масштабе поперечный профиль водослива практического профиля по координатам Кригера–Офицерова (см. таблицы 9.2 и 9.3) с указанием на чертеже основных размеров (c_v , a , $L_{пл.}$, R , α_v и α_n).

6. С использованием критерия (5.15) и формул (5.2), (5.16) и (5.18) определить местоположение гидравлического прыжка за водосливом. Если расчетный прыжок окажется отогнанным, то запроектировать в нижнем бьефе водобойную стенку. Высота стенки c' определяется по формуле (9.8) с использованием формулы (9.9). Расстояние от нижней точки водоската до верховой грани водобойной стенки $L_{кол}$ определяется по формуле (9.12).

7. Проверить вид сопряжения потоков за водобойной стенкой и при необходимости предусмотреть вторую водобойную стенку и т. д. Положение гидравлического прыжка определяется так же, как и в пункте 6 с учетом того, что полная удельная энергия E'_0 перед стенкой определяется по формуле (9.10), а сама стенка рассматривается как водослив практического профиля.

8. Нанести на поперечный профиль водослива рассчитанные водобойные устройства с указанием соответствующих размеров (c'_i , $L_{кол.i}$ и т. д.).

Пример расчета

Требуется произвести гидравлический расчет безвакуумного водослива практического профиля (Кригера–Офицерова) с водобоем в нижнем бьефе.

Исходные данные по варианту № 00 (см. таблицу 9.4): расчетный паводковый расход $Q_{р.п.} = 12 \text{ м}^3/\text{с}$; удельный расход плотины $q_{пл.} = 5 \text{ м}^2/\text{с}$; количество водосливных отверстий $n = 2$; отметки уровня воды в верхнем бьефе $\nabla_{у.в.} = 202 \text{ м}$ и дна у основания водослива $\nabla_{осн.} = 185 \text{ м}$; отношение размеров верховой грани водослива $a/c_v = 0$; углы наклона к горизонту верховой грани $\alpha_v = 90^\circ$ и прямолинейного участка низовой грани $\alpha_n = 15^\circ$; бытовая глубина в нижнем бье-

фе $h_n = 2,2$ м. Подтопление плотины и боковое сжатие струи отсутствуют, т. е. $\sigma_n = 1$ и $\varepsilon = 1$.

Решение:

Расчет ширины водосливного фронта и водосливных отверстий

Предварительно определим ширину водосливного фронта по формуле (9.3) и водосливных отверстий по формуле (9.4)

$$B = \frac{Q_{p.п}}{q_{пл}} = \frac{12 \text{ м}^3/\text{с}}{5 \text{ м}^2/\text{с}} = 2,4 \text{ м};$$

$$b = \frac{B}{n} = \frac{2,4 \text{ м}}{2} = 1,2 \text{ м}.$$

Округляем размер b до ближайшего стандартного значения (см. таблицу 9.1). Принимаем $b = 1,25$ м. Тогда ширина водосливного фронта равна

$$B = b \cdot n = 1,25 \cdot 2 = 2,5 \text{ м}.$$

При этом изменится значение удельного расхода $q_{пл}$, т. е.

$$q_{пл} = \frac{Q_{p.п}}{B} = \frac{12 \text{ м}^3/\text{с}}{2,5 \text{ м}} = 4,8 \text{ м}^2/\text{с}.$$

Окончательно принимаем следующие расчетные параметры: удельный расход плотины $q_{пл} = 4,8 \text{ м}^2/\text{с}$; ширина водосливного фронта $B = 2,5$ м; ширина водосливных отверстий $b = 1,25$ м.

Определение профилирующего напора и высоты водослива

Определяем коэффициент расхода m по формуле (9.6)

$$m = m_p \sigma_\phi \sigma_n = 0,504 \cdot 0,933 \cdot 1 = 0,470.$$

Профилирующий напор $H_{прф}$ определяем из формулы (9.1) при условии, что $H_{прф} = H_0$, т. е.

$$H_{прф} = \left(\frac{Q_{p.п}}{\sigma_n \cdot \varepsilon \cdot m \cdot B \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{12 \text{ м}^3/\text{с}}{1 \cdot 1 \cdot 0,47 \cdot 2,5 \text{ м} \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м}/\text{с}^2}} \right)^{2/3} = 1,75 \text{ м}.$$

Высоту водослива определяем по формуле (9.5)

$$c_b = \nabla_{y.в} - \nabla_{осн} - H_{прф} = 202 \text{ м} - 185 \text{ м} - 1,75 \text{ м} = 15,2 \text{ м}.$$

Окончательно принимаем следующие параметры водослива: профилирующий напор $H_{прф} = 1,75$ м; высота водослива $c_b = 15,2$ м.

Определение типа сопряжения потоков в нижнем бьефе и расчет водобойных устройств

Положение гидравлического прыжка за водосливом определяем по критерию (5.15). Для этого вначале определим критическую глубину $h_{кр}$ по формуле (5.2), глубину сжатого сечения h_c по формуле (5.18) и раздельную глубину $h_{раз}$ по формуле (5.16).

Определим критическую глубину (в инженерных расчетах для неравномерных потоков допустимо принимать коэффициент Кориолиса $\alpha = 1$)

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\alpha q_{пл}^2 / g} = \sqrt[3]{\frac{1 \cdot (4,8 \text{ м}^2/\text{с})^2}{9,81 \text{ м}/\text{с}^2}} = 1,33 \text{ м}.$$

Глубина сжатого сечения

$$h_c = \frac{q_{пл}}{\phi \sqrt{2g(E_0 - h_c)}} = \frac{q_{пл}}{\phi \sqrt{2g(c_b + H_{прф} - h_c)}}.$$

Решаем методом итераций. Коэффициент скорости ϕ для водослива практического профиля принимаем 0,94. Таким образом, получим:

$$h_c^{(1)} = \frac{4,8 \text{ м}^2/\text{с}}{0,94 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м}/\text{с}^2 \cdot (15,2 \text{ м} + 1,75 \text{ м} - 0)}} = 0,280 \text{ м};$$

$$h_c^{(2)} = \frac{4,8 \text{ м}^2/\text{с}}{0,94 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м}/\text{с}^2 \cdot (15,2 \text{ м} + 1,75 \text{ м} - 0,280 \text{ м})}} = 0,282 \text{ м};$$

$$h_c^{(3)} = \frac{4,8 \text{ м}^2/\text{с}}{0,94 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м}/\text{с}^2 \cdot (15,2 \text{ м} + 1,75 \text{ м} - 0,282 \text{ м})}} = 0,282 \text{ м}.$$

Окончательно в третьем приближении получили $h_c = 0,282$ м.

Раздельная глубина

$$h_{\text{раз}} = \frac{h_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{\text{кр}}}{h_c} \right)^3} - 1 \right] = \frac{0,282 \text{ м}}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{1,33 \text{ м}}{0,282 \text{ м}} \right)^3} - 1 \right] = 3,95 \text{ м}.$$

На основании критерия (5.15) устанавливаем, что в нижнем бьефе за водосливом образуется отогнанный гидравлический прыжок, т. к. величина раздельной глубины $h_{\text{раз}} = 3,95 \text{ м}$ больше глубины в нижнем бьефе $h_n = 2,2 \text{ м}$.

Для предотвращения отгона прыжка предусмотрим прямоугольную водобойную стенку на всю ширину водосливных отверстий, т. е. $b_{\text{ст}} = b$, и, следовательно, $q_{\text{ст}} = q_{\text{пл}}$. Высоту первой стенки c'_1 рассчитываем по формуле (9.8), предварительно определив из формулы (9.9) геометрический напор H'_1 над гребнем стенки в предположении, что стенка не подтоплена, т. е. $\sigma'_{\text{п.1}} = 1$.

Полный напор над гребнем стенки

$$H'_{01} = \left(\frac{q_{\text{ст}}}{\sigma'_{\text{п.1}} m' \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{4,8 \text{ м}^2/\text{с}}{1 \cdot 0,42 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м}/\text{с}^2}} \right)^{2/3} = 1,88 \text{ м}.$$

Тогда геометрический напор над гребнем стенки

$$H'_1 = H'_{01} - \frac{\alpha (v'_{01})^2}{2g} = H'_{01} - \frac{\alpha (q_{\text{ст}}/h_{\text{раз}})^2}{2g} = 1,88 \text{ м} - \frac{1 \cdot \left(\frac{4,8 \text{ м}^2/\text{с}}{3,95 \text{ м}} \right)^2}{2 \cdot 9,81 \text{ м}/\text{с}^2} = 1,80 \text{ м}.$$

Таким образом, расчетная высота водобойной стенки

$$c'_1 = k h_{\text{раз}} - H'_1 = 1,1 \cdot 3,95 \text{ м} - 1,80 \text{ м} = 2,54 \text{ м}.$$

Принимаем $c'_1 = 2,5 \text{ м}$. Тогда глубина воды в образованном колодце

$$h_{\text{кол.1}} = c'_1 + H'_1 = 2,5 \text{ м} + 1,8 \text{ м} = 4,3 \text{ м},$$

а коэффициент запаса равен

$$k = h_{\text{кол.1}}/h_{\text{раз}} = 4,3 \text{ м}/3,95 \text{ м} = 1,09,$$

что не выходит за пределы рекомендуемого интервала 1,05...1,1.

Высота водобойной стенки $c'_1 = 2,5 \text{ м}$ больше глубины в нижнем бьефе $h_n = 2,2 \text{ м}$, следовательно, стенка не подтоплена ($\sigma'_{\text{п.1}} = 1$) и уточнения расчета не требуется.

Длину подошвы водобойной стенки $L_{\text{ст.1}}$ конструктивно принимаем равной ее высоте, т. е. $L_{\text{ст.1}} = c'_1 = 2,5 \text{ м}$.

Определяем место установки водобойной стенки. Для этого вначале рассчитываем длину свободного прыжка $L_{\text{пр.1}}$ по формуле Чертоусова (5.6), принимая, что первая сопряженная глубина $h_1 = h_c = 0,282 \text{ м}$, тогда

$$\text{Fr}_c = \left(\frac{h_{\text{кр}}}{h_c} \right)^3 = \left(\frac{1,33 \text{ м}}{0,282 \text{ м}} \right)^3 = 105;$$

$$L_{\text{пр.1}} = 10,3 h_c (\sqrt{\text{Fr}_c} - 1)^{0,81} = 10,3 \cdot 0,282 \text{ м} \cdot (\sqrt{105} - 1)^{0,81} = 17,6 \text{ м}.$$

Расстояние по дну от нижней точки водоската до верховой грани водобойной стенки определяем по формуле (9.12)

$$L_{\text{кол.1}} = \beta L_{\text{пр.1}} = 0,75 \cdot 17,6 \text{ м} = 13,2 \text{ м}.$$

Конструктивно принимаем $L_{\text{кол.1}} = 14,0 \text{ м}$.

Окончательно принимаем следующие конструктивные параметры первой ступени водобоя: высота водобойной стенки $c'_1 = 2,5 \text{ м}$; длина подошвы водобойной стенки $L_{\text{ст.1}} = 2,5 \text{ м}$; расстояние по дну от нижней точки водоската до верховой грани водобойной стенки $L_{\text{кол.1}} = 14,0 \text{ м}$.

Определяем положение гидравлического прыжка за первой водобойной стенкой (методика расчета аналогична представленной выше при определении положения гидравлического прыжка за водосливом).

Критическая глубина $h_{\text{кр}} = 1,33 \text{ м}$ — без изменений.

Глубина сжатого сечения

$$h_{c.1} = \frac{q_{\text{пл}}}{\varphi \sqrt{2g (E'_{01} - h_{c.1})}} = \frac{q_{\text{пл}}}{\varphi \sqrt{2g (c'_1 + H'_{01} - h_{c.1})}},$$

тогда

$$h_{c.1}^{(1)} = \frac{4,8 \text{ м}^2/\text{с}}{0,94 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м}/\text{с}^2 \cdot (2,5 \text{ м} + 1,88 \text{ м} - 0)}} = 0,551 \text{ м};$$

$$h_{c.1}^{(2)} = \frac{4,8 \text{ м}^2/\text{с}}{0,94 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м}/\text{с}^2 \cdot (2,5 \text{ м} + 1,88 \text{ м} - 0,551 \text{ м})}} = 0,589 \text{ м};$$

$$h_{c.1}^{(3)} = \frac{4,8 \text{ м}^2/\text{с}}{0,94 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м}/\text{с}^2 \cdot (2,5 \text{ м} + 1,88 \text{ м} - 0,589 \text{ м})}} = 0,592 \text{ м}.$$

Значения второго и третьего приближений отличаются менее чем на 1 %, поэтому окончательно принимаем $h_{c.1} = 0,592 \text{ м}$;

Раздельная глубина

$$h_{\text{раз.1}} = \frac{h_{c.1}}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{\text{кр}}}{h_{c.1}} \right)^3} - 1 \right] = \frac{0,592 \text{ м}}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{1,33 \text{ м}}{0,592 \text{ м}} \right)^3} - 1 \right] = 2,54 \text{ м}.$$

Так как величина раздельной глубины $h_{\text{раз.1}} = 2,54 \text{ м}$ больше глубины в нижнем бьефе $h_n = 2,2 \text{ м}$, то за первой водобойной стенкой также образуется отогнанный гидравлический прыжок, следовательно, необходимо предусмотреть вторую водобойную стенку.

Расчет второй водобойной стенки проводим аналогично расчету первой стенки.

Полный напор над гребнем второй стенки $H'_{02} = 1,88$ — как и ранее.

Геометрический напор над гребнем второй стенки

$$H'_2 = H'_{02} - \frac{\alpha (v'_{02})^2}{2g} = H'_{02} - \frac{\alpha (q_{\text{ст}}/h_{\text{раз.1}})^2}{2g} = 1,88 \text{ м} - \frac{1 \cdot \left(\frac{4,8 \text{ м}^2/\text{с}}{2,54 \text{ м}} \right)^2}{2 \cdot 9,81 \text{ м}/\text{с}^2} = 1,70 \text{ м}.$$

Таким образом, расчетная высота второй водобойной стенки

$$c'_2 = k h_{\text{раз.1}} - H'_2 = 1,1 \cdot 2,54 \text{ м} - 1,70 \text{ м} = 1,09 \text{ м}.$$

Принимаем $c'_2 = 1,1 \text{ м}$. Тогда глубина воды в образованном колодце

$$h_{\text{кол.2}} = c'_2 + H'_2 = 1,1 \text{ м} + 1,70 \text{ м} = 2,80 \text{ м},$$

а коэффициент запаса равен

$$k = h_{\text{кол.2}}/h_{\text{раз.1}} = 2,80 \text{ м}/2,54 \text{ м} = 1,10,$$

что не выходит за пределы рекомендуемого интервала 1,05...1,1.

Длину подошвы водобойной стенки $L_{\text{ст.1}}$ конструктивно принимаем равной ее высоте, т. е. $L_{\text{ст.2}} = c'_2 = 1,1 \text{ м}$.

Определяем место установки водобойной стенки.

Критерий Фруда для сжатого сечения

$$Fr_{c.1} = \left(\frac{h_{\text{кр}}}{h_{c.1}} \right)^3 = \left(\frac{1,33 \text{ м}}{0,592 \text{ м}} \right)^3 = 11,3;$$

$$L_{\text{пр.2}} = 10,3 h_{c.1} \left(\sqrt{Fr_{c.1}} - 1 \right)^{0,81} = 10,3 \cdot 0,592 \text{ м} \cdot \left(\sqrt{11,3} - 1 \right)^{0,81} = 12,2 \text{ м}.$$

Расстояние по дну от низовой грани первой стенки до верховой грани второй водобойной стенки

$$L_{\text{кол.2}} = \beta L_{\text{пр.2}} = 0,75 \cdot 12,2 \text{ м} = 9,15 \text{ м}.$$

Конструктивно принимаем $L_{\text{кол.2}} = 10,0 \text{ м}$.

Высота второй водобойной стенки $c'_2 = 1,1 \text{ м}$ меньше глубины в нижнем бьефе $h_n = 2,2 \text{ м}$. Поэтому, возможно, стенка подтоплена. Проверим выполнение второго условия подтопления, для чего определим положение гидравлического прыжка за второй стенкой по уже использованной методике.

Критическая глубина $h_{\text{кр}} = 1,33 \text{ м}$ — без изменений.

Глубина сжатого сечения

$$h_{c.2} = \frac{q_{\text{пл}}}{\varphi \sqrt{2g (E'_{02} - h_{c.2})}} = \frac{q_{\text{пл}}}{\varphi \sqrt{2g (c'_2 + H'_{02} - h_{c.2})}},$$

тогда

$$h_{c.2}^{(1)} = \frac{4,8 \text{ м}^2/\text{с}}{0,94 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м}/\text{с}^2 \cdot (1,1 \text{ м} + 1,88 \text{ м} - 0)}} = 0,668 \text{ м};$$

$$h_{c.2}^{(2)} = \frac{4,8 \text{ м}^2/\text{с}}{0,94 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м}/\text{с}^2 \cdot (1,1 \text{ м} + 1,88 \text{ м} - 0,668 \text{ м})}} = 0,758 \text{ м};$$

$$h_{c,2}^{(3)} = \frac{4,8 \text{ м}^2/\text{с}}{0,94 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м}/\text{с}^2 \cdot (1,1 \text{ м} + 1,88 \text{ м} - 0,758 \text{ м})}} = 0,773 \text{ м};$$

$$h_{c,2}^{(4)} = \frac{4,8 \text{ м}^2/\text{с}}{0,94 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м}/\text{с}^2 \cdot (1,1 \text{ м} + 1,88 \text{ м} - 0,773 \text{ м})}} = 0,776 \text{ м}.$$

Значения третьего и четвертого приближений отличаются менее чем на 1 %, поэтому окончательно принимаем $h_{c,2} = 0,776 \text{ м}$;

Раздельная глубина

$$h_{\text{раз},2} = \frac{h_{c,2}}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{\text{кр}}}{h_{c,2}} \right)^3} - 1 \right] = \frac{0,776 \text{ м}}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{1,33 \text{ м}}{0,776 \text{ м}} \right)^3} - 1 \right] = 2,10 \text{ м}.$$

Так как величина раздельной глубины $h_{\text{раз},1} = 2,1 \text{ м}$ меньше глубины в нижнем бьефе $h_n = 2,2 \text{ м}$, то за второй водобойной стенкой будет иметь место затопленный гидравлический прыжок. Это означает, что отгон прыжка ликвидирован и водобойных устройств больше не требуется. В то же самое время выполняется второе условие подтопления, а, следовательно, вторая водобойная стенка подтоплена и $\sigma'_{п,2} < 1$, что требует уточнения расчета ее высоты.

Используя приложение П.5, уточняем коэффициент подтопления $\sigma'_{п,2}$. Для этого определяем превышение уровня воды в нижнем бьефе над гребнем водобойной стенки

$$h_{п,2} = h_n - c'_2 = 2,2 \text{ м} - 1,1 \text{ м} = 1,1 \text{ м}.$$

Далее вычислим отношение

$$h_{п,2}/H'_{02} = 1,1 \text{ м}/1,88 \text{ м} = 0,585 \approx 0,6.$$

Устанавливаем значение коэффициента подтопления $\sigma'_{п,2} = 0,957$.

С учетом коэффициента подтопления уточняем

$$H'_{02} = \left(\frac{q_{\text{ст}}}{\sigma'_{п,2} m' \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{4,8 \text{ м}^2/\text{с}}{0,957 \cdot 0,42 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м}/\text{с}^2}} \right)^{2/3} = 1,94 \text{ м};$$

$$H'_2 = H'_{02} - \frac{\alpha (q_{\text{ст}}/h_{\text{раз},1})^2}{2g} = 1,94 \text{ м} - \frac{1 \cdot \left(\frac{4,8 \text{ м}^2/\text{с}}{2,54 \text{ м}} \right)^2}{2 \cdot 9,81 \text{ м}/\text{с}^2} = 1,76 \text{ м};$$

$$c'_2 = k h_{\text{раз},1} - H'_2 = 1,1 \cdot 2,54 \text{ м} - 1,76 \text{ м} = 1,03 \text{ м}.$$

Принимаем $c'_2 = 1,0 \text{ м}$. Тогда глубина воды в образованном колодце

$$h_{\text{кол},2} = c'_2 + H'_2 = 1,0 \text{ м} + 1,76 \text{ м} = 2,76 \text{ м},$$

а коэффициент запаса равен

$$k = h_{\text{кол},2}/h_{\text{раз},1} = 2,76 \text{ м}/2,54 \text{ м} = 1,09,$$

что не выходит за пределы рекомендуемого интервала 1,05...1,1.

Длину подошвы водобойной стенки принимаем $L_{\text{ст},2} = c'_2 = 1,0 \text{ м}$.

Окончательно принимаем следующие конструктивные параметры второй ступени водобоя: высота водобойной стенки $c'_2 = 1,0 \text{ м}$; длина подошвы водобойной стенки $L_{\text{ст},2} = 1,0 \text{ м}$; расстояние по дну от нижней точки водоската до верховой грани водобойной стенки $L_{\text{кол},2} = 10,0 \text{ м}$.

10. ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА «Исследование модели водослива со стенкой практического профиля»

Цель работы

1. Опытное наблюдение работы водослива практического профиля и наглядное сопоставление очертания поверхности водоската с траекторией свободной струи, образующейся при истечении через прямоугольный водослив с тонкой стенкой при различных напорах.
2. Исследование модели водослива практического профиля.
3. Определение расчетных расходов воды при истечении воды через водослив практического профиля и сопоставление полученных результатов с опытными данными.
4. Построение тарировочного графика исследованного водослива.

Общие сведения необходимые для выполнения настоящей работы представлены в работе № 9.

Описание экспериментальной установки

Работа проводится в гидравлическом лотке, описание которого приводится в работе № 1 (см. рисунок 1.3). В горизонтальном лотке устанавливается модель водосливной плотины с тремя пролетами (рисунок 10.1). В центральном пролете расположен водослив практического профиля с вертикальной напорной гранью, выполненный по координатам Кригера–Офицерова. Два боковых пролета имеют прямоугольные водосливы с тонкой стенкой, оборудованных затворами.

Порядок выполнения работы

1. Определить и занести в таблицу по форме 10.1 отметку дна лотка ∇_1 , отметку гребня водослива со стенкой практического профиля ∇_2 , ширину водосливного отверстия b , угол наклона прямолинейного участка водоската α_n (см. рисунок 10.1), а также значение профилирующего напора $H_{\text{прф}}$, по которому строился профиль модели водослива.

2. Поднять затворы всех водосливных отверстий исследуемой модели.

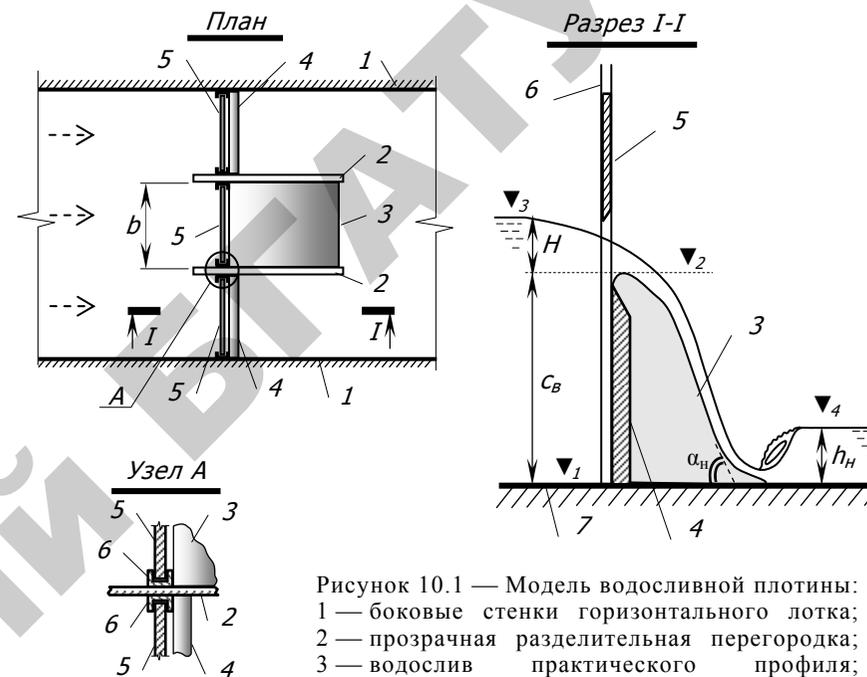


Рисунок 10.1 — Модель водосливной плотины:

- 1 — боковые стенки горизонтального лотка;
- 2 — прозрачная разделительная перегородка;
- 3 — водослив практического профиля;
- 4 — водослив с тонкой стенкой; 5 — затворы;
- 6 — вертикальные направляющие затворов;
- 7 — дно горизонтального лотка

3. Полностью открыть затвор 14 в конце лотка 11 (см. рисунок 1.3), включить погружной насос 2 , питающий напорный бак 6 , после заполнения которого приоткрыть кран 10 на подающем трубопроводе 9 и установить некоторый расход воды в лотке 11 . Работа проводится при полностью открытом затворе 14 , что приведет к установлению минимальных уровней воды в нижнем бьефе и позволит обеспечить работу незатопленного водослива во всех опытах.

4. Ступенчато изменяя расход воды в лотке, что будет приводить к изменению напора на водосливах, визуально сопоставлять очертание поверхности водоската стенки практического профиля с траекторией свободной струи, образующейся при истечении через прямоугольный водослив с тонкой стенкой. В момент, когда будет наблюдаться совмещение нижней поверхности свободной струи с поверхностью водоската стенки практического профиля определить

и занести в таблицу по форме 10.2 отметку уровня воды в верхнем бьефе ∇_3 (опыт № 1).

5. Опустив соответствующие затворы (см. рисунок 10.1), перекрыть боковые пролеты, в которых установлены водосливы с тонкой стенкой.

6. Устанавливая различные расходы воды в лотке, провести исследование водослива со стенкой практического профиля. Для этого после установления баланса уровня в верхнем бьефе каждый раз необходимо определить и занести в таблицу по форме 10.2 расход воды $Q_{оп}$ и отметку уровня воды в верхнем бьефе ∇_3 . Опыт повторить 5–6 раз, после чего завершить работу закрыв кран 10 на подающем трубопроводе 9 и выключив погружной насос 2 (см. рисунок 1.3).

Обработка экспериментальных данных

1. По соответствующим отметкам определить и занести в таблицу по форме 10.1 высоту водослива c_B .

2. По соответствующим отметкам определить и занести в таблицу по форме 10.2 напор над гребнем водослива H в каждом опыте.

3. Сравнивая значения напора H_1 , установленного в первом опыте, со значениями H_n в последующих опытах определить условия работы водослива практического профиля (знак "+" если водослив безвакуумный и знак "-" если вакуумный). При этом в опыте № 1 очертание поверхности водоската совпадало с траекторией нижней поверхности свободной струи, что свидетельствует об отсутствии избыточного давления под струей ($p_n \approx 0$). Соответственно, если в последующих опытах $H_n < H_1$, то под струей возникает положительное давление, т. е. водослив безвакуумный, и наоборот при $H_n > H_1$ под струей возникает вакуум, т. е. водослив вакуумный.

4. Определить отношение $H/H_{прф}$, по которому установить коэффициент полноты напора σ_n (см. приложение П.4).

5. Определить коэффициент сжатия ε , учитывая, что сжатие потока происходит как на входе в водосливное отверстие, так и при обтекании вертикальных направляющих b затворов 5 (см. рисунок 10.1). Таким образом, коэффициент сжатия $\varepsilon = \varepsilon_1 \cdot \varepsilon_2$, где ε_1 — сжатие на входе (определяется по формуле (9.7) как для прямоугольных быков и устоев), $\varepsilon_2 = 0,85 \dots 0,95$ — сжатие при обтекании вертикальных направляющих.

6. По формуле (9.6) определить коэффициент расхода m , при этом учитывая, что для данной конструкции водослива $m_p = 0,504$ и $\sigma_\phi = 1$ (см. приложение П.3).

7. По формуле (9.1) определить расчетный расход воды Q_p для всех опытов. При определении Q_p учесть, что водослив не подтоплен, т. е. $\sigma_n = 1$.

8. Сопоставить значения расчетных расходов воды Q_p с опытными данными $Q_{оп}$ (кроме опыта № 1), определив отклонение δ в процентном выражении по формуле (6.1). Результаты расчетов заносятся в таблицу по форме 10.2.

9. Сделать вывод о результатах сопоставления расчетных и опытных значений и построить тарировочный график $Q = f(H)$ водослива со стенкой практического профиля по опытным данным.

Форма 10.1. Постоянные величины

| ∇_1 | ∇_2 | b | α_n | $H_{прф}$ | c_B |
|------------|------------|-----|------------|-----------|-------|
| см | см | см | град. | см | см |
| | | | | | |

Форма 10.2

| № опыта | Измеренный расход | | | | ∇_3 | H | Условия работы водослива | $H/H_{прф}$ | σ_n | ε | m | Q_p | δ |
|---------|-------------------|----------------|------------|----------|------------|-----|--------------------------|-------------|------------|---------------|-----|-------|----------|
| | $\nabla_{p.1}$ | $\nabla_{p.2}$ | ΔH | $Q_{оп}$ | | | | | | | | | |
| | мм | мм | мм | л/с | | | | | | | | | |
| 1. | — | — | — | — | | | 0 | | | | | | — |
| 2. | | | | | | | | | | | | | |
| 3. | | | | | | | | | | | | | |
| 4. | | | | | | | | | | | | | |
| 5. | | | | | | | | | | | | | |
| 6. | | | | | | | | | | | | | |
| 7. | | | | | | | | | | | | | |

11. ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА «Исследование водослива с широким порогом»

Цель работы

1. Опытное исследование водослива с широким порогом без бокового сжатия.

2. Определение расчетных расходов воды при истечении через водослив с широким порогом и сопоставление полученных результатов с опытными данными.

Общие сведения

Водосливом с широким порогом называется водослив в виде стенки, гребень которой представляет собой горизонтальную плоскость длиной $2H < L_B < 10H$ (рисунок 11.1). Если длина порога $L_B < 2H/3$, то такой водослив рассматривается как водослив с тонкой стенкой (см. работу № 8). Если $2H/3 < L_B < 2H$, то водослив считают водосливом практического профиля (см. работы №№ 9 и 10). Если же $L_B > 10H$, то течение на пороге водослива рассматривается как течение в канале с нулевым уклоном.

Водослив с широким порогом представляет большой практический интерес в связи с тем, что по типу такого водослива работают многие гидротехнические сооружения.

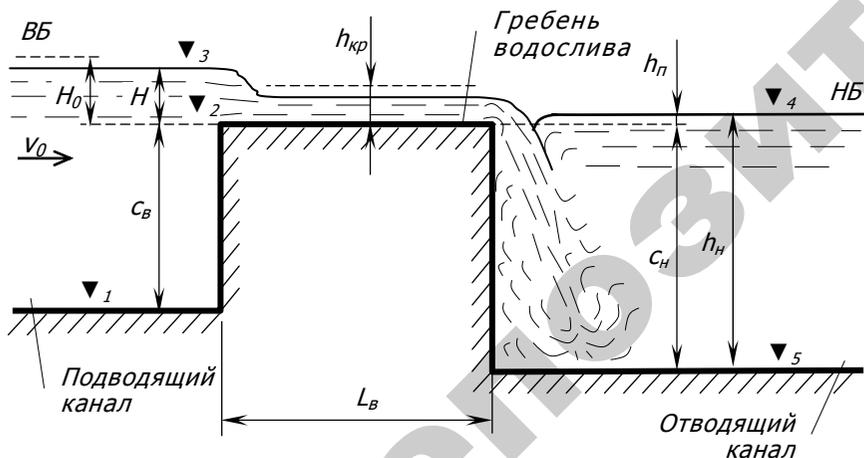


Рисунок 11.1

В зависимости от вида входного ребра водосливы с широким порогом бывают:

- с прямым входным ребром (см. рисунок 11.1);
- со скругленным входным ребром (рисунок 11.2, а);
- со скошенным входным ребром (рисунок 11.2, б);
- с наклонным входным ребром (рисунок 11.2, в).

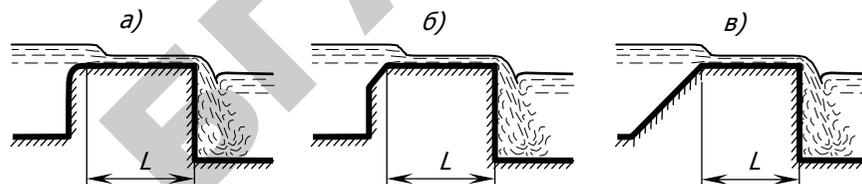


Рисунок 11.2

Водосливы с широким порогом, как и водосливы других профилей, подразделяются по условиям протекания на водосливы с боковым сжатием и без бокового сжатия, по типу сопряжения струи с нижним бьефом — на подтопленные и неподтопленные.

Существуют различные критерии оценки подтопления водослива с широким порогом, например, водослив считается подтопленным если:

- по Беланже

$$h_{\text{п}} > \frac{2}{3} H_0; \quad (11.1)$$

- по Бахметеву

$$h_{\text{п}} > h_{\text{кр}}; \quad (11.2)$$

- по Киселеву

$$h_{\text{п}} > 1,25 h_{\text{кр}}; \quad (11.3)$$

- по Березинскому

$$h_{\text{п}} > 0,8 H_0. \quad (11.4)$$

В (11.1)-(11.4) $h_n = h_n - c_n$ — глубина подтопления, т. е. превышение уровня воды в нижнем бьефе над отметкой гребня водослива (см. рисунок 11.1); $H_0 = H + \alpha v_0^2 / (2g)$ — полный напор на водосливе, учитывающий кроме геометрического напора H скорость подхода v_0 ; $h_{кр}$ — критическая глубина, определяемая по формуле (5.2).

Полный напор H_0 на водосливе в случае подводящего канала прямоугольного поперечного сечения шириной b определяется через расход Q по формуле

$$H_0 = H + \frac{\alpha Q^2}{2g [b(H + c_b)]^2}. \quad (11.5)$$

Расход воды Q через неподтопленный водослив с широким порогом без бокового сжатия определяются по водосливной формуле (1.3'). Расход через подтопленный водослив определяются по формуле (1.5').

Коэффициент подтопления σ_n в (1.5') определяется по таблицам или графикам различных авторов. Например, по А.М. Латышеву значения σ_n в зависимости от величины $k_n = h_n / H_0$ приведены в таблице 11.1.

Таблица 11.1

| | | | | | | | | | | |
|------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| k_n | 0,80 | 0,82 | 0,84 | 0,86 | 0,88 | 0,90 | 0,92 | 0,94 | 0,96 | 0,98 |
| σ_n | 1,0 | 0,99 | 0,97 | 0,95 | 0,9 | 0,84 | 0,78 | 0,7 | 0,6 | 0,4 |

Коэффициент расхода m в формулах (1.3') и (1.5') по А.Р. Березинскому при $2,5 < (L_b / H) \leq 10$ и $0 \leq (c_b / H) \leq 3$ для водослива с вертикальной верховой гранью и прямым входным ребром (см. рисунок 11.1) определяется по формуле

$$m = 0,32 + 0,01 \frac{3 - c_b / H}{0,46 + 0,75 c_b / H}. \quad (11.6)$$

При $(c_b / H) > 3$ коэффициент расхода $m = 0,32$.

Коэффициент расхода m водослива уменьшается при наличии бокового сжатия. Боковое сжатие возникает, если ширина подводящего канала b больше ширины водослива b_b (рисунок 11.3), или площадь живого сечения в подводящем канале больше площади живого сечения на пороге водослива.

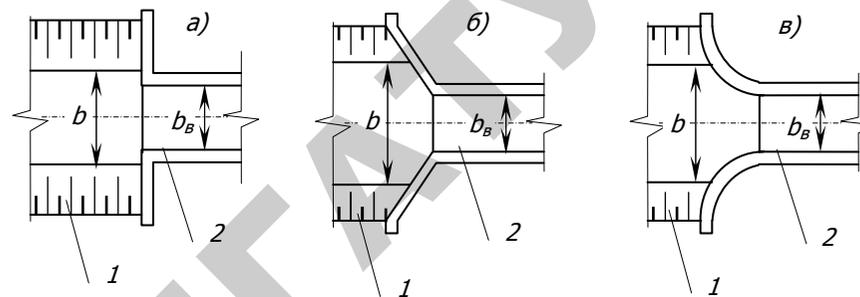


Рисунок 11.3 — Сопряжение водослива с подводящим каналом (план):
1 — трапециевидальный канал;
2 — водослив с широким порогом

Для определения коэффициентов расхода m водосливых, план которых изображен на рисунке 11.3, можно использовать формулы В.В. Смыслова:

- сопряжение с неплавным входом (рисунок 11.3, а)

$$m = 0,3 + 0,08 \frac{b_b H}{S_{в.б}}, \quad (11.7)$$

где $S_{в.б}$ — площадь живого сечения потока в подводящем канале;

- сопряжение по типу конуса (рисунок 11.3, б)

$$m = 0,3 + \frac{0,08}{1 + 2 b_b \operatorname{ctg} \theta}, \quad (11.8)$$

где θ — угол схождения вертикальных стенок относительно оси сооружения;

- сопряжение по типу конуса с углом схождения стенок $\theta < 25^\circ$ или других плавных очертаний (рисунок 11.3, в)

$$m = 0,35 \dots 0,36. \quad (11.9)$$

Описание экспериментальной установки

Работа проводится в гидравлическом лотке, описание которого приводится в работе № 1 (см. рисунок 1.3). В горизонтальном лотке устанавливается водослив с широким порогом без бокового сжатия с вертикальной верховой гранью и прямым входным ребром (см. рисунок 11.1)

Порядок выполнения работы

1. Измерить и занести в таблицу по форме 11.2 постоянные геометрические параметры: длину порога водослива L_B , ширину порога водослива $b_B = B$, отметку дна лотка перед водосливом ∇_1 , отметку гребня водослива ∇_2 и отметку дна лотка после водослива ∇_5 .

2. Полностью открыть затвор 14 в конце лотка 11 (см. рисунок 1.3), включить погружной насос 2, питающий напорный бак 6, после заполнения которого открыть кран 10 на подающем трубопроводе 9 и установить некоторый расход воды Q в лотке 11, причем водослив должен быть не подтопленный. Определить установившийся расход Q , результаты занести в таблицу по форме 1.1.

3. После установления баланса уровней воды в верхнем и нижнем бьефах определить и занести в таблицу по форме 11.3 отметки ∇_3 и ∇_4 (отметки уровней воды в верхнем и нижнем бьефах соответственно). Затем поджатием затвора 14 в конце лотка 11 (см. рисунок 1.3) поднять уровень воды в нижнем бьефе так, чтобы водослив стал подтопленным, снова зафиксировать отметки ∇_3 и ∇_4 , после чего еще 2-3 раза ступенчато повысить уровень воды в нижнем бьефе, каждый раз фиксируя установившиеся отметки ∇_3 и ∇_4 .

4. После завершения опытов закрыть кран 10 на подающем трубопроводе 9 и выключить погружной насос 2 (см. рисунок 1.3).

Обработка экспериментальных данных

1. По соответствующим отметкам определить и занести в таблицу по форме 11.2 постоянные геометрические параметры c_B и c_H (высоты водосливной стенки со стороны верхнего и нижнего бьефов соответственно).

2. По соответствующим отметкам определить напор над гребнем водослива H , глубину потока в нижнем бьефе h_n и глубину подтопления водослива $h_{п}$ (если $\nabla_4 > \nabla_2$). По формуле (5.2) вычислить критическую глубину $h_{кр}$ и сделать проверку подтопляемости водослива по

(11.3). Определить отношения L_B/H и c_B/H . По формуле (11.6) рассчитать коэффициент расхода m , при определении которого следует обращать внимание на соответствие отношений L_B/H и c_B/H допустимым интервалам. Результаты занести в таблицу по форме 11.3.

3. В зависимости от типа сопряжения струи с нижним бьефом (не подтопленный или подтопленный водослив) с использованием формул (1.3') или (1.5') определить расчетные расходы воды. Расчетный расход воды в каждом случае определяется в два приближения. В первом приближении расход $Q_p^{(1)}$ определяется из условия, что полный напор $H_0 = H$. Далее, используя найденное значение расхода $Q_p^{(1)}$, по формуле (11.5) определяется напор с учетом скорости подхода H_0 , и наконец, по найденному значению полного напора H_0 определяется расход воды $Q_p^{(2)}$ во втором приближении, значение которого принимается как окончательное. Сопоставить полученные значения $Q_p^{(2)}$ с опытным Q , определив отклонение δ в процентном выражении по формуле (6.1). Результаты расчетов заносятся в таблицу по форме 11.3.

4. Сделать вывод о результатах сопоставления расчетных и опытных значений.

Форма 11.2. Постоянные величины

| L_B | b_B | ∇_1 | ∇_2 | ∇_5 | c_B | c_H |
|-------|-------|------------|------------|------------|-------|-------|
| мм | мм | мм | мм | мм | мм | мм |
| | | | | | | |

Форма 11.3. Исследование водослива

| № опыта | ∇_3 | ∇_4 | H | h_n | $h_{п}$ | $h_{кр}$ | Проверка условия подтопления по (11.3) | L_B/H | c_B/H | m | H_0 | $Q_p^{(2)}$ | δ |
|---------|------------|------------|-----|-------|---------|----------|--|---------|---------|-----|-------|-------------|----------|
| | мм | мм | мм | мм | мм | мм | | | | | мм | л/с | |
| 1. | | | | | | | – | | | | | | |
| 2. | | | | | | | | | | | | | |
| 3. | | | | | | | | | | | | | |
| 4. | | | | | | | | | | | | | |

12. ПРАКТИЧЕСКАЯ РАБОТА

«Расчет многоступенчатого колодезного перепада на трапецидальном канале»

Цель работы

1. На практике усвоить основные понятия и теоретические сведения.
2. Овладеть навыками гидравлического расчета и основами проектирования перепадов.
3. Рассчитать, построить продольный разрез и план многоступенчатого перепада колодезного типа.

Общие сведения

Перепады, как и быстротоки (см. работу № 6), относятся к сопрягающим сооружениям. Их применяют для сопряжения каналов, проходящих на участках местности с большими уклонами ($i > i_{кр}$), а также в качестве водосбросных сооружений в составе комплексных гидроузлов.

В зависимости от конструктивных особенностей различают следующие виды перепадов:

2 **одноступенчатые перепады** с водобойным колодцем (рисунок 12.1, а) или без водобойного колодца (рисунок 12.1, б);

2 **многоступенчатые перепады** колодезного типа (рисунок 12.1, в) или безколодезного типа (рисунок 12.1, г);

Существуют также **консольные перепады**, которые имеют вид быстротока, оканчивающегося консольным свесом в виде трамплина.

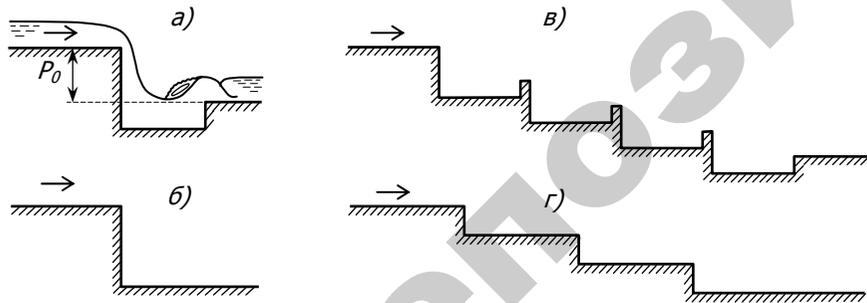


Рисунок 12.1

Перепад отличается от водосливной плотины тем, что отметка дна верхнего бьефа находится значительно выше отметки дна нижнего бьефа.

Теория гидравлического расчета перепадов не содержит специальных теоретических разработок. Для расчета перепадов используется теория водосливов, сопряжения бьефов и гашения энергии, закономерности равномерного и неравномерного движения жидкости в каналах.

Гидравлический расчет перепада состоит из трех основных этапов: 1) расчет входной части; 2) расчет ступени или ступеней в случае многоступенчатого перепада; 3) расчет выходной части.

Подробнее остановимся на расчете перепадов колодезного типа (рисунок 12.2), которые нашли более широкое распространение, так как имеют значительно меньшую общую длину за счет минимизации длины ступеней и, соответственно, требуют меньших капитальных затрат при строительстве.

Расчет входной части, назначение которой — пропуск расчетного расхода воды при заданных условиях подводящего канала, заключается в определении ширины входного отверстия b_v , при которой перед перепадом сохраняется заданная глубина воды в канале. Обычно ширину всего сопрягающего сооружения b_n принимают равной ширине входной части.

Во избежание образования в некрепленном канале перед перепадом кривой спада, что приводило бы к резкому возрастанию скорости потока, входная часть перепада обычно проектируется по типу водослива с широким порогом или практического профиля, и для ее расчета используется водосливная формула (1.3'). Перепады на каналах с существенными колебаниями расхода воды зачастую проектируют со щелевыми трапецидальными водосливами на входе, что позволяет обеспечить в подводящем канале режим движения жидкости, близкий к равномерному.

Расчет ступеней перепада заключается в определении количества ступеней n , высот стенок падения P' , длин ступеней $L_{ст}$ и высот водобойных стенок c' , применение которых обеспечивает надвинутый прыжок на ступенях и, следовательно, наиболее короткую их длину.

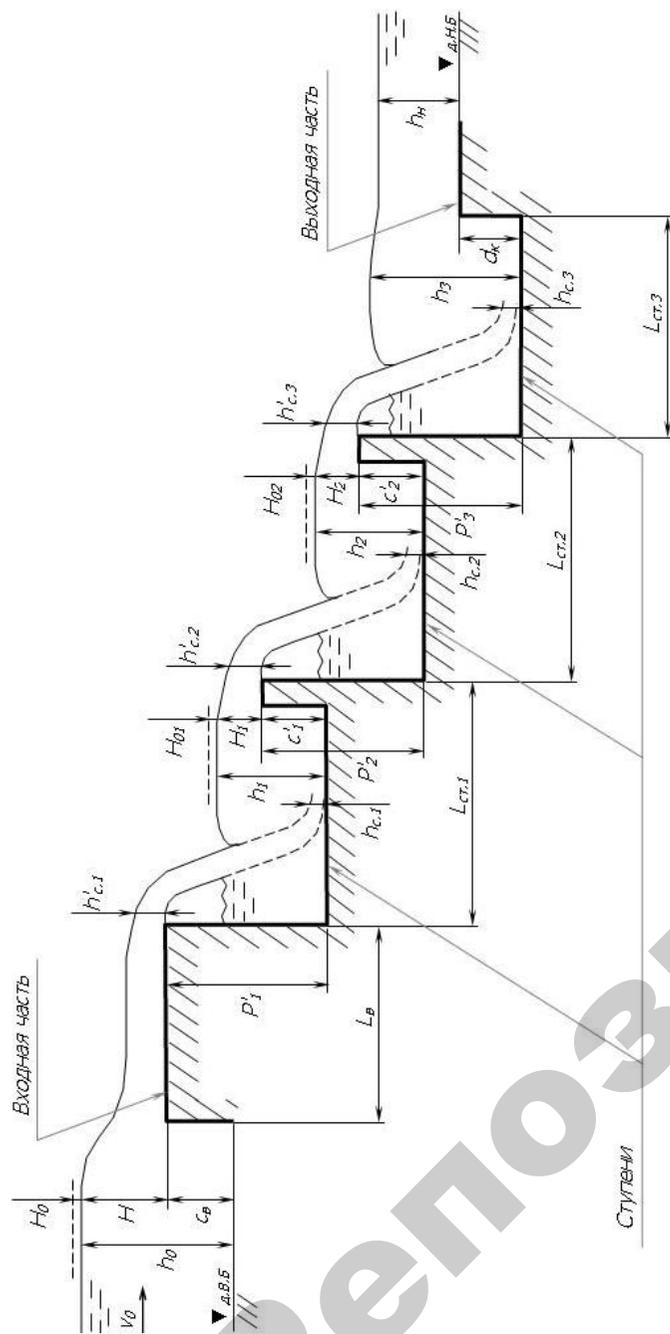


Рисунок 12.2

Количество n ступеней и их высота P' назначаются по конструктивным соображениям и в зависимости от общей высоты падения P_0 — разности отметок сопрягаемых верхнего и нижнего бьефов. Причем высота ступеней P' подбирается так, чтобы она была не слишком малой, так как при этом перепад может превратиться в быстрое течение с искусственной шероховатостью, но и не слишком большой ($P' < 4 \dots 5$ м), чтобы не удорожить строительство.

Обычно перепады на всех ступенях $P = P' - c'$ задаются равными между собой, т. е.

$$P_1 = P_2 = P_3 = \dots = P_n = P_0/n. \quad (12.1)$$

Соответственно высота отдельной ступени определяется по формуле

$$P' = \frac{P_0}{n} + c'. \quad (12.2)$$

Для предварительных расчетов по рекомендации Е.А. Замарина высоту ступени P' и водобойной стенки c' можно определять по формулам

$$P' = 1,5 H, \quad (12.3)$$

$$c' = 1/3 P', \quad (12.4)$$

где H — напор на входной части перепада.

Принятые высоты ступени P' и водобойной стенки c' уточняются в ходе гидравлического расчета. Причем перепады проектируются так, чтобы все водосливные узлы работали как неподтопленные водосливы, а гидравлический прыжок на водобое был подпертым. Кроме того, истечение струй на каждой ступени делают свободным, для чего обеспечивается свободный доступ воздуха под струи, ниспадающие с водосливных стенок.

Длина ступени $L_{ст}$ определяется по формуле

$$L_{ст} = L_{отл} + \beta L_{пр} + \delta_{ст}, \quad (12.5)$$

где $L_{отл}$ — длина отлета свободной струи находится по формулам (8.6), (8.8)–(8.10), причем на основании опытных данных рекомендуется параметры, входящие в (8.9) и (8.10), принимать следующими: $x' \approx 0,3H_0$; $\eta' = 0,112H_0$; $h'_c = 0,668H_0$; $m \approx 0,42$ — для тонкой стенки; $x' = 0$; $\eta' = 0$; $h'_c = 0,47H_0$; $m = 0,32-0,35$ — для водослива с широ-

ким порогом; $x'=0$; $\eta'=0$; $h'_c=0,6H_0$; $m \approx 0,4$ — для водослива практического профиля (h'_c — глубина верхнего сжатого сечения); $L_{пр}$ — длина свободного незатопленного прыжка, определяемая по формулам (5.5)-(5.9) и зависящая от нижней сжатой глубины h_c на водобое, которая определяется по формуле (5.18); $\beta=0,7...0,8$ — эмпирический коэффициент для определения длины подпертого прыжка через длину свободного прыжка; $\delta_{ст}$ — толщина стенки (назначается конструктивно или по данным статического расчета).

Высота водобойной стенки c' должна обеспечить надвинутый прыжок на водобое ступени и определяется по формуле (9.8). При определении $h_{раз}$ по (5.16) в расчет берется глубина нижнего сжатого сечения h_c . При определении h_c по формуле (5.18) коэффициент ϕ для прямоугольной водобойной стенки можно определять по графику на рисунке 12.3.

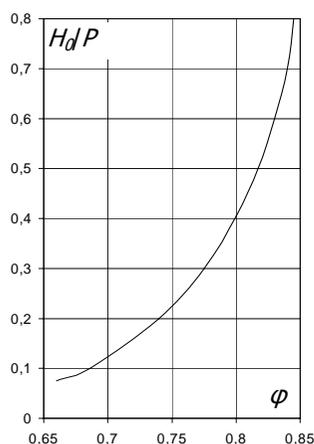


Рисунок 12.3

В многоступенчатых перепадах гидравлическому расчету подвергаются первая, вторая и последняя ступени. Высоту P' и длину $L_{ст}$ второй и последующих ступеней (кроме последней) принимают одинаковыми, что создает одинаковые гидравлические условия работы каждой ступени и позволяет унифицировать строительные процессы.

В целях уменьшения объема земляных работ многоступенчатый перепад рекомендуется вписывать в профиль местности. Для этого на каждой ступени отношение высоты перепада к длине ступени должно примерно равняться уклону местности $i_{п.з.}$.

Расчет выходной части перепада является наиболее ответственной стадией, так как в пределах этой части необходимо почти полностью погасить кинетическую энергию потока, выходящего с перепада со скоростью, значительно превышающей допустимую для некрепленых стенок и дна канала.

Гидравлический прыжок на последней ступени перепада должен быть надвинут или затоплен. Положение прыжка определяется по

критерию (5.15). Если расчет показывает отгон прыжка, то необходимо предусмотреть водобойные устройства на выходе — водобойную стенку или колодец.

Как правило, для гашения энергии применяют водобойный колодец с расходящимися стенками в виде раструба, чтобы поток равномерно распределялся по всей ширине отводящего канала. Во избежание отрыва потока от стенок и образования сбойных течений угол роспуска каждой стенки относительно оси сооружения принимают, как правило, не более 7° .

Задание на выполнение работы

1. Разработать и произвести гидравлический расчет многоступенчатого перепада колодезного типа для сопряжения бьефов трапецидального канала на коротком участке местности с большим уклоном поверхности земли, при следующих заданных параметрах (см. таблицы 3.2, 3.3 и 12.1): расход воды Q , уклон дна канала i , ширина канала по дну b , превышение отметки берм канала над отметкой уровня воды h'' в нем, коэффициент заложения откосов m и категория канала по роду поверхностей, сопрягаемые отметки дна канала верхнего $\nabla_{д.в.б}$ и нижнего $\nabla_{д.н.б}$ бьефов, а также расстояние между ними $L_{п.з.}$.

Табл. 12.1. Выбор индивидуальных данных

| Последняя цифра шифра | $\nabla_{д.в.б}$, м | $\nabla_{д.н.б}$, м | Предпоследняя цифра шифра | $L_{п.з.}$, м |
|-----------------------|----------------------|----------------------|---------------------------|----------------|
| 0 | 239,6 | 221,7 | 0 | 76 |
| 1 | 374,2 | 356,8 | 1 | 71 |
| 2 | 159,3 | 142,6 | 2 | 68 |
| 3 | 270,8 | 255,1 | 3 | 65 |
| 4 | 180,1 | 164,9 | 4 | 62 |
| 5 | 326,5 | 310,4 | 5 | 58 |
| 6 | 410,6 | 396,2 | 6 | 55 |
| 7 | 261,7 | 245,3 | 7 | 53 |
| 8 | 352,3 | 335,3 | 8 | 49 |
| 9 | 294,8 | 276,6 | 9 | 43 |

2. В масштабе начертить план и продольный профиль перепада с входной и выходной частью. Указать размеры сооружения. На продольном профиле отметить глубины потока воды на всех ступенях перепада.

3. Сопоставить продольный профиль разработанного перепада с линией поверхности земли. Сделать вывод о перспективах строительства и возможностях улучшения конструкции сопрягающего сооружения.

Пример расчета

Требуется разработать и произвести гидравлический расчет многоступенчатого перепада колодезного типа на трапецидальном канале. Начертить план перепада с указанием размеров сооружения.

Исходные данные по варианту № 00 (см. таблицы 3.2, 3.3 и 12.1): расход воды в канале $Q=25 \text{ м}^3/\text{с}$; уклон дна канала $i=0,0001$; ширина канала по дну $b=5,0 \text{ м}$; превышение отметки берм канала над отметкой уровня воды $h''=0,6 \text{ м}$; коэффициент заложения откосов $m=2,0$; канал проложен в плотной глине — XI-ая категория по роду поверхности ($n=0,0225$); сопрягаемые отметки дна канала $\nabla_{\text{д.в.б}}=239,6 \text{ м}$ и $\nabla_{\text{д.н.б}}=221,7 \text{ м}$; расстояние между сопрягаемыми отметками $L_{\text{п.з}}=76 \text{ м}$.

Решение:

Расчет входной части перепада

Конструкция входной части должна обеспечивать поддержание бытовой глубины. Определим нормальную глубину, которая установится в канале при заданных параметрах (методику расчета см. в работе № 3). Глубину определяем графическим методом. Для этого, задавая рядом произвольных значений h_0 , определяем соответствующие значения Q по формуле (3.5). Результаты расчетов сводим в таблицу 12.2.

Таблица 12.2

| № п/п | $h_0, \text{ м}$ | $S, \text{ м}^2$ (3.1) | $\chi, \text{ м}$ (3.2) | $R, \text{ м}$ (3.3) | $y, \text{ м}$ (3.7*) | $C, \text{ м}^{0,5}/\text{с}$ (3.6) | $Q, \text{ м}^3/\text{с}$ (3.5) |
|--------|------------------|---------------------------|----------------------------|-------------------------|--------------------------|--|------------------------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| 1. | 0 | — | — | — | — | — | 0 |
| 2. | 1 | 7,0 | 9,47 | 0,739 | 0,225 | 41,5 | 2,49 |
| 3. | 1,5 | 12 | 11,7 | 1,03 | 0,195 | 44,8 | 5,46 |
| 4. | 2 | 18 | 13,9 | 1,29 | 0,195 | 46,7 | 9,55 |
| 5. | 2,5 | 25 | 16,2 | 1,54 | 0,195 | 48,3 | 15,0 |
| 6. | 3,0 | 33 | 18,4 | 1,79 | 0,195 | 49,7 | 21,9 |
| 7. | 3,5 | 42 | 20,7 | 2,03 | 0,195 | 51,0 | 30,5 |
| 8. | 4,0 | 52 | 22,9 | 2,27 | 0,195 | 52,1 | 40,8 |
| 9. | 4,5 | 63 | 25,1 | 2,51 | 0,195 | 53,1 | 53,0 |
| Ответ: | 3,2 | 36,5 | 19,3 | 1,89 | 0,195 | 50,3 | 25,2 |

По данным 2-го и 8-го столбцов строим график зависимости $Q=f(h_0)$, представленный на рисунке 12.4. Из графика по заданному значению $Q_{\text{зад}}=25 \text{ м}^3/\text{с}$ определяем искомое значение $h_{0,\text{иск}}=3,2 \text{ м}$.

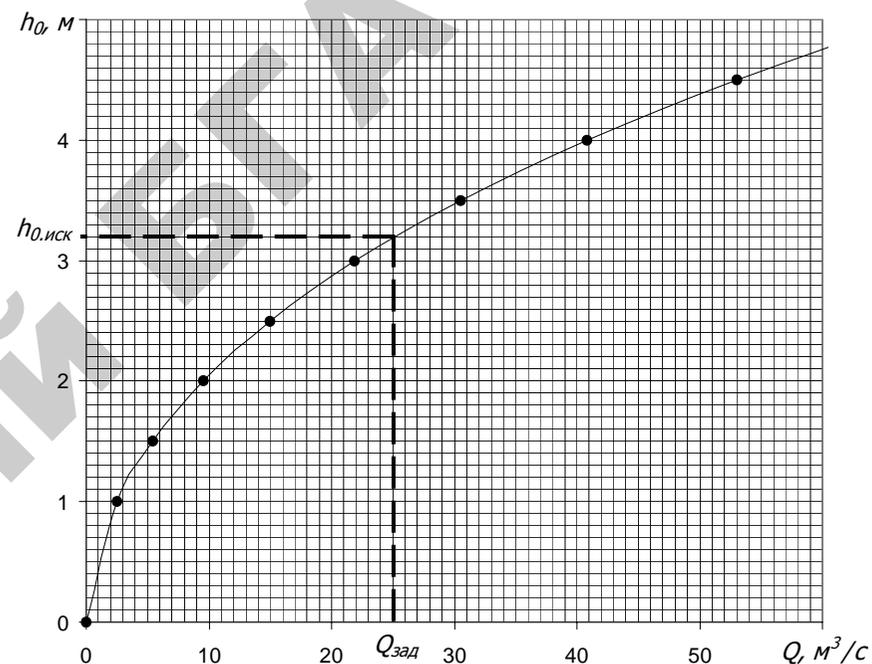


Рисунок 12.4

Подставляем найденное значение $h_{0,\text{иск}}$ в формулу (3.5) и определяем расчетный расход Q_p . Сравниваем расчетное значение с заданным $Q_{\text{зад}}$

$$\frac{Q_{\text{зад}} - Q_p}{Q_{\text{зад}}} \cdot 100 \% = \frac{25 \text{ м}^3/\text{с} - 25,2 \text{ м}^3/\text{с}}{25 \text{ м}^3/\text{с}} \cdot 100 \% = |-0,8 \%| < 1 \% .$$

Окончательно принимаем глубину заполнения канала $h_0=3,2 \text{ м}$. Общая глубина канала с учетом заданного превышения отметки берм канала над отметкой уровня воды $h''=0,6 \text{ м}$ составит

$$h' = h_0 + h'' = 3,2 \text{ м} + 0,6 \text{ м} = 3,8 \text{ м} .$$

Тогда с учетом заложения откосов $m=2$ ширина канала на уровне берм равна

$$b' = b + 2 m h' = 5 \text{ м} + 2 \cdot 2 \cdot 3,8 \text{ м} = 20,2 \text{ м}.$$

Средняя скорость движения потока воды в канале при найденной глубине заполнения $h_0 = 3,2 \text{ м}$ составит

$$v = Q/S = 25/36,5 = 0,685 \text{ м/с},$$

что не превышает значений максимальных неразмывающих скоростей (см. таблицу 3.1) для грунта, в котором проложен канал.

Во избежание развития кривой спада и резкого увеличения скоростей потока в некрепленном канале входную часть перепада выполним в виде водослива с широким порогом. Ширину водослива и всего многоступенчатого перепада принимаем равной ширине канала по дну, т. е. $b_b = b_n = b = 5,0 \text{ м}$. Сопряжение канала с входной частью перепада в плане выполним плавным по типу конуса с углом схождения стенок относительно оси сооружения $\theta_{\text{вх}} < 25^\circ$ (см. рисунок 11.3, б). Коэффициент расхода такого водослива $m = 0,35 \dots 0,36$. Для дальнейших расчетов примем $m = 0,35$.

Определим высоту входного порога c_b . Для этого из формулы (1.3') рассчитываем геометрический напор H на водосливе

$$H_0 = \left(\frac{Q}{m b_b \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{25 \text{ м}^3/\text{с}}{0,35 \cdot 5 \text{ м} \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м/с}^2}} \right)^{2/3} = 2,18 \text{ м};$$

$$H = H_0 - \frac{\alpha v_0^2}{2g} = 2,18 \text{ м} - \frac{1,1 \cdot (0,685 \text{ м/с})^2}{2 \cdot 9,81 \text{ м/с}^2} = 2,15 \text{ м};$$

$$c_b = h_0 - H = 3,2 \text{ м} - 2,15 \text{ м} = 1,05 \text{ м}.$$

Определим длину $L_{\text{вх}}$ входной сходящейся части по типу конуса. Угол схождения стенок относительно оси сооружения предварительно назначим $\theta_{\text{вх}} = 20^\circ < 25^\circ$

$$L_{\text{вх}} = \frac{b' - b_b}{2 \operatorname{tg} 20^\circ} = \frac{20,2 \text{ м} - 5 \text{ м}}{2 \cdot 0,364} = 20,9 \text{ м}.$$

Примем $L_{\text{вх}} = 20 \text{ м}$. Тогда угол схождения стенок составит

$$\theta_{\text{вх}} = \operatorname{arctg} \left(\frac{b' - b_b}{2 L_{\text{вх}}} \right) = \operatorname{arctg} \left(\frac{20,2 \text{ м} - 5 \text{ м}}{2 \cdot 20 \text{ м}} \right) = 20,8^\circ < 25^\circ.$$

Длина водослива с широким порогом находится в пределах $L_b = (2 \dots 10) H$. Назначим $L_b = 4 H = 4 \cdot 2,15 \text{ м} = 8,6 \text{ м}$. Примем $L_b = 9 \text{ м}$.

Окончательно принимаем следующие расчетные параметры: глубина заполнения канала $h_0 = 3,2 \text{ м}$; общая глубина канала $h' = 3,8 \text{ м}$; ширина канала на уровне берм $b' = 20,2 \text{ м}$; ширина входной части перепада $b_b = b = 5 \text{ м}$; ширина перепада $b_n = b_b = 5 \text{ м}$; угол схождения стенок входной части $\theta_{\text{вх}} = 20,8^\circ$; длина входной сходящейся части $L_{\text{вх}} = 20 \text{ м}$; длина водослива с широким порогом $L_b = 9 \text{ м}$; высота верховой грани порога $c_b = 1,05 \text{ м}$; напор на водосливе $H = 2,15 \text{ м}$; напор с учетом скорости подхода $H_0 = 2,18 \text{ м}$.

Расчет ступеней перепада

Разбиваем общую высоту падения на отдельные ступени из условия (12.1) равенства перепадов на отдельных ступенях. Общая высота падения, обусловленная разностью заданных отметок, с учетом высоты входного порога $c_b = 1,05 \text{ м}$ равна

$$P_0 = \nabla_{\text{д.в.б}} - \nabla_{\text{д.н.б}} + c_b = 239,6 \text{ м} - 221,7 \text{ м} + 1,05 \text{ м} = 19,0 \text{ м}.$$

Предварительно определяем высоту вертикальных стенок падения по формуле (12.3), но не более 5-ти метров

$$P' = 1,5 H = 1,5 \cdot 2,15 \text{ м} = 3,22 \text{ м}.$$

Принимаем $P' = 3,2 \text{ м}$.

Предварительно назначаем высоту водобойных стенок по (12.4)

$$c' = 1/3 P' = 1/3 \cdot 3,3 \text{ м} = 1,07 \text{ м}.$$

Принимаем $c' = 1,1 \text{ м}$.

Количество ступеней определяем из формулы (12.2)

$$n = \frac{P_0}{P' - c'} = \frac{19,0 \text{ м}}{3,2 \text{ м} - 1,1 \text{ м}} = 9,05 \text{ м}.$$

Принимаем $n = 9$ и уточняем значение P'

$$P' = \frac{P_0}{n} + c' = \frac{19,0 \text{ м}}{9} + 1,1 \text{ м} = 3,21 \text{ м}.$$

Принимаем для дальнейших расчетов $P' = 3,2 \text{ м}$, $c' = 1,1 \text{ м}$, $n = 9$. Тогда общая высота падения перепада составит

$$P_0 = n(P' - c') = 9 \cdot (3,2 \text{ м} - 1,1 \text{ м}) = 18,9 \text{ м},$$

что меньше определенной выше общей высоты падения на величину $\Delta P = 0,1 \text{ м}$. Эта разница будет учтена при проектировании выходной части перепада.

Насколько удачно выбраны размеры P' и c' выяснится в процессе последующего гидравлического расчета ступеней.

Первая ступень

Высота стенки падения определена ранее $P'_1 = P' = 3,2 \text{ м}$.

Длину ступени $L_{\text{ст.1}}$ определяем по формуле (12.5)

$$L_{\text{ст.1}} = L_{\text{отл.1}} + \beta L_{\text{пр.1}} + \delta_{\text{ст.1}}.$$

Длину отлета струи на первой ступени $L_{\text{отл.1}}$ определяем по формуле (8.6), предварительно произведя расчеты по формулам (8.8)–(8.10) с учетом того, что для водослива с широким порогом можно принять $x'_1 = 0$; $\eta'_1 = 0$; $h'_{\text{с.1}} = 0,47H_0 = 0,47 \cdot 2,18 = 1,02 \text{ м}$; $m = 0,35$

$$v'_{\text{с.1}} = \frac{m \sqrt{2g} H_0^{3/2}}{h'_{\text{с.1}}} = \frac{0,35 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м/с}^2} \cdot (2,18 \text{ м})^{3/2}}{1,02 \text{ м}} = 4,89 \text{ м/с};$$

$$z_1 = P'_1 + \eta'_1 + h'_{\text{с.1}}/2 = 3,2 \text{ м} + 0 + (1,02/2) \text{ м} = 3,71 \text{ м};$$

$$x_1 = v'_{\text{с.1}} \sqrt{\frac{2z_1}{g}} = 4,89 \text{ м/с} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 3,71 \text{ м}}{9,81 \text{ м/с}^2}} = 4,25 \text{ м};$$

$$L_{\text{отл.1}} = x'_1 + x_1 = 0 + 4,25 \text{ м} = 4,25 \text{ м}.$$

Длину прыжка $L_{\text{пр.1}}$, образующегося за водосливом с широким порогом, определяем по формуле (5.6), предварительно определив удельный расход $q_{\text{п}}$ на перепаде, глубину нижнего сжатого сечения $h_{\text{с.1}}$ по формуле (5.18) методом последовательных приближений и с учетом того, что для принятой конструкции водослива $\varphi \approx 0,85$, критическую глубину $h_{\text{кр}}$ по формуле (5.2) и критерий Фруда $\text{Fr}_{\text{с.1}}$ по формуле (5.14)

$$q_{\text{п}} = \frac{Q}{b_{\text{п}}} = \frac{25,0 \text{ м}^3/\text{с}}{5,0 \text{ м}} = 5,0 \text{ м}^2/\text{с};$$

$$h_{\text{с.1}}^{(1)} = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(E_0 - h_{\text{с}})}} = \frac{q_{\text{п}}}{\varphi \sqrt{2g(P'_1 + H_0 - h_{\text{с.1}})}} =$$

$$= \frac{5,0 \text{ м}^2/\text{с}}{0,85 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м/с}^2} \cdot (3,2 \text{ м} + 2,18 \text{ м} - 0)} = 0,573 \text{ м},$$

$$h_{\text{с.1}}^{(2)} = \frac{5,0 \text{ м}^2/\text{с}}{0,85 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м/с}^2} \cdot (3,2 \text{ м} + 2,18 \text{ м} - 0,573 \text{ м})} = 0,605 \text{ м},$$

$$h_{\text{с.1}}^{(3)} = \frac{5,0 \text{ м}^2/\text{с}}{0,85 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м/с}^2} \cdot (3,2 \text{ м} + 2,18 \text{ м} - 0,605 \text{ м})} = 0,608 \text{ м},$$

(значения второго и третьего приближений отличаются менее чем на 1 %, поэтому окончательно принимаем $h_{\text{с.1}} = 0,608 \text{ м}$);

$$h_{\text{кр}} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot (5,0 \text{ м}^2/\text{с})^2}{9,81 \text{ м/с}^2}} = 1,41 \text{ м};$$

$$\text{Fr}_{\text{с.1}} = \left(\frac{h_{\text{кр}}}{h_{\text{с.1}}}\right)^3 = \left(\frac{1,41 \text{ м}}{0,608 \text{ м}}\right)^3 = 12,5;$$

$$L_{\text{пр.1}} = 10,3 h_{\text{с.1}} \left(\sqrt{\text{Fr}_{\text{с.1}}} - 1\right)^{0,81} = 10,3 \cdot 0,608 \text{ м} \cdot \left(\sqrt{12,5} - 1\right)^{0,81} = 13,3 \text{ м}.$$

Толщину водобойной стенки конструктивно принимаем $\delta_{\text{ст.1}} = c' = 1,1 \text{ м}$. Тогда длина первой ступени равна

$$L_{\text{ст.1}} = L_{\text{отл.1}} + \beta L_{\text{пр.1}} + \delta_{\text{ст.1}} = 4,25 \text{ м} + 0,8 \cdot 13,3 \text{ м} + 1,1 \text{ м} = 16,0 \text{ м}.$$

Проверяем высоту водобойной стенки c'_1 по формуле (9.8), полагая $m \approx 0,4$.

$$h_{\text{раз.1}} = \frac{h_{c.1}}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{\text{кр}}}{h_{c.1}} \right)^3} - 1 \right] = \frac{0,608 \text{ м}}{2} \cdot \left[\sqrt{1 + 8 \cdot \left(\frac{1,41 \text{ м}}{0,608 \text{ м}} \right)^3} - 1 \right] = 2,75 \text{ м};$$

$$v_{01} = \frac{q_{\text{п}}}{h_{\text{раз.1}}} = \frac{5,0 \text{ м}^2/\text{с}}{2,75 \text{ м}} = 1,82 \text{ м/с};$$

$$H_{01} = \left(\frac{q_{\text{п}}}{m \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{5,0 \text{ м}^2/\text{с}}{0,4 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м/с}^2}} \right)^{2/3} = 2,0 \text{ м};$$

$$H_1 = H_{01} - \frac{\alpha (v_{01})^2}{2g} = 2,0 \text{ м} - \frac{1,1 \cdot (1,82 \text{ м/с})^2}{2 \cdot 9,81 \text{ м/с}^2} = 1,81 \text{ м};$$

$$c'_1 = k h_{\text{раз.1}} - H_1 = 1,05 \cdot 2,75 \text{ м} - 1,81 \text{ м} = 1,08 \text{ м}.$$

Рассчитанное значение высоты водобойной стенки не превышает принятого ранее $c' = 1,1 \text{ м}$, которое оставляем для дальнейших расчетов. Тогда глубина воды на первой ступени составит

$$h_1 = c'_1 + H_1 = 1,1 \text{ м} + 1,81 \text{ м} = 2,91 \text{ м}.$$

Полученное значение h_1 меньше высоты стенки падения $P'_1 = 3,2 \text{ м}$, т. е. ступень работает как неподтопленный водослив, что было принято изначально, а, следовательно, уточнение расчета не требуется.

Коэффициент запаса в глубине колодца

$$k_1 = h_1/h_{\text{раз.1}} = 2,91 \text{ м}/2,75 \text{ м} = 1,06.$$

Вторая и последующие ступени

Высота стенки падения определена ранее $P'_2 = P' = 3,2 \text{ м}$.

Длину ступени $L_{\text{ст.2}}$ определяем аналогично 1-ой ступени с учетом того, что водобойная стенка предыдущей ступени работает как водослив практического профиля. Тогда параметры, входящие в формулы (8.9) и (8.10) следующие: $x'_2 = 0$; $\eta'_2 = 0$; $h'_{c.2} = 0,6H_{01} = 0,6 \cdot 2,0 \text{ м} = 1,2 \text{ м}$; $m \approx 0,4$. Коэффициент $\varphi \approx 0,83$ (по графику на рисунке 12.3). Получим

$$v'_{c.2} = \frac{m \sqrt{2g} H_{01}^{3/2}}{h'_{c.2}} = \frac{0,4 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м/с}^2} \cdot (2,0 \text{ м})^{3/2}}{1,2 \text{ м}} = 4,18 \text{ м/с};$$

$$z_2 = P'_2 + \eta'_2 + h'_{c.2}/2 = 3,2 \text{ м} + 0 + (1,2/2) \text{ м} = 3,8 \text{ м};$$

$$x_2 = v'_{c.2} \sqrt{\frac{2z_2}{g}} = 4,18 \text{ м/с} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 3,8 \text{ м}}{9,81 \text{ м/с}^2}} = 3,68 \text{ м};$$

$$L_{\text{отл.2}} = x'_2 + x_2 = 0 + 3,68 \text{ м} = 3,68 \text{ м};$$

$$h_{c.2}^{(1)} = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g} (E_0 - h_c)} = \frac{q_{\text{п}}}{\varphi \sqrt{2g} (P'_2 + H_{01} - h_{c.2})} =$$

$$= \frac{5,0 \text{ м}^2/\text{с}}{0,83 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м/с}^2} \cdot (3,2 \text{ м} + 2,0 \text{ м} - 0)} = 0,596 \text{ м},$$

$$h_{c.2}^{(2)} = \frac{5,0 \text{ м}^2/\text{с}}{0,83 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м/с}^2} \cdot (3,2 \text{ м} + 2,0 \text{ м} - 0,596 \text{ м})} = 0,634 \text{ м},$$

$$h_{c.2}^{(3)} = \frac{5,0 \text{ м}^2/\text{с}}{0,83 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м/с}^2} \cdot (3,2 \text{ м} + 2,0 \text{ м} - 0,634 \text{ м})} = 0,636 \text{ м},$$

(значения второго и третьего приближений отличаются менее чем на 1 %, поэтому окончательно принимаем $h_{c.2} = 0,636 \text{ м}$);

$$\text{Fr}_{c.2} = \left(\frac{h_{\text{кр}}}{h_{c.2}} \right)^3 = \left(\frac{1,41 \text{ м}}{0,636 \text{ м}} \right)^3 = 10,9;$$

$$L_{\text{пр.2}} = 10,3 h_{c.2} \left(\sqrt{\text{Fr}_{c.2}} - 1 \right)^{0,81} = 10,3 \cdot 0,636 \text{ м} \cdot \left(\sqrt{10,9} - 1 \right)^{0,81} = 12,9 \text{ м}.$$

Толщину водобойной стенки, как и ранее, принимаем $\delta_{\text{ст.2}} = \delta_{\text{ст.1}} = 1,1 \text{ м}$. Тогда длина второй ступени равна

$$L_{\text{ст.2}} = L_{\text{отл.2}} + \beta L_{\text{пр.2}} + \delta_{\text{ст.2}} = 3,68 \text{ м} + 0,8 \cdot 12,9 \text{ м} + 1,1 \text{ м} = 15,1 \text{ м}.$$

Длины первой и второй ступени принимаем равными, причем выбираем большее из двух значений, т. е. $L_{ст.2} = L_{ст.1} = 16,0$ м.

По формуле (9.8) проверяем высоту водобойной стенки c'_2 ($m \approx 0,4$). Получим

$$h_{раз.2} = \frac{h_{с.2}}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{кр}}{h_{с.2}} \right)^3} - 1 \right] = \frac{0,636 \text{ м}}{2} \cdot \left[\sqrt{1 + 8 \cdot \left(\frac{1,41 \text{ м}}{0,636 \text{ м}} \right)^3} - 1 \right] = 2,67 \text{ м};$$

$$v_{02} = \frac{q_n}{h_{раз.2}} = \frac{5,0 \text{ м}^2/\text{с}}{2,67 \text{ м}} = 1,87 \text{ м/с};$$

$$H_{02} = \left(\frac{q_n}{m \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{5,0 \text{ м}^2/\text{с}}{0,4 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м/с}^2}} \right)^{2/3} = 2,0 \text{ м};$$

$$H_2 = H_{02} - \frac{\alpha (v_{02})^2}{2g} = 2,0 \text{ м} - \frac{1,1 \cdot (1,87 \text{ м/с})^2}{2 \cdot 9,81 \text{ м/с}^2} = 1,80 \text{ м};$$

$$c'_2 = k h_{раз.2} - H_2 = 1,05 \cdot 2,67 \text{ м} - 1,80 \text{ м} = 1,0 \text{ м}.$$

Рассчитанное значение c'_2 не превышает принятого ранее $c' = c'_1 = 1,1$ м. Следовательно, высоту водобойной стенки второй ступени также принимаем $c'_2 = 1,1$ м. Тогда глубина воды на второй ступени составит

$$h_2 = c'_2 + H_2 = 1,1 \text{ м} + 1,80 \text{ м} = 2,90 \text{ м}.$$

Полученное значение h_2 меньше высоты стенки падения $P'_2 = 3,2$ м, т. е. ступень работает как неподтопленный водослив, что было принято изначально, и уточнение расчета не требуется.

Коэффициент запаса в глубине колодца

$$k_2 = h_2 / h_{раз.2} = 2,90 \text{ м} / 2,67 \text{ м} = 1,09.$$

Параметры второй и последующих ступеней (кроме последней) принимаются одинаковыми.

Последняя ступень

В пределах водобоя последней ступени перепада необходимо обеспечить перевод бурного потока в спокойный с образованием надвинутого или затопленного гидравлического прыжка. Определим положение гидравлического прыжка по критерию (5.15). Глубина в нижнем бьефе $h_n = h_0 = 3,2$ м. Раздельную глубину $h_{раз.9}$ определим, как и ранее, через глубину нижнего сжатого сечения $h_{с.9}$. При этом высоту стенки падения на последней ступени увеличим на разницу $\Delta P = 0,1$ м, образовавшуюся в предыдущих расчетах, т. е. $P'_9 = P' + \Delta P = 3,2 \text{ м} + 0,1 \text{ м} = 3,3 \text{ м}$. В итоге получим

$$h_{с.9}^{(1)} = \frac{q_n}{\varphi \sqrt{2g (P'_9 + H_{01} - h_{с.9})}} = \frac{5,0 \text{ м}^2/\text{с}}{0,83 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м/с}^2 \cdot (3,3 \text{ м} + 2,0 \text{ м} - 0)}} = 0,591 \text{ м},$$

$$h_{с.9}^{(2)} = \frac{5,0 \text{ м}^2/\text{с}}{0,83 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м/с}^2 \cdot (3,3 \text{ м} + 2,0 \text{ м} - 0,591 \text{ м})}} = 0,627 \text{ м},$$

$$h_{с.9}^{(3)} = \frac{5,0 \text{ м}^2/\text{с}}{0,83 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \text{ м/с}^2 \cdot (3,3 \text{ м} + 2,0 \text{ м} - 0,627 \text{ м})}} = 0,629 \text{ м},$$

(значения второго и третьего приближений отличаются менее чем на 1 %, поэтому окончательно принимаем $h_{с.9} = 0,629$ м);

$$h_{раз.9} = \frac{h_{с.9}}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{кр}}{h_{с.9}} \right)^3} - 1 \right] = \frac{0,629 \text{ м}}{2} \cdot \left[\sqrt{1 + 8 \cdot \left(\frac{1,41 \text{ м}}{0,629 \text{ м}} \right)^3} - 1 \right] = 2,69 \text{ м}.$$

Таким образом, имеем $h_{раз.9} < h_n$, следовательно, при данных параметрах гидравлический прыжок будет затоплен и применение дополнительных водобойных устройств не требуется.

Определим длину водобоя последней ступени

$$v'_{с.9} = v'_{с.2} = 4,18 \text{ м/с};$$

$$z_9 = 3,3 \text{ м} + 0 + (1,2/2) \text{ м} = 3,9 \text{ м};$$

$$x_9 = 4,18 \text{ м/с} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 3,9 \text{ м}}{9,81 \text{ м/с}^2}} = 3,73 \text{ м};$$

$$L_{отл.9} = 0 + 3,73 \text{ м} = 3,73 \text{ м};$$

$$Fr_{c.9} = \left(\frac{1,41 \text{ м}}{0,629 \text{ м}} \right)^3 = 11,3;$$

$$L_{пр.9} = 10,3 \cdot 0,629 \text{ м} \cdot (\sqrt{11,3} - 1)^{0,81} = 13,0 \text{ м};$$

$$L_{ст.9} = L_{отл.9} + \beta L_{пр.9} = 3,73 \text{ м} + 0,8 \cdot 13,0 \text{ м} = 14,1 \text{ м}.$$

Примем длину водобоя последней ступени $L_{ст.9} = 14,0 \text{ м}$.

Глубина воды на последней ступени составит

$$h_9 \approx h_n = 3,2 \text{ м}.$$

Полученное значение h_9 не превышает высоты стенки падения $P'_9 = 3,3 \text{ м}$, т. е. ступень работает как неподтопленный водослив, и уточнение расчета не требуется.

Коэффициент запаса в глубине водобоя

$$k_9 = h_9 / h_{раз.9} = 3,2 \text{ м} / 2,69 \text{ м} = 1,19.$$

Этот запас гарантирует, что отгон прыжка не возникнет даже в случае незапланированного понижения бытовой глубины в нижнем бьефе более чем на 0,5 м.

Расчет ступеней перепада закончен. Окончательно принимаем следующие расчетные параметры: количество ступеней $n = 9$; высота вертикальных стенок падения ступеней $P' = 3,2 \text{ м}$ (кроме последней); высота вертикальной стенки падения последней ступени $P'_9 = 3,3 \text{ м}$; высота и толщина водобойных стенок ступеней (кроме последней) $c' = 1,1 \text{ м}$ и $\delta_{ст} = 1,1 \text{ м}$; длина водобоя ступеней $L_{ст} = 16,0 \text{ м}$ (кроме последней); длина водобоя последней ступени $L_{ст} = 14,0 \text{ м}$; глубина воды на первой ступени $h_1 = 2,91 \text{ м}$; глубина воды на второй ступени $h_2 = 2,90 \text{ м}$; глубина воды на последней ступени $h_9 \approx 3,2 \text{ м}$.

Расчет выходной части перепада

Выходная часть служит для сопряжения перепада с нижним бьефом канала. В рассматриваемом случае параметры канала в верхнем и нижнем бьефах не отличаются.

Для равномерного распределения потока по всей ширине отводящего канала выходную часть перепада выполним в виде раструба с расходящимися в плане стенками. Угол роспуска стенок относительно оси сооружения принимаем $\theta_{вых} = 7^\circ$. Тогда длина раструба

$$L_{вых} = \frac{b' - b_{п}}{2 \operatorname{tg} 7^\circ} = \frac{20,2 \text{ м} - 5 \text{ м}}{2 \cdot 0,123} = 61,9 \text{ м} \approx 62 \text{ м}.$$

Окончательно принимаем следующие расчетные параметры выходной части перепада: длина $L_{вых} = 62 \text{ м}$; угол расхождения стенок $\theta_{вых} = 7^\circ$.

Определение общей длины сооружения и среднего уклона ступеней перепада. Анализ полученных результатов

Общая длина ступеней перепада по горизонтали

$$L_{ст.общ} = 8 \cdot 16 \text{ м} + 1 \cdot 14 \text{ м} = 142 \text{ м}.$$

Общая длина запроектированного перепада (рисунок 12.5) по горизонтали с входной и выходной частями составляет

$$L_{п.общ} = L_{вх} + L_{в} + L_{ст.общ} + L_{вых} = 20,0 \text{ м} + 9,0 \text{ м} + 142 \text{ м} + 62,0 \text{ м} = 233 \text{ м}.$$

Определим средний уклон ступеней перепада $i_{п.сп}$

$$\operatorname{tg} \varphi_{сп} \approx \frac{P_0}{L_{ст.общ}} = \frac{18,9 \text{ м}}{142 \text{ м}} = 0,133.$$

$$i_{п.сп} = \sin \varphi_{сп} = \frac{\operatorname{tg} \varphi_{сп}}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi_{сп}}} = \frac{0,133}{\sqrt{1 + 0,133^2}} = 0,132.$$

Уклон местности составляет

$$i_{п.з} = (\nabla_{д.в.б} - \nabla_{д.в.н}) / L_{п.з} = (239,6 \text{ м} - 221,7 \text{ м}) / 76 \text{ м} = 0,234.$$

Средний уклон ступеней перепада существенно меньше уклона местности. Следовательно, для строительства данного сооружения необходимо производство значительного объема земляных работ, связанных с привозкой грунта и созданием насыпи. Обычно в таких случаях целесообразно проводить технико-экономическое сопоставление нескольких вариантов сопрягающих сооружений, например, быстротока и консольного перепада.

ВОПРОСЫ ДЛЯ КОНТРОЛЯ ЗНАНИЙ СТУДЕНТОВ

Блок 1. Русловая гидравлика

- 1.1. Установившееся движение жидкости в открытых руслах. Основные понятия и определения.
- 1.2. Измерение глубины открытых потоков. Основные морфометрические характеристики русл.
- 1.3. Определение расхода открытых потоков. Гидрограф реки.
- 1.4. Измерение расхода водосливами. Основная формула расхода водослива.
- 1.5. Распределение скоростей течения в открытом потоке при равномерном движении.
- 1.6. Методы и оборудование для измерения местных скоростей в открытых потоках.
- 1.7. Равномерное движение жидкости в каналах. Основные понятия и расчетные формулы.
- 1.8. Классификация и основные геометрические элементы поперечного сечения каналов.
- 1.9. Гидравлически наивыгоднейший поперечный профиль трапециидального канала.
- 1.10. Основные задачи и практические методы гидравлического расчета каналов.
- 1.11. Основы расчетов каналов со сложным очертанием поперечного профиля.
- 1.12. Каналы с замкнутым поперечным профилем.
- 1.13. Вариантное проектирование каналов и технико-экономическое сравнение различных вариантов.
- 1.14. Допустимые скорости движения воды в каналах. Эксплуатация каналов.
- 1.15. Неравномерное установившееся движение воды в открытых руслах. Основные понятия.
- 1.16. Формы свободной поверхности потока при неравномерном движении.
- 1.17. Сопряжение бьефов при смене уклона русла. Понятие критического уклона.
- 1.18. Сопряжение бьефов при перегораживающем сооружении. Понятие критической глубины.
- 1.19. Гидравлический прыжок. Виды, структура и основные параметры прыжка.

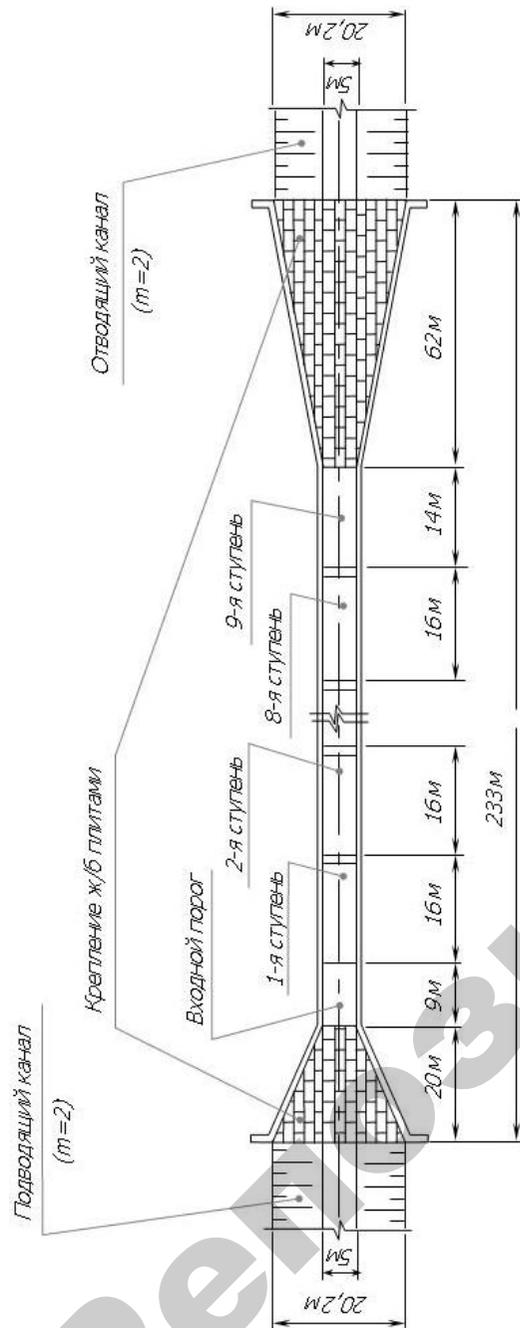


Рисунок 12.5 — План железобетонного многоступенчатого перепада колодезного типа

1.20. Основное уравнение гидравлического прыжка. Сопряженные глубины совершенного гидравлического прыжка в призматическом русле.

1.21. Определение местоположения гидравлического прыжка. Сжатая глубина.

1.22. Потери энергии в прыжке. Длина совершенного гидравлического прыжка.

1.23. Дальность отгона совершенного гидравлического прыжка и длина послепрыжкового участка.

1.24. Развитие гидравлического прыжка при наличии гасителей энергии потока.

1.25. Особые виды гидравлического прыжка. Борьба с разрушением русла нижнего бьефа.

1.26. Основные схемы и режимы сопряжения бьефов. Основы расчетов сопрягающих сооружений.

1.27. Виды гасителей энергии потока. Основы расчета водобойных сооружений.

1.28. Неустановившееся движение в открытых руслах. Основные понятия и определения.

1.29. Движение наносов в открытых потоках. Гидравлическая крупность.

1.30. Движение грунтовых вод. Фильтрация под гидротехническими сооружениями.

Блок 2. Гидротехника

2.1. Водосливы. Общие понятия и классификация.

2.2. Водосливы с тонкой стенкой. Формы струи. Дальность отлета свободной струи.

2.3. Коэффициент расхода прямого вертикального прямоугольного водослива с тонкой стенкой. Влияние подтопления и бокового сжатия.

2.4. Водослив с широким порогом. Условия подтопления.

2.5. Коэффициент расхода водослива с широким порогом. Различные конструкции входной части и влияние бокового сжатия.

2.6. Водосливы практических профилей. Различные условия истечения.

2.7. Профилирующий напор. Построение профиля безвакуумных и вакуумных водосливов.

2.8. Построение профиля безвакуумного водослива нормального очертания. Коэффициент полноты напора.

2.9. Основная расчетная формула для водосливов со стенкой практического профиля. Коэффициент расхода водослива.

2.10. Коэффициенты подтопления и бокового сжатия водослива практического профиля.

2.11. Особые конструкции водосливов. Эксплуатация плотин.

2.12. Определение количества отверстий многопролетных водосливных плотин.

2.13. Гидравлические затворы. Назначение и основная классификация.

2.14. Истечение из-под затвора. Сжатая глубина.

2.15. Виды истечения и определение расхода через донное отверстие под плоским вертикальным затвором с острой низовой кромкой.

2.16. Истечение из-под затворов на гребне водосливных плотин.

2.17. Особые конструкции затворов. Эксплуатация затворов.

2.18. Сопрягающие сооружения. Основные понятия и классификация.

2.19. Сопряжение бьефов короткими каналами и быстотоками.

2.20. Конструкции и основы расчетов быстотоков.

2.21. Гашение энергии на быстотоках. Явления волнообразования и аэрации потока на быстотоках.

2.22. Сопряжение бьефов перепадами. Основные понятия и классификация.

2.23. Основные принципы при проектировании перепадов. Расчет входной части. Основы расчета одноступенчатых перепадов.

2.24. Конструкции и основы расчета многоступенчатых перепадов.

2.25. Конструкции и основы расчета консольных перепадов.

2.26. Водобойные сооружения. Основные понятия и классификация.

2.27. Конструкции и основы расчета водобойных сооружений.

2.28. Совместная работа сооружений в составе комплексных гидроузлов. Эксплуатация гидроузлов.

2.29. Природоохранные аспекты при строительстве и эксплуатации комплексных гидроузлов.

2.30. Основы моделирования гидравлических явлений.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Таблица П.1. Коэффициенты шероховатости n поверхностей стенок и дна каналов

| Категории | Род поверхностей | n | $1/n$ |
|-----------|--|---------------|--------------|
| I | Исключительно гладкие поверхности; поверхности, покрытые глазурью и эмалью | 0,009 | 111 |
| II | Тщательно остроганные доски, хорошо пригнанные. Штукатурка из чистого цемента | 0,010 | 100 |
| III | Цементно-песчаная штукатурка (1/3 песка). Чистые (новые) гончарные, чугунные и стальные трубы, хорошо уложенные и соединенные. Хорошо остроганные и пригнанные доски | 0,011 | 90,9 |
| IV | Нестроганные доски, хорошо пригнанные. Водопроводные трубы в нормальных условиях, без заметной инкрустации; весьма чистые водосточные трубы; весьма хорошая бетонировка | 0,012 | 83,3 |
| V | Тесовая кладка в лучших условиях, хорошая кирпичная кладка. Водосточные трубы в нормальных условиях, несколько загрязненные водопроводные трубы | 0,013 | 76,9 |
| VI | Загрязненные трубы (водопроводные и водосточные), бетонировка каналов в средних условиях | 0,014 | 71,4 |
| VII | Средняя кирпичная кладка, облицовка из тесаного камня в средних условиях. Значительно загрязненные водостоки | 0,015 | 66,7 |
| VIII | Хорошая бутовая кладка, старая (расстроенная) кирпичная кладка; сравнительно грубая бетонировка. Гладкая, хорошо разработанная скала | 0,017 | 58,8 |
| IX | Каналы, покрытые толстым, устойчивым илистым слоем, каналы в плотном лессе и в плотном мелком гравии, затянутые сплошной илистой пленкой (в отличном состоянии) | 0,018 | 55,6 |
| X | Средняя (вполне удовлетворительная) бутовая кладка; булыжная мостовая. Каналы, чисто высеченные в скале. Каналы в лессе, плотном гравии, плотной земле, затянутые илистой пленкой (в нормальном состоянии) | 0,020 | 50,0 |
| XI | Каналы в плотной глине. Каналы в лессе, гравии, земле, затянутые несплошной (местами прерываемой) илистой пленкой. Большие земляные каналы, в выше средних условиях эксплуатации | 0,0225 | 44,4 |
| XII | Хорошая сухая кладка. Земляные каналы: большие — в средних, малые — в хороших условиях эксплуатации | 0,025 | 40,0 |
| XIII | Земляные каналы: большие — в ниже средних, малые — в средних условиях эксплуатации | 0,0275 | 36,4 |
| XIV | Земляные каналы в сравнительно плохих условиях (например, местами с водорослями, булыжником или гравием по дну, заметно заросшие травой, с местными обвалами откосов и пр.) | 0,030 | 33,3 |
| XV | Каналы в плохих условиях (с неправильным профилем; заметно засоренные камнями и водорослями и пр.) | 0,035 | 28,6 |
| XVI | Каналы в исключительно плохих условиях (значительные промоины и обвалы, заросли камыша, густые корни, крупные камни по руслу и пр.) | 0,040 и более | 25,0 и менее |

Таблица П.2. Коэффициент вертикального сжатия струи ε при истечении жидкости из-под плоского вертикального затвора с острой нижней кромкой, установленного над дном канала

| $a_{отв}/H$ | ε |
|-------------|---------------|
| 0,10 | 0,615 |
| 0,15 | 0,618 |
| 0,20 | 0,620 |
| 0,25 | 0,622 |
| 0,30 | 0,625 |
| 0,35 | 0,628 |
| 0,40 | 0,630 |
| 0,45 | 0,638 |
| 0,50 | 0,645 |
| 0,55 | 0,650 |
| 0,60 | 0,660 |
| 0,65 | 0,675 |
| 0,70 | 0,690 |
| 0,75 | 0,705 |

Таблица П.3. Коэффициент формы σ_f безвакуумного водослива практического профиля, построенного по координатам Кригера–Офицера

| α_B , градусов | α_n , градусов | a/c_B | | | | |
|--------------------------|--------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | | 0 | 0,3 | 0,6 | 0,9 | ≈ 1 |
| 15 | 15 | 0,880 | 0,878 | 0,855 | 0,850 | 0,933 |
| | 30 | 0,910 | 0,908 | 0,885 | 0,880 | 0,974 |
| | 60 | 0,927 | 0,925 | 0,902 | 0,895 | 1,00 |
| 45 | 15 | 0,915 | 0,915 | 0,911 | 0,919 | 0,933 |
| | 30 | 0,953 | 0,950 | 0,950 | 0,956 | 0,974 |
| | 60 | 0,974 | 0,974 | 0,970 | 0,978 | 1,00 |
| 75 | 15 | 0,930 | 0,930 | 0,930 | 0,930 | 0,933 |
| | 30 | 0,972 | 0,972 | 0,972 | 0,972 | 0,974 |
| | 60 | 0,998 | 0,998 | 0,998 | 0,999 | 1,00 |
| 90 | 15 | 0,933 | — | — | — | 0,933 |
| | 30 | 0,974 | — | — | — | 0,974 |
| | 60 | 1,00 | — | — | — | 1,00 |

Таблица П.4. Коэффициент полноты напора σ_n безвакуумного водослива практического профиля, построенного по координатам Кригера–Офицера

| $H/H_{\text{прф}}$ | α_b , градусов | | | | | |
|--------------------|-----------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | 15 | 30 | 45 | 60 | 75 | 90 |
| 0,2 | 0,897 | 0,886 | 0,875 | 0,864 | 0,853 | 0,842 |
| 0,4 | 0,934 | 0,928 | 0,921 | 0,914 | 0,907 | 0,900 |
| 0,6 | 0,961 | 0,957 | 0,953 | 0,949 | 0,945 | 0,940 |
| 0,8 | 0,982 | 0,980 | 0,978 | 0,977 | 0,975 | 0,973 |
| 1,0 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 1,2 | 1,016 | 1,017 | 1,019 | 1,020 | 1,022 | 1,024 |
| 1,4 | 1,029 | 1,032 | 1,036 | 1,039 | 1,042 | 1,045 |
| 1,6 | 1,042 | 1,048 | 1,051 | 1,055 | 1,060 | 1,064 |
| 1,8 | 1,054 | 1,059 | 1,065 | 1,071 | 1,076 | 1,082 |
| 2,0 | 1,064 | 1,071 | 1,078 | 1,085 | 1,092 | 1,099 |

Таблица П.5. Коэффициент подтопления σ_n безвакуумного водослива практического профиля, построенного по координатам Кригера–Офицера

| | | | | | | | |
|------------|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| h_n/H_0 | 0 | 0,1 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 | 0,6 |
| σ_n | 1 | 0,998 | 0,996 | 0,991 | 0,983 | 0,972 | 0,957 |

ЛИТЕРАТУРА

1. Богославчик П.М., Круглов Г.Г. Проектирование и расчеты гидротехнических сооружений: Учеб. пособие для вузов. — Мн.: БНТУ, 2003. — 362с.
2. Русаленко А.И. Гидротехнические сооружения с основами гидрологии и гидравлики: Учеб. пособие для вузов. — Мн.: БГТУ, 1998. — 189 с.
3. Чугаев Р.Р. Гидравлика: Учебник для вузов. — Л.: Энергоиздат, 1982. — 672 с.
4. Чугаев Р.Р. Гидротехнические сооружения: Учеб. пособие для вузов. Ч.2. Водосливные плотины. — М.: Агропромиздат, 1985. — 302 с.
5. Штеренлихт Д.В. Гидравлика: Учебник для вузов. — М.: Энергоатомиздат, 1984. — 640 с.
6. Лабораторный практикум по гидравлике, гидромашинам и гидроприводу: Учеб. пособие для вузов / Я.М. Вильнер, И.П. Вопнярский, В.И. Кузменков, И.А. Шульпин; Под. ред. Я.М. Вильнера. — Мн.: Выш. школа, 1980. — 224 с.

Для заметок

Учебное издание

Кравцов Александр Маратович
Лахмаков Владимир Степанович

ГИДРАВЛИКА

**ГИДРАВЛИКА ОТКРЫТЫХ РУСЕЛ
И СООРУЖЕНИЙ**

Практикум

Ответственный за выпуск *В. С. Лахмаков*
Компьютерная верстка *А.И. Стебуля*

Издано в редакции авторов

Подписано в печать 19.02.2009 г. Формат 60×84¹/₁₆.
Бумага офсетная. Гарнитура Times New Roman. Печать офсетная.
Усл. печ. л. 7,2. Уч.-изд. л. 7,13. Тираж 150 экз. Заказ 187.

Издатель и полиграфическое исполнение
Белорусский государственный аграрный технический университет
ЛИ № 02330/0131734 от 10.02.2006. ЛП № 02330/0131656 от 02.02.2006.
220023, г. Минск, пр. Независимости, 99, к. 2.