

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА  
И ПРОДОВОЛЬСТВИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

ГЛАВНОЕ УПРАВЛЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ, НАУКИ И КАДРОВ

Учреждение образования  
«БЕЛОРУССКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ  
СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ»

М. В. Нестеров, Л. И. Мельникова, И. М. Нестерова

## ГИДРАВЛИКА

*Допущено Министерством образования Республики Беларусь в качестве учебного пособия для студентов учреждений высшего образования по специальностям «Мелиорация и водное хозяйство», «Сельское строительство и обустройство территорий»*

Горки  
БГСХА  
2016

УДК 556.556 (075.8)

ББК 43.47я7

Н55

*Рекомендовано методической комиссией  
мелиоративно-строительного факультета.  
Протокол № 6 от 22 февраля 2016 г.*

Авторы:

кандидат технических наук, доцент *М. В. Нестеров*;  
старший преподаватель *Л. И. Мельникова*;  
кандидат сельскохозяйственных наук *И. М. Нестерова*

Рецензенты:

доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой  
кораблестроения и гидравлики Белорусского  
национального технического университета *И. В. Качанов*;  
кандидат технических наук, доцент, заведующий кафедрой  
природообустройства УО «Брестский государственный  
технический университет» *О. П. Мешик*

**Нестеров, М. В.**

Н55 Гидравлика : учеб. пособие / М. В. Нестеров, Л. И. Мельникова, И. М. Нестерова. – Горки : БГСХА, 2016. – 224 с.  
ISBN 978-985-467-642-5.

Изложены основные расчетные формулы и их пояснения, а также определения и понятия, примеры решения типовых задач. Приведены гидравлические расчеты напорных трубопроводов, открытых каналов, водосливов и сопрягающих сооружений. Рассмотрены вопросы движения грунтовой воды в случаях безнапорной и напорной фильтраций.

Для студентов высших учебных заведений, а также учащихся средних специальных учебных заведений и специалистов, занимающихся проектированием гидротехнических сооружений.

УДК 556.556 (075.8)

ББК 43.47я7

ISBN 978-985-467-642-5

© УО «Белорусская государственная  
сельскохозяйственная академия», 2016

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Гидравлика является базовой инженерной дисциплиной, изучающей законы равновесия и движения жидкостей и разрабатывающая методы применения этих законов для решения различных прикладных задач.

Основными дисциплинами, при изучении которых используются теоретические положения и законы гидравлики, являются гидротехнические сооружения, мелиорация, водоснабжение, водоотведение и канализация, комплексное использование и охрана водных ресурсов, гидравлические машины и др. Знание законов гидравлики и их практическое применение при решении конкретных инженерных задач позволят студентам более качественно изучить перечисленные выше специальные дисциплины.

Так как учебной литературы с примерами гидравлического расчета конкретных инженерных задач имеется ограниченное количество, то данное учебное пособие должно восполнить этот пробел и оказать студентам специальностей 1-74 05 01 Мелиорация и водное хозяйство и 1-74 04 01 Сельское строительство и обустройство территорий существенную помощь в самостоятельном изучении дисциплины и, особенно, в получении навыков и умений практического применения знаний в решении конкретных инженерных задач.

При усвоении теоретических вопросов той или иной темы изучения только данного учебного пособия недостаточно, так как оно имеет ограниченный объем. Поэтому кроме указанного учебного пособия необходимо использовать учебники, рекомендуемые в списке литературы. При решении задач, рекомендуемых в качестве заданий для самостоятельной работы, следует использовать приведенную в списке справочную литературу или иную, имеющуюся в вашем распоряжении.

После изучения той или иной темы с целью выяснения качества усвоения материала необходимо дать ответы на вопросы для самоконтроля.

## РЕКОМЕНДУЕМАЯ ЛИТЕРАТУРА

### Основная

1. Штеренлихт, Д. В. Гидравлика: учебник / Д. В. Штеренлихт. – М.: Колос, 2008. – 656 с.
2. Чугаев, Р. Р. Гидравлика: учебник / Р. Р. Чугаев. – 4-е изд., перераб. и доп. – Л.: Энергоиздат, 1982. – 672 с.
3. Агроскин, И. И. Гидравлика: учебник / И. И. Агроскин, Г. Т. Дмитриев, Ф. И. Пикалов. – 4-е изд., перераб. – М.: Энергия, 1964. – 352 с.
4. Сборник задач по гидравлике: учеб. пособие / В. А. Большаков, Ю. М. Константинов, В. Н. Попов [и др.]. – 4-е изд., перераб. и доп. – Киев: Выща шк., 1979. – 336 с.
5. Примеры гидравлических расчетов: учеб. пособие / А. И. Богомолов, Н. М. Константинов, В. А. Александров [и др.]. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Транспорт, 1977. – 562 с.
6. Андреевская, А. В. Задачник по гидравлике: учеб. пособие / А. В. Андреевская, Н. Н. Кременецкий, М. В. Панова. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Энергия, 1970. – 424 с.
7. Справочник по гидравлическим расчетам: учеб. пособие / П. Г. Киселев, А. Д. Альтшуль, Н. В. Данильченко [и др.]. – Изд. 5-е. – М.: Энергия, 1974. – 312 с.
8. Идельчик, И. Е. Справочник по гидравлическим сопротивлениям: учеб. пособие / И. Е. Идельчик. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Машиностроение, 1975. – 559 с.

### Дополнительная

9. Богомолов, А. И. Гидравлика: учебник / А. И. Богомолов, К. А. Михайлов. – Изд. 2-е, перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1972. – 648 с.
10. Чертоусов, М. Д. Гидравлика: специальный курс / М. Д. Чертоусов. – М.: Госэнергоиздат, 1962. – 630 с.
11. Гульков, Н. Ф. Гидравлика: лаб. практикум / Н. Ф. Гульков, М. А. Жарский. – Горки: БГСХА, 2010. – 129 с.
12. Гидравлические расчеты водосбросных гидротехнических сооружений: справоч. пособие / А. Б. Векслер, Т. Г. Войнич – Сяноженский, Л. И. Высоцкий [и др.]. – М.: Энергоатомиздат, 1988. – 624 с.
13. Справочное пособие по гидравлике, гидромашинам и гидроприводам / Я. М. Вильнер, Я. Т. Ковалев, Б. Б. Некрасов [и др.]. – Изд. 2-е, перераб. и доп. – Минск: Вышэйш. шк., 1985. – 382 с.
14. Гульков, Н. Ф. Расчеты сопрягающих сооружений: учеб. пособие / Н. Ф. Гульков, М. В. Нестеров. – Горки: БГСХА, 1999. – 176 с.
15. Гульков, Н. Ф. Гидравлика: учеб. пособие / Н. Ф. Гульков, С. И. Понасенко. – Горки: БГСХА, 2007. – 116 с.

## ВВЕДЕНИЕ

**Гидравлика и ее производственное значение.** Гидравлика является прикладной наукой, изучающей (теоретическим и экспериментальным путем) законы равновесия и движения жидкостей.

Гидравлика имеет весьма древнее происхождение. Как наука начальное свое развитие она получила в Греции. Слово гидравлика – греческое («хюдор» – вода, «аулос» – труба, желоб). Первоначально оно означало учение о движении воды по трубам, каналам.

Развитие гидравлики как науки исторически обусловлено и тесно связано со всей историей использования человеком такого элемента природы, как вода.

Первым научным трудом в области гидравлики считают трактат Архимеда (287–212 гг. до н.э.) «О плавающих телах».

Наличие древних водопроводов и большого количества водяных мельниц, построенных на Руси до XIII в., свидетельствует о том, что многие вопросы практической гидравлики были известны в глубокой древности и русским людям.

Однако развитие гидравлики шло весьма медленно. На протяжении последующих после Архимеда 16 веков никаких новых открытий в гидравлике не произошло.

К ранним трудам по гидравлике относится работа Леонардо да Винчи (1452–1519) «О движении и измерении воды», опубликованная только в XX в. Но есть основания считать, что с рукописями Леонардо да Винчи были знакомы и голландский ученый Симон Стевин (1548–1620), и Галилей (1564–1642), и Торичелли (1608–1647). Работы французского ученого Паскаля (1623–1662) и труды Ньютона (1687) оказали большое влияние на развитие гидравлики.

И только к XVII–XVIII вв., после выхода трудов Паскаля, Ньютона и других в области гидравлики, гидравлика получила возможность и благоприятные условия для развития ее основ. Этому способствовали успехи и в области математики и механики.

Теоретические основы гидравлики (гидромеханики) как учения о механическом движении жидкостей и газов были созданы позднее в России трудами академиков Петербургской академии наук: Михаилом Васильевичем Ломоносовым (1711–1765), Даниилом Бернулли (1700–1782) и Леонардом Эйлером (1707–1783).

После замечательной работы Д. Бернулли в 1738 г., который вывел знаменитое уравнение гидродинамики, получившее затем название «уравнение Бернулли», связано и появление самого термина «гидродинамика». М. В. Ломоносов в 1748 г. открыл общий закон сохранения массы и энергии. Л. Эйлер в 1755 г. вывел дифференциальные уравнения равновесия и движения идеальной жидкости.

После работ этих ученых гидравлика стала быстро развиваться. Большого успеха здесь добились в XVIII–XIX вв. французские гидравлики Шези, Базен, Дарси и др.

В последующем развитии гидравлики видное место занимали русские и советские ученые П. П. Мельников (1804–1880), Д. И. Менделеев (1834–1907), Н. П. Петров (1836–1920), Н. Е. Жуковский (1847–1921), Н. Н. Павловский (1884–1937), Л. С. Лейбензон (1879–1951), С. А. Чаплыгин (1869–1942), Б. А. Бахметьев, М. А. Великанов, В. М. Маккавеев, А. А. Угэнчус, Б. Г. Нельсон–Скорняков, И. М. Коновалов, В. Н. Евреинов, И. Г. Есьман и др.

Однако было бы ошибочным считать, что гидравлика занимается лишь изучением вопросов движения воды. На основании законов гидравлики могут быть разрешены вопросы, относящиеся к любым жидкостям (вода, керосин, ртуть и т. д.), а также газам.

Кроме чисто теоретического изучения вопросов, гидравлика как прикладная наука нашла широкое применение при решении производственных задач, связанных со всевозможными отраслями народного хозяйства.

Развитие и усовершенствование внутренних водных путей как в части улучшения их судоходных условий, так и плавающих средств основываются на законах гидравлики. То же самое можно сказать и в отношении мореплавания в целом, и портостроения.

Водоснабжение и канализация, правильное и рациональное решение вопросов орошения и осушения земель стали возможными после развития гидравлики. Гидроэнергетика, водные двигатели, пожарное дело, всевозможные гидравлические машины и приспособления, имеющие широкое применение в быту и на предприятиях, нашли твердую почву лишь после развития науки гидравлики. Развитие воздухоплавания находится в тесной связи с законами и принципами, установленными в гидравлике.

Следует особо отметить выдающееся значение в области развития аэродинамики и воздухоплавания русского ученого Н. Е. Жуковского – «отца русской авиации».

Кроме того, гидравлика охватывает и изучение жидкостей, находящихся в проницаемой (пористой) среде, главным образом в грунте. Этот раздел представляет собой не только большой теоретический интерес, но имеет важное практическое значение для решения различных производственных задач и, в частности, вопросов строительства сооружений на грунтах, насыщенных водой. По своей значимости он составляет часть науки, называемой гидравликой грунтовых вод.

Н. Е. Жуковский является основоположником русской школы теории фильтрации; его последователи и ученики, среди которых стоят имена академиков Н. Н. Павловского, Л. С. Лейбензона, достигли в области подземной фильтрации воды, нефти и газов значительных успехов. Поэтому русским и советским ученым в этой области, несомненно, принадлежит ведущая роль в мировой науке.

В развитии гидравлики грунтовых вод видная роль принадлежит Н. Н. Павловскому, разработавшему способ «ЭГДА» (электрогидродинамических аналогий), посредством которого стало возможным наиболее правильное решение важного вопроса о движении напорной фильтрационной воды в основании гидротехнических сооружений, обуславливающим устойчивость этих сооружений.

Гидравлика – инженерная прикладная наука, основывающаяся на законах физики и теоретической механики и широко использующая математический аппарат и экспериментальные данные. Большинство вопросов гидравлики весьма сложно. Применение зависимостей и уравнений физики и механики к жидкостям представляется по большей части затруднительным вследствие сложности получаемых результатов и даже невозможности полного решения вопроса в математическом отношении.

В силу этого при решении практических задач с жидкостями часто приходится в указанные формулы вводить упрощения, дополнения, коэффициенты и другие поправки, носящие эмпирический характер, т. е. основанные на опытных исследованиях.

**Деление предмета гидравлики.** Гидравлика делится на две основные части: гидростатику и гидродинамику.

В гидростатике рассматриваются жидкости в состоянии покоя, а именно: а) действие и распределение внутренних сил в жидкостях; б) давление жидкости на ограничивающие ее стенки различных очертаний и видов; в) зависимость этого давления от глубины погружения; г) действие сил на тело, погруженное в жидкость.

В гидродинамике, область практического применения которой и

изучаемые вопросы разнообразнее и шире, рассматривается движение жидкостей, а именно: а) общее движение жидкостей; б) движение жидкостей по трубам; в) движение жидкостей в открытых потоках (вода в реках и каналах); г) движение (истечение) жидкостей через отверстия, насадки и водосливы; д) движение грунтовой воды и другие вопросы.

В заключение следует отметить, что теме 6 уделено более широкое внимание в силу того, что по данным мировой статистики более половины всех аварий гидротехнических сооружений происходят вследствие фильтрации воды.

**Идеальная жидкость и ее свойства. Реальные жидкости.** Жидкости – это физические тела, занимающие промежуточное фазовое состояние между газами и твердыми телами. Они малосжимаемы и неспособны сохранять свою форму, а приобретают форму сосуда, в который налиты. Различают жидкости капельные и газообразные.

В то время как газообразные жидкости обладают незначительным удельным весом и плотностью и большим удельным объемом, капельные жидкости, наоборот, имеют значительный удельный вес и плотность и небольшой удельный объем. Газы сильно сжимаемы, а сжимаемость жидкостей ничтожна, в силу чего они считаются несжимаемыми. Газы обладают способностью вообще расширяться, а капельные расширяются лишь под влиянием температуры. В отличие от газов жидкость не распространяется по всему объему, а имеет уровень свободной поверхности.

Общность между газами и жидкостями заключается в том, что в части действия внутренних сил, давления на всевозможные стенки, давления на погруженные тела газы следуют тем же законам, которые присущи жидкостям. Газы так же, как и жидкости, передают внешнее давление по всем направлениям, не изменяя величины его, т. е. подчиняясь закону Паскаля. Движение (течение) газов происходит аналогично движению жидкостей и сопровождается одинаковыми явлениями сопротивления (трения), вызываемого вязкостью, которой они обладают в значительно меньшей степени, чем капельные жидкости.

Жидкости, встречающиеся в природе со всеми их свойствами, – это реальные жидкости. Идеальной жидкостью называется воображаемая жидкость (не встречающаяся на практике). Это понятие вводится с целью облегчить применение к жидкостям законов механики и физики и, как следствие, вывести ряд формул, необходимых для решения задач с действительными (реальными) жидкостями.

Идеальной жидкости приписываются следующие свойства:

- 1) она совершенно не сжимается от действующих на нее сил;
- 2) не оказывает никакого сопротивления разрыву, сдвигу и скольжению, другими словами, она обладает подвижностью в совершенстве;
- 3) не изменяет своего объема под влиянием температуры;
- 4) обладает постоянной плотностью.

Указанные выше понятия и свойства у реальных жидкостей различны. Переходя к реальным капельным жидкостям, прежде всего, необходимо остановиться на воде. Вода в состоянии покоя обладает свойствами, мало отличающимися от свойств идеальной жидкости. То же самое можно сказать и о большинстве других реальных жидкостей.

Что касается движения реальных жидкостей, то признаки, отличающие их в этом состоянии от идеальной жидкости, более существенны. Реальные жидкости оказывают сопротивление разрыву и сдвигу, но главным образом, реальные жидкости обладают вязкостью, т. е. трением при движении, которое возникает как между отдельными частицами жидкости, так и между жидкостью и стенками тех водотоков, по которым происходит ее движение.

**Основные физические свойства жидкостей.** Конечной целью гидравлики является изучение реальных жидкостей и применение полученных законов на практике, причем это изучение основывается на знании свойств реальных жидкостей.

Основными физическими характеристиками жидкости являются плотность, удельный вес, коэффициенты объемного сжатия и температурного расширения, вязкость.

**Плотность  $\rho$  (кг/м<sup>3</sup>).** Плотностью называется масса жидкости, заключенная в единице объема:

$$\rho = m / V,$$

где  $m$  – масса, из формулы  $m = \rho \cdot V$ .

Плотность  $\rho$  во всех точках однородной жидкости одинакова (табл. 1 приложения).

**Удельный вес  $\gamma$  (Н/м<sup>3</sup>).** Удельный вес – это вес жидкости, заключенной в единице объема:

$$\gamma = G / V.$$

Согласно закону Ньютона  $G = m \cdot g$ , и с учетом формулы  $m = \rho \cdot V$  получим

$$\gamma = \rho \cdot g.$$

При небольших колебаниях температуры и давления объемы капельных жидкостей изменяются незначительно, поэтому в практических расчетах плотность принимают постоянной (таблица).

**Плотность некоторых жидкостей при температуре 20 °С и атмосферном давлении 0,1 МПа**

Жидкость	$\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	Жидкость	$\rho$ , кг/м <sup>3</sup>
Бензин	712–780	Масло минеральное	860–930
Спирт этиловый	789	Вода пресная	998,2
Керосин	790–860	Вода морская	1020–1030
Нефть	760–900	Глицерин безводный	1260
Топливо дизельное	831–861	Ртуть	13546

Плотность жидкостей уменьшается с повышением температуры. При этом вода представляет исключение: плотность ее в интервале температур от 0 до 4 °С возрастает, а далее при повышении температуры падает.

**Плотность  $\rho$ , кг/м<sup>3</sup>**

$t$ , °С	0	2	4	6	10	20	30	40
$\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	999,87	999,97	1000	999,97	999,7	998,2	995,7	992,2

Плотность жидкостей возрастает с увеличением давления. Так, например, плотность воды при давлении 100 МПа равна 1046, а при 200 МПа – 1084 кг/м<sup>3</sup>.

**Сжимаемость.** Сжимаемостью называется свойство жидкостей изменять объем при изменении давления – характеризуется *модулем упругости  $E_{ж}$*  (Па):

$$E_{ж} = \frac{\Delta p}{\Delta V/V},$$

где  $\Delta p$  – изменение давления;

$\Delta V$  – соответствующее ему изменение объема;

$V$  – объем жидкости при начальном давлении.

Константа  $E_{ж}$  называется изотермическим модулем упругости, потому что определяется при постоянной температуре.

*Сжимаемость* жидкости характеризует ее упругие свойства и определяется также коэффициентом объемного сжатия  $\beta_c$ .

**Коэффициент объемного сжатия  $\beta_c$**  является величиной, обратной

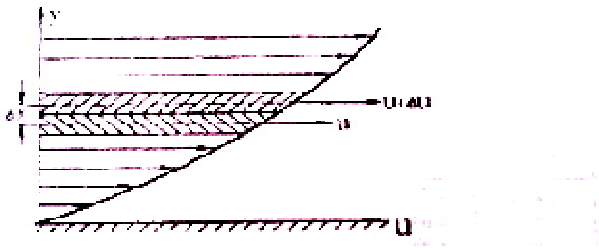
модулю  $E_{ж}$ , число, выражающее относительное уменьшение объема жидкости при повышении давления на 1 атм:

$$\beta_c = \frac{1}{E_{ж}} = -\frac{1\Delta V}{V\Delta p}, \text{ м}^2/\text{Н}.$$

**Коэффициент температурного расширения**  $\beta_{т}$  – число, выражающее относительное увеличение объема жидкости при повышении температуры на 1 °С:

$$\beta_t = \frac{\Delta V}{V\Delta_t}.$$

**Вязкость.** Вязкостью называется свойство жидкости оказывать сопротивление движению. Это сопротивление обусловлено трением, появляющимся как между отдельными слоями движущейся жидкости (внутреннее трение), так и между жидкостью и стенкой (внешнее трение), вдоль которой происходит это движение. Сила внутреннего трения  $\tau$  есть касательные напряжения при ее движении (рисунок).



Распределение скоростей по глубине потока жидкости

$$\tau = \pm \mu \, du / dn, \text{ Па},$$

где  $\mu$  – динамическая вязкость, Па·с;

$du$  – разность скоростей между движущимися слоями жидкости;

$dn$  – расстояния между слоями по нормали;

$du/dn$  – градиент скорости, т. е. производная от величины скорости  $u$  по нормали  $n$ .

В гидравлике кроме динамической вязкости широко используется кинематическая вязкость  $\nu$ .

**Кинематическая вязкость** – это отношение динамической вязкости  $\mu$  к плотности жидкости  $\rho$ :

$$\nu = \mu / \rho.$$

## Раздел 1. РАВНОВЕСИЕ ЖИДКОСТИ, ДАВЛЕНИЕ НА ПОВЕРХНОСТИ, ЕЕ ОГРАЖДАЮЩИЕ, И НА ТЕЛА, В НЕЕ ПОГРУЖЕННЫЕ

### 1.1. Общие теоретические сведения

В гидравлике выделяют два вида равновесия: абсолютное и относительное.

Абсолютным называют такое равновесие, при котором на жидкость действуют только силы тяжести. Относительным равновесием называют такое, при котором на жидкость действуют силы тяжести и силы инерции. Рассмотрим каждое из двух видов равновесия по отдельности.

#### 1.1.1. Равновесие однородной несжимаемой жидкости относительно Земли

Уравнение, выражающее гидростатический закон распределения давления в однородной несжимаемой жидкости, покоящейся относительно Земли, имеет следующий вид:

$$z_1 + p_1 / \rho g = z_2 + p_2 / \rho g \quad (1.1)$$

или

$$gz_1 + p_1 / \rho = gz_2 + p_2 / \rho, \quad (1.2)$$

где  $z_1, z_2$  – геометрические высоты, т. е. расстояние от произвольной горизонтальной плоскости сравнения до рассматриваемых точек покоящегося объема жидкости;

$p_1, p_2$  – гидростатические давления в точках 1 и 2;

$\rho$  – плотность жидкости;

$g$  – ускорение силы тяжести.

Следует отметить, что члены уравнения (1.1) отнесены к единице веса, а (1.2) – к единице массы жидкости. Уравнение (1.1) обычно называют основным уравнением гидростатики. Значения плотностей различных жидкостей приводятся в таблицах справочной и учебной литературы.

Из уравнения (1.1) легко получить зависимость, позволяющую определить гидростатическое давление в любой точке рассматриваемого объема покоящейся жидкости, которая имеет следующий вид:

$$p = p_0 + \rho gh, \quad (1.3)$$

где  $p_0$  – внешнее давление на свободной поверхности жидкости;

$h$  – глубина погружения точки под свободную поверхность жидкости, т. е. поверхность жидкости, граничащую с газовой средой.

Величину  $\rho gh$  называют весовым давлением, так как она равна весу столба жидкости при единичной площади и высоте  $h$ . Следует обратить внимание на то, что чем ниже расположена точка под уровнем жидкости, тем давление больше.

Из уравнения (1.3) также следует, что внешнее давление  $p_0$ , действующее на свободную поверхность жидкости, передается во все точки ее объема без изменения, в том числе и на стенки сосуда, в котором она заключена. Указанное свойство жидкости передавать воспринимаемое ею внешнее давление по всем направлениям с одинаковой силой и выражает закон Паскаля (1653 г.).

Иногда давление  $p$  называют абсолютным давлением и обозначают  $p_{\text{абс}}$ . В отличие от абсолютного давления употребляется понятие избыточного (манометрического) и вакуумметрического давления. Избыточным давлением называют разность

$$p_{\text{и}} = p - p_{\text{ат}} = p_0 + \rho gh - p_{\text{ат}}, \quad (1.4)$$

где  $p_{\text{ат}}$  – атмосферное давление.

В гидротехнических сооружениях, как правило, на свободной поверхности жидкости давление равно атмосферному ( $p_0 = p_{\text{ат}}$ ), а избыточное (манометрическое) давление – весовому.

Если давление в жидкости меньше атмосферного, то напряженное состояние ее характеризуется значением разрежения (вакуума):

$$p_{\text{вак}} = p_{\text{ат}} - p. \quad (1.5)$$

Давление измеряется с помощью пьезометров, манометров и вакуумметров. Давление в системе СИ выражается в Паскалях (Па) и  $1 \text{ Па} = 1 \text{ Н/м}^2$ .

При решении задач по данной теме, как правило, применяются выражения (1.1) или (1.3), на основании которых составляются уравнения равновесия жидкости относительно произвольной плоскости отсчета, т. е. приравнивается давление справа и слева для выбранной точки жидкости или с внутренней и внешней ее сторон. Иногда неизвестных величин оказывается больше количества составленных уравнений равновесия. В этом случае недостающее количество уравнений составляется на основании законов физики или изменения объемов для рассматриваемого процесса.

### 1.1.2. Относительный покой (равновесие) жидкости

Здесь рассматриваются случаи относительного покоя жидкости, находящейся в сосуде, при движении в горизонтальном и вертикальном направлениях с постоянным ускорением  $\pm a$  и вращении цилиндрического сосуда вокруг вертикальной оси с постоянной угловой скоростью  $\omega_0$ . Уравнения свободной поверхности при  $p = p_{ат}$  и начале координат, как показано на рис. 1.1, соответственно имеют следующий вид:

$$Z_{св} - Z_0 = h' = \pm \frac{a}{g} x; \quad (1.6)$$

$$Z_{св} - Z_0 = h' = 0; \quad (1.7)$$

$$Z_{св} - Z_0 = h' = \omega_0 r^2 / (2g), \quad (1.8)$$

где  $Z_{св}$  – текущая координата поверхности жидкости в сосуде;

$Z_0$  – начальная глубина жидкости в сосуде для первых двух случаев или координата параболоида вращения.

Свободная поверхность жидкости для указанных выше случаев представляет собой соответственно наклонную к оси  $x$  под углом  $\alpha = \arctg \frac{a}{g}$  и горизонтальную плоскости, а также параболоид вращения.

Для случая вращения жидкости в цилиндрическом сосуде из равенства объемов (рис. 1.1, в) следует, что  $W_{ABCD} = W_{ABEF} - W_{EОF}$ , откуда легко выражается зависимость

$$h_{пов} = h_{пон} = 0,5h'_0, \quad (1.9)$$

где  $h_{пов}$  – повышение уровня жидкости у стенки сосуда над первоначальным уровнем;

$h_{пон}$  – понижение уровня жидкости по оси сосуда под первоначальный уровень (рис. 1.1);

$h'_0$  – высота параболоида вращения, соответствующая радиусу сосуда  $r_0$ .

Для первого и третьего случаев (рис. 1.1, а) давление в точке рассматриваемого объема жидкости определяется по уравнению (1.3), т. е. распределяется по гидростатическому закону, а глубину погружения точки под свободную поверхность жидкости рекомендуется определять по зависимости

$$h = Z_0 - Z \pm h' \quad (1.10)$$

Для случая вращения жидкости в цилиндрическом сосуде величина  $h'$  принимается всегда с положительным знаком. При вертикальном перемещении сосуда (рис. 1.1, б) с жидкостью с постоянным ускорением  $\pm a$  давление в точке рассматриваемого объема определяется по уравнению

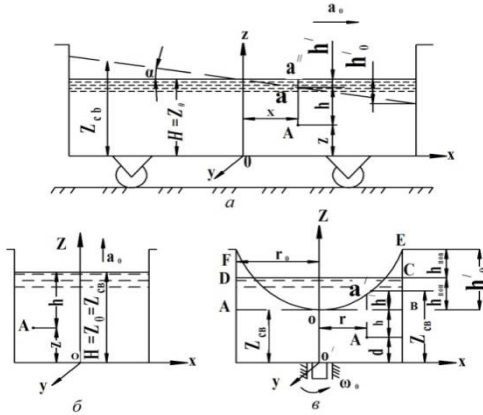


Рис. 1.1. Относительный покой жидкости: *a* – горизонтальное перемещение сосуда с жидкостью; *б* – вертикальное перемещение сосуда с жидкостью; *в* – вращение сосуда с жидкостью относительно вертикальной оси

$$p = p_0 + \rho(g \pm a) \cdot h, \quad (1.11)$$

где знак вертикального ускорения зависит от его направления.

### 1.1.3. Сила давления жидкости на плоские и криволинейные поверхности

Изучая силу гидростатического давления на плоские и криволинейные поверхности, выясните прежде всего размерность этой величины и не путайте ее с размерностью гидростатического давления в точке, так как во многих учебниках по гидравлике обе эти величины иногда обозначаются одной и той же буквой  $P$  (давление –  $p$ , сила –  $P$ ). Запомните, что сила гидростатического давления  $F$  на плоские и криволинейные поверхности измеряется в ньютонах ( $H$ ).

При анализе вывода зависимостей для определения силы давления на плоскую поверхность, произвольно ориентированную, и на криволинейные поверхности необходимо, прежде всего, выяснить, почему вывод начинается с рассмотрения силы давления на бесконечно малую площадку. Необходимо также понять, почему для криволинейных поверхностей сила давления на бесконечно малую поверхность в дальнейшем раскладывается на составляющие по соответствующим осям координат.

Сила давления на плоские поверхности, произвольно ориентированные, и на криволинейные поверхности, а также точка их приложения, могут быть определены аналитическим и графоаналитическим способами. Для этих целей строятся эпюры гидростатического давления. Объем (площадь) эпюры дает величину силы давления, а центр тяжести этого объема (площади) дает точку приложения силы давления.

Для плоской поверхности, произвольно ориентированной, если жидкость воздействует на нее с одной стороны (на несмоченной стороне поверхности – атмосферное давление), величина силы гидростатического давления равна смоченной площади этой поверхности, умноженной на гидростатическое давление в центре тяжести этой площади, т. е.

$$F = p_{ц.т} \cdot \omega = (p_0 + \rho g h_{ц.т}) \omega, \quad (1.12)$$

где  $p_0$  – давление на свободной поверхности жидкости, или внешнее давление;

$h_{ц.т}, \omega$  – соответственно глубина погружения центра тяжести и площадь смоченной части плоской поверхности.

Координата точки приложения (центра давления) силы давления для плоской поверхности, симметричной относительно вертикальной оси, определяется по зависимости

$$l_d = I_x / (l_{ц.т} \cdot \omega) = l_{ц.т} + I_0 / (l_{ц.т} \omega), \quad (1.13)$$

где  $l_{ц.т}$  – расстояние от линии уреза жидкости, считая по наклону плоской поверхности, до ее центра тяжести;

$I_x$  – момент инерции смоченной площади относительно оси, совпадающей с линией уреза жидкости;

$I_0$  – момент инерции смоченной площади относительно оси, проходящей параллельно линии уреза жидкости через центр тяжести этой площади.

Для определения величин  $F$  и  $I_d$  можно воспользоваться справочными данными, приведенными в списке литературных источников.

Следует отметить, что формула (1.13) для определения координаты центра давления дает точку приложения только силы гидростатического давления без учета давления на свободной поверхности (см. вывод формулы в любом учебнике по гидравлике).

Для криволинейных поверхностей определяют горизонтальную и вертикальную составляющие результирующей силы гидростатического давления

$$F = \sqrt{F_x^2 + F_z^2}, \quad (1.14)$$

где  $F_x$  – горизонтальная составляющая силы гидростатического давления по направлению к оси  $OX$ ;

$$F_x = \rho g h'_{ц.т} \omega_z, \quad (1.15)$$

здесь  $F_x$  – вертикальная составляющая силы гидростатического давления по направлению к оси  $OZ$ ;

$$F_z = \rho g W_{т.д}, \quad (1.16)$$

где  $h'_{ц.т} \omega_z$  – соответственно глубина погружения центра тяжести и площадь проекции криволинейной поверхности на вертикальную плоскость;

$W_{т.д}$  – объем тела давления, который представляет собой действительный или воображаемый объем жидкости, заключенный между криволинейной поверхностью, ее проекцией на свободную поверхность и вертикальными проектирующими плоскостями, ограничивающими криволинейную поверхность.

Если свободная поверхность не выражается явно, то за такую следует принять условную поверхность с атмосферным давлением. Вертикальная составляющая направлена вниз, если объем тела давления заполнен жидкостью, и вверх – если воздухом. Для сферических поверхностей объем тела давления равен объему или части объема сферы.

При изучении этого вопроса студенту полезно рассмотреть несколько конкретных примеров построения тел давления для криволинейных поверхностей, определить самостоятельно горизонтальную и

вертикальную составляющие силы гидростатического давления, точки их приложения и результирующей силы.

Направление результирующей силы гидростатического давления на криволинейную поверхность определяется соотношением

$$\left. \begin{aligned} \cos(F + OX) &= F_x / F \\ \cos(F + OZ) &= F_z / F \end{aligned} \right\}, \quad (1.17)$$

а координаты центра давления соответственно будут равны:

$$\left. \begin{aligned} x &= R \cos(F + OX) \\ z &= R \cos(F + OZ) \end{aligned} \right\}, \quad (1.18)$$

где  $R$  – радиус криволинейной поверхности.

Рассматривая силу давления на цилиндрическую поверхность с вертикальной образующей, легко получить так называемую «котельную» формулу (Мариотта), которая дает связь между диаметром  $d$  трубы и толщиной  $\delta$  ее стенок, давлением  $p$  в трубопроводе и напряжением  $\sigma$  в ее стенках:

$$\delta = pd / 2\sigma. \quad (1.19)$$

По данной теме с применением зависимостей по определению силы давления и точки ее приложения на плоские и криволинейные поверхности решаются многие инженерные задачи. Решение некоторых из них приведено в пункте 1.2.

#### 1.1.4. Плавание тел в жидкости и их остойчивость

Условие плавания тела выражается равенством

$$G = F_A, \quad (1.20)$$

где  $G$  – вес погруженного в жидкость тела;

$F_A$  – результирующая сила давления жидкости на погруженное в нее тело – архимедова сила:

$$F_A = \rho g W, \quad (1.21)$$

где  $W$  – объем жидкости, вытесненный плавающим телом, или водоизмещение.

Сила  $F_A$  направлена вверх и проходит через центр тяжести водоизмещения или центр давления. Центр водоизмещения не совпадает с центром тяжести тела. При равновесии плавающего тела (при прямом положении тела) его центр тяжести  $C$  и центр водоизмещения  $D$  (рис. 1.2) находятся на общей вертикали (ось плавания). При надводном плавании тела центр водоизмещения при малых углах крена ( $\alpha < 15^\circ$ ) перемещается по некоторой дуге, проведенной из точки пересечения линии действия силы  $F_A$  с осью плавания. Эта точка  $M$  называется метacentром.

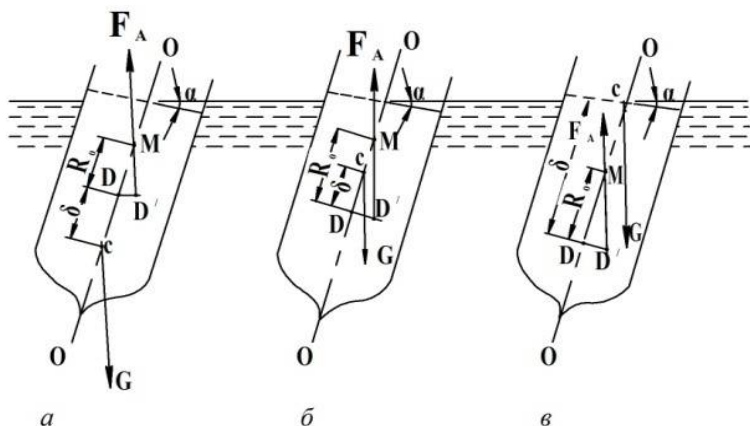


Рис. 1.2. К расчету остойчивости плавающего тела:  
 а – остойчивое плавание; б – остойчивое (неостойчивое) плавание;  
 в – неостойчивое плавание

Расположение центра тяжести и центра водоизмещения на одной вертикальной прямой составляет второе условие равновесия. Если при соблюдении первого условия равновесия  $G = F_A$ , второе условие не соблюдено, тело не может находиться в состоянии равновесия. Это происходит потому, что как только линия действия силы тяжести  $G$  и линия действия подъемной силы  $F_A$  перестают совпадать, эти силы образуют пару, которая либо стремится восстановить тело в первоначальное прямое положение, либо стремится перевернуть его.

Способность судна (плавающего тела) при малом нарушении равновесия снова возвращаться в положение равновесия называется остойчивостью судна (тела).

Остойчивость плавающего тела определяется из уравнения моментов, составленного относительно центра водоизмещения:

$$M_{\text{ост}} = \rho g W (R_0 \pm \delta) \sin \alpha, \quad (1.22)$$

где  $R_0$  – метацентрический радиус [1, с. 55],

$$R_0 = I_0 / W, \quad (1.23)$$

где  $I_0$  – момент инерции плоскости плавания или площади, ограниченной ватерлинией, относительно продольной оси;

$\delta$  – расстояние между центром тяжести и центром водоизмещения  $D$ .

Если центр тяжести тела  $C$  лежит ниже центра водоизмещения  $D$ , то плавание будет безусловно устойчивым и в уравнении (1.22) берется знак плюс (см. рис. 1.2, *a*). Если же центр тяжести тела  $C$  лежит выше центра водоизмещения  $D$  (см. рис. 1.2, *б*), то для устойчивого равновесия плавающего тела необходимо выполнение следующего условия:

$$H_m = R_0 - \delta > 0, \quad \text{или } R_0 > \delta, \quad (1.24)$$

где  $H_m$  – метацентрическая высота.

Если центр тяжести тела  $C$  расположен выше центра водоизмещения  $D$  и метacentра  $M$ , то тело неустойчиво; возникающая пара сил  $G$  и  $F_A$  стремится увеличить крен (см. рис. 1.2, *в*).

В практике очень широко используются законы плавания и устойчивости тела. Каждый конкретный случай их применения обусловлен характерной расчетной схемой и методикой расчета. Приведенный ниже пример расчета плавания и устойчивости тела дает общую методику применения этих законов.

### Вопросы для самоконтроля

1. Какое давление называют гидростатическим (весовым)?
2. Какое давление называют абсолютным, избыточным (манометрическим) и вакуумметрическим?
3. Запишите основное уравнение гидростатики.
4. Поясните каждый параметр, входящий в основное уравнение гидростатики с геометрической точки зрения.
5. Поясните каждый параметр, входящий в основное уравнение гидростатики с энергетической точки зрения.

6. Напишите формулу для определения силы давления на плоскую произвольно ориентированную поверхность и поясните каждый параметр, входящий в эту формулу.

7. Почему центр давления всегда находится ниже центра тяжести площади смоченной поверхности стенки?

8. Что такое объем тела давления? Поясните действительный объем тела давления и фиктивный.

9. Как выбирается направление вертикальной составляющей силы давления (сверху-вниз как сила тяжести или снизу-вверх как подъемная сила)?

10. По каким формулам определяется равнодействующая сила давления на криволинейную поверхность?

11. По каким формулам определяются составляющие равнодействующей силы давления на криволинейную поверхность?

12. Как определяются координаты центра давления на криволинейную поверхность?

13. Приведите математическую запись закона Архимеда или условие плавания тел.

14. Назовите два условия равновесия плавающего тела.

15. Что называется остойчивостью судна (плавающего тела)?

16. При каких углах крена судно (плавающее тело) способно вращаться в состоянии равновесия?

17. Какая точка называется метацентром?

18. По какой формуле определяется метацентрический радиус?

19. Что называется водоизмещением судна?

20. Назовите условие остойчивости плавающего тела.

## 1.2. Примеры решения типовых задач

**Пример 1.1.** Дифференциальный ртутный манометр присоединен к двум трубопроводам  $C$  и  $D$  с водой (рис. 1.3). Определить давление в трубопроводе  $D$ , если избыточное давление в трубопроводе  $C$   $p_c = 125$  кПа, а высота столба ртути  $h = 0,4$  м.

**Решение.** Проводится плоскость отсчета 0–0 по нижней линии раздела между водой и ртутью. Так как в колене дифманометра ртуть уравновешена, то давление в точках 1 и 2 будет одинаковым и соответственно составит

$$p_1 = p_D + \rho_{\text{в}} g h_2;$$

$$p_2 = p_c + \rho_{\text{в}} g h_1 + \rho_{\text{рт}} g h.$$

Приравняются правые части записанных уравнений, откуда и определяется искомое давление в трубопроводе  $D$ :  $p_D = p_c + \rho_s g h_1 + \rho_{рт} g h - \rho_{в} g h_2 = p_c - \rho_{в} g (h_2 - h_1) + \rho_{рт} g h = p_c + g h (\rho_{рт} - \rho_{в}) = 125 \cdot 10^3 + 9,81 \cdot 0,4 (13600 - 1000) = 174,4 \text{ кПа}$ .

Ответ:  $p_D = 174,4 \text{ кПа}$ .

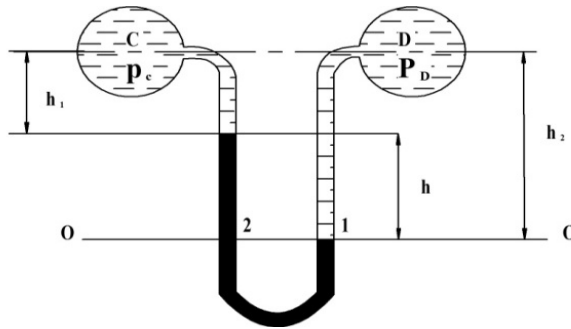


Рис. 1.3. Расчетная схема к примеру 1.1

**Пример 1.2.** Определить давление  $p$  газа в баллоне  $A$  по показанию двухжидкостного чашечного микроманометра  $h = 0,2 \text{ м}$  (рис. 1.4), заполненного ртутью и водой. Отношение диаметров трубки и чашки прибора  $d/D = n = 0,2$ .

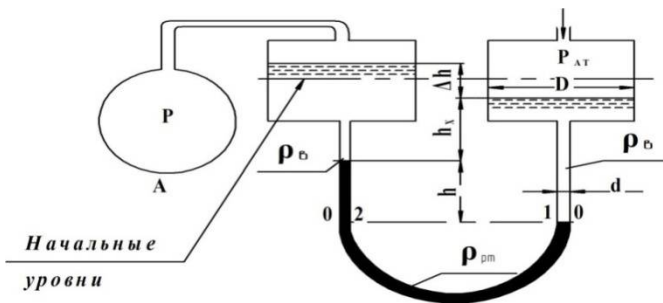


Рис. 1.4. Расчетная схема к примеру 1.2

**Решение.** Для определения давления в баллоне  $A$  применяется закон равновесия несжимаемой жидкости, из которого следует, что давление в точках 1 и 2 на плоскости отсчета 0–0 будет одинаково, так как в колене микроманометра ртуть уравновешена. В правой трубке оно создано атмосферным давлением  $p_{\text{ат}}$  и весовым давлением столба воды. Так как высота этого столба неизвестна, введем размер  $h_x$ , как показано на рис. 1.4. Тогда

$$p_1 = p_{\text{ат}} + \rho_{\text{в}}g(h + h_x).$$

В левой трубке давление на плоскости 0–0 создается давлением газа  $p$  в баллоне  $A$  и весовым давлением воды и ртути. Для выражения давления через указанные величины вводится еще один параметр  $\Delta h$ , представляющий собой разность уровней воды в чашках прибора (см. рис. 1.4). Тогда

$$p_2 = p + \rho_{\text{в}}g(h_x + \Delta h) + \rho_{\text{рт}}gh.$$

Приравнивая правые части записанных выше уравнений, получим

$$p_{\text{ат}} + \rho_{\text{в}}g(h + h_x) = p + \rho_{\text{в}}g(h_x + \Delta h) + \rho_{\text{рт}}gh,$$

откуда

$$p = p_{\text{ат}} - (\rho_{\text{рт}} - \rho_{\text{в}})gh - \rho_{\text{в}}g \Delta h.$$

Из последнего уравнения следует, что использование закона равновесия несжимаемой жидкости недостаточно для решения задачи, так как в нем неизвестны две величины, т. е.  $p$  и  $\Delta h$ . Для определения величины  $\Delta h$  применим уравнение постоянства объема жидкости в системе. Тогда

$$\Delta h = (d/D)^2 h.$$

Подставив полученное выражение  $\Delta h$  в расчетное уравнение, получим

$$p = p_{\text{ат}} - (\rho_{\text{рт}} - \rho_{\text{в}})gh - \rho_{\text{в}}g (d/D)^2 h = 100 \cdot 10^3 - (13600 - 1000) \cdot 9,81 \times \\ \times 0,2 - 1000 \cdot 9,81 \cdot 0,2^2 \cdot 0,2 = 75,2 \text{ кПа}.$$

Поскольку  $p = 75,2 \text{ кПа} < p_{\text{ат}} = 100 \text{ кПа}$ , то давление в баллоне  $A$  будет вакуумметрическое, величина которого  $p_{\text{вак}} = p_{\text{ат}} - p = 100 - 75,2 = 24,8 \text{ кПа}$ .

Ответ:  $p = 75,2 \text{ кПа}$ .

**Пример 1.3.** В цилиндрическую форму (рис. 1.5) с внутренним диаметром  $D = 1120$  мм и высотой  $l = 1000$  мм залит цементный раствор для изготовления трубы центробежным способом. При толщине стенок цементной трубы у нижней и верхней грани соответственно  $\delta_1 = 60$  мм и  $\delta_2 = 58$  мм. Определить необходимую частоту вращения цилиндрической формы.

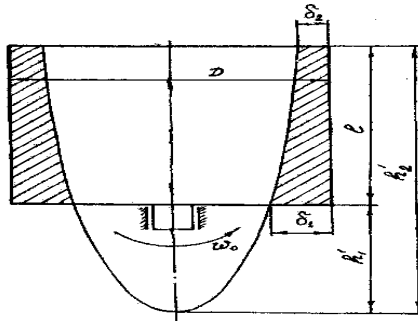


Рис. 1.5. Расчетная схема к примеру 1.3

**Решение.** Определяется по формуле (1.8) высота параболоида вращения  $h'_1$  и  $h'_2$  соответственно при  $r_1 = D/2 - \delta_1 = 1,12/2 - 0,06 = 0,500$  м и  $r_2 = D/2 - \delta_2 = 1,12/2 - 0,058 = 0,502$  м:

$$h'_1 = \frac{\omega_0^2 \cdot r_1^2}{2g}; \quad h'_2 = \frac{\omega_0^2 \cdot r_2^2}{2g}.$$

Из рис. 1.5 видно, что  $h'_2 - h'_1 = l = \frac{\omega_0^2 \cdot r_2^2}{2g} - \frac{\omega_0^2 \cdot r_1^2}{2g} = \frac{\omega_0^2}{2g} (r_2^2 - r_1^2)$ .

Откуда определяется угловая скорость вращения цилиндрической формы:

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{2gl}{r_2^2 - r_1^2}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 9,81 \cdot 1,0}{0,502^2 - 0,500^2}} = 98,95 \text{ рад/с}.$$

Тогда частота вращения цилиндрической формы составит:

$$n = \frac{\omega_0}{2\pi} = \frac{98,95}{2 \cdot 3,14} = 15,76 \text{ с}^{-1} = 945,3 \text{ мин}^{-1}.$$

Следует отметить, что при уменьшении частоты вращения цилиндрической формы толщина стенки  $\delta_2$  цементной трубы будет уменьшаться, что является не всегда приемлемым.

Ответ:  $n = 15,76 \text{ с}^{-1} = 945,3 \text{ мин}^{-1}$ .

**Пример 1.4.** Прямоугольный затвор шириной  $b = 4 \text{ м}$  закреплен шарнирно в точке  $O$  (рис. 1.6).

Найти начальное подъемное усилие  $T$ , если сила тяги действует нормально к плоскости затвора. Глубина воды перед затвором  $h_1 = 3,0 \text{ м}$ , за ним  $h_2 = 1,8 \text{ м}$ ; расстояние от шарнира до уреза воды  $a = 0,5 \text{ м}$ . Угол наклона затвора к горизонту  $\alpha = 60^\circ$ , масса затвора равна  $800 \text{ кг}$ . Трением в шарнире пренебречь.

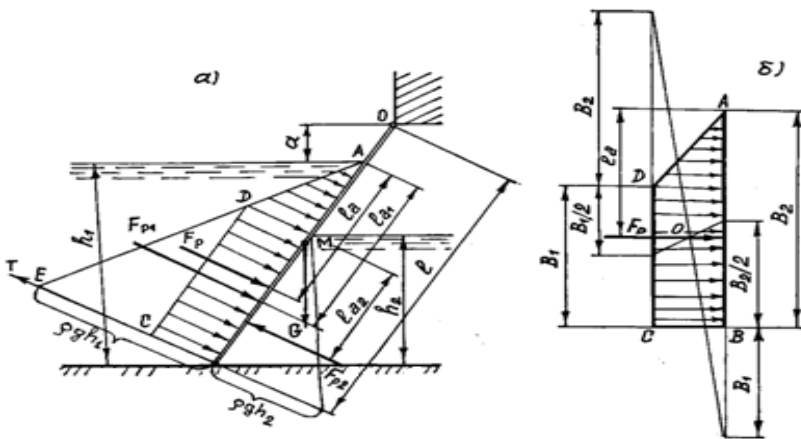


Рис. 1.6. Схема гидростатического давления на плоскую поверхность:  
 а – расчетная схема; б – графическое определение точки приложения  
 силы гидростатического давления на плоскую поверхность

**Решение.** Для определения начального подъемного усилия  $T$  установим силы, действующие на затвор, который представляет плоскую поверхность, произвольно ориентированную. К ним относятся результирующая сила гидростатического давления  $F = F_1 - F_2$ , вес затвора  $G$ .

Силой трения в шарнире пренебрегаем согласно условию задачи.

Так как на свободной поверхности жидкости слева и справа давление атмосферное, то внешнее давление  $p_0 = 0$ . Тогда силы гидростатического давления на плоский затвор, действующие слева и справа, определяются по уравнению

$$F = \rho g h_{ц.т} \omega.$$

Сила гидростатического давления слева

$$F_1 = \rho g \frac{h_1}{2} \frac{h_1}{\sin \alpha} \cdot b = 1000 \cdot 9,81 \frac{3}{2} \frac{3}{0,866} \cdot 4 = 203902 \text{ Н} = 203,90 \text{ кН}.$$

Сила гидростатического давления справа

$$F_2 = \rho g \frac{h_2}{2} \frac{h_2}{\sin \alpha} \cdot b = 1000 \cdot 9,81 \frac{1,8}{2} \frac{1,8}{0,866} \cdot 4 = 73405 \text{ Н} = 73,40 \text{ кН}.$$

Результирующая сила гидростатического давления равна разности параллельных и направленных в противоположные стороны сил давления:

$$F = F_1 - F_2 = 203,90 - 73,40 = 130,50 \text{ кН}.$$

Расстояние от свободной поверхности до центра давления (координата центра давления) левой силы  $F_1$  определяется по приведенной ниже формуле. Покажем расчет этой величины для разной записи формулы, т. е. через моменты  $I_x$  и  $I_0$ :

$$I_x = \frac{bh_1^3}{3 \sin^3 \alpha}; \quad I_0 = \frac{bh_1^3}{12 \sin^3 \alpha}.$$

Тогда

$$l_{д_1} = \frac{I_{д_1}}{l_{ц.т_1} \omega_1} = \frac{bh_1^3 \cdot 2 \sin \alpha \cdot \sin \alpha}{3 \sin^3 \alpha \cdot h_1 \cdot bh_1} = \frac{2}{3} \frac{h_1}{\sin \alpha} = \frac{2}{3} \frac{3}{0,866} = 2,31 \text{ м},$$

или

$$l_{д_1} = l_{ц.т_1} + \frac{I_0}{l_{ц.т_1} \omega_1} = \frac{h_1}{2 \sin \alpha} + \frac{bh_1^3 \cdot 2 \sin \alpha \cdot \sin \alpha}{12 \sin^3 \alpha \cdot h_1 \cdot bh_1} = \frac{2}{3} \frac{h_1}{\sin \alpha} = \frac{2}{3} \frac{3}{0,866} = 2,31 \text{ м}.$$

Координата центра давления правой силы  $F_2$

$$l_{д1} = \frac{2}{3} \frac{h_2}{\sin \alpha} = \frac{2}{3} \frac{1,8}{0,866} = 1,39 \text{ м.}$$

Вспользуемся теоремой механики о моменте равнодействующей силы и составим уравнение моментов относительно линии уреза воды (точка А):

$$F \cdot l_{д} = F_1 l_{д1} - F_2 \left( l_{д2} + \frac{h_1 - h_2}{\sin \alpha} \right).$$

Откуда

$$\begin{aligned} l_{д} &= F / \left[ F_1 l_{д1} - F_2 \left( l_{д2} + \frac{h_1 - h_2}{\sin \alpha} \right) \right] = \\ &= 130,5 / \left[ 203,9 \cdot 2,31 - 73,4 \left( 1,39 + \frac{3 - 1,8}{0,866} \right) \right] = 2,05 \text{ м.} \end{aligned}$$

Составив уравнение моментов всех действующих сил относительно шарнира О, можно, не определяя реакции в шарнире, вычислить искомое начальное подъемное усилие  $T$ :

$$T \cdot l - F(l_{д} + a/\sin \alpha) - G \cdot l/(2 \cos \alpha) = 0,$$

где

$$\begin{aligned} l &= (a + h_1) / \sin \alpha = (0,5 + 3,0) / 0,866 = 4,04 \text{ м;} \\ G &= m \cdot g = 800 \cdot 9,81 = 7848 \text{ Н} = 7,85 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Подставив в последнее уравнение числовые значения, получим  $T = 86,83 \text{ кН}$ .

Ответ:  $T = 86,83 \text{ кН}$ .

**Пример 1.5.** Определить величину и координаты центра давления силы гидростатического давления на сегментный затвор, поддерживающий воду на пороге водослива при глубине  $H = 4 \text{ м}$ . Радиус вращения затвора  $R = 7,5 \text{ м}$ , ширина его  $b = 5 \text{ м}$ . Ось вращения затвора находится на уровне свободной поверхности воды (рис. 1.7).

**Решение.** Для нахождения горизонтальной составляющей силы

гидростатического давления криволинейную поверхность затвора ABC проектируем на вертикальную плоскость  $n-n$  (рис. 1.7) и находим ее как на плоскую поверхность по уравнению

$$F_x = \rho g h'_{\text{лт}} \omega_z = \rho g \frac{H}{2} H \cdot b = 1000 \cdot 9,81 \cdot \frac{4}{2} \cdot 4 \cdot 5 = 392400 \text{ Н} = 392,40 \text{ кН.}$$

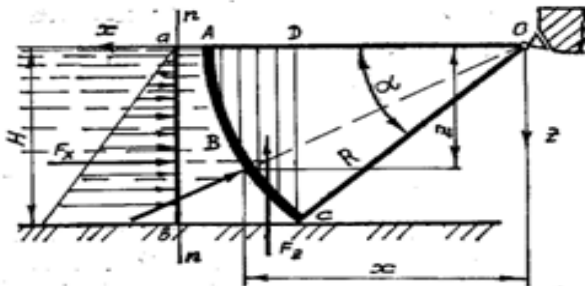


Рис. 1.7. Схема гидростатического давления на криволинейную поверхность

Для нахождения вертикальной составляющей силы гидростатического давления построим поперечное сечение тела давления, которое представляет собой фигуру ABCD (рис. 1.7). Так как в объеме тела нет давления воды, то вертикальная составляющая направлена вверх. Величина вертикальной составляющей силы гидростатического давления определяется по следующей зависимости (1.16):

$$\begin{aligned} F_z &= \rho g W_{\text{т.д}} = \rho g (\Omega_{\text{ABC}} + \Omega_{\text{ACD}}) \cdot b = \rho g \left[ \frac{1}{2} R^2 \left( \frac{\pi \alpha}{180} - \sin \alpha \right) + \frac{1}{2} H \cdot R (1 - \cos \alpha) \right] b = \\ &= 1000 \cdot 9,81 \left[ \frac{1}{2} 7,5^2 \left( \frac{3,14 \cdot 32,25}{180} - 0,533 \right) + \frac{1}{2} 4 \cdot 7,5 (1 - 0,845) \right] 5,0 = 154850 \text{ Н} = \\ &= 154,85 \text{ кН,} \end{aligned}$$

где  $\Omega_{\text{ABC}}$  – площадь сегмента ABC (рис. 1.7);

$\Omega_{\text{ACD}}$  – площадь треугольника ACD;

$\alpha$  – центральный угол затвора;

$\alpha = \arcsin H / R = \arcsin 4 / 7,5 = 32^\circ 15'$ .

Результирующая сила гидростатического давления

$$F = \sqrt{F_x^2 + F_z^2} = \sqrt{392,40^2 + 154,85^2} = 421,85 \text{ кН}.$$

Для нахождения координат центра силы давления определим направление результирующей силы:

$$\cos(F + OX) = F_x / F = 392,40 / 421,85 = 0,930,$$

$$\cos(F + OZ) = F_z / F = 154,85 / 421,85 = 0,367.$$

Тогда определим координаты центра силы давления:

$$x = R \cdot \cos(F + OX) = 7,5 \cdot 0,930 = 6,98 \text{ м},$$

$$z = R \cdot \cos(F + OZ) = 7,5 \cdot 0,367 = 2,75 \text{ м}.$$

Знаки координат центра силы давления принимаются в зависимости от принятого направления осей координат. В данном примере при принятом направлении координатных осей (см. рис. 1.7) знаки координат будут положительными.

Ответ:  $F = 421,85 \text{ кН}$ ;  $x = 6,98 \text{ м}$ ;  $z = 2,75 \text{ м}$ .

**Пример 1.6.** Прямоугольная плоскодонная металлическая баржа шириной  $b = 10 \text{ м}$ , высотой  $h = 4 \text{ м}$  и длиной  $l = 60 \text{ м}$  загружается мокрым песком плотностью  $\rho_{\text{п}} = 2000 \text{ кг/м}^3$ . Определить объем песка, который можно загрузить в баржу, чтобы после загрузки возвышение ее борта над водой составляло  $a = 0,6 \text{ м}$  (рис. 1.8), а также остойчивость баржи в груженом состоянии.

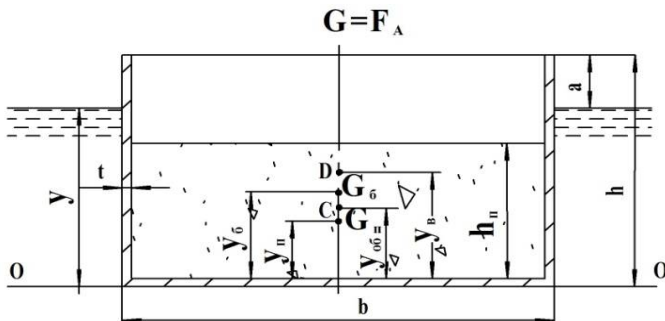


Рис. 1.8. Расчетная схема к определению грузоподъемности и остойчивости баржи

Для упрощения расчетов принять, что баржа имеет прямоугольное очертание, а вес переборок, конструктивных элементов и оборудования условно отнесен к весу ее стенок, толщина которых составляет  $t = 0,01$  м, а плотность материала их  $\rho_m = 7500$  кг/м<sup>3</sup>.

**Решение.** Из условия плавания тела в жидкости (1.20) имеем

$$G = F_A,$$

где  $G$  – вес погруженного в жидкость тела и состоит из собственного веса баржи  $G_6$  и веса песка  $G_{\Pi}$ . Тогда

$$G_6 + G_{\Pi} = F_A,$$

откуда

$$G_{\Pi} = F_A - G_6.$$

Архимедова сила определяется по формуле (1.21):

$$F_A = \rho g W = \rho g b l (h - a) = 1000 \cdot 9,81 \cdot 10 (4,0 - 0,6) = 20012,40 \text{ кН.}$$

Собственный вес баржи

$$G_6 = \rho_m g W_m = 7500 \cdot 9,81 \cdot 11,584 = 852,32 \text{ кН,}$$

где  $W_m$  – суммарный объем материала элементов конструкции баржи,

$$W_m = W_{\text{дн}} + W_{\text{б.ст}} + W_{\text{т.с}} = 6,00 + 4,728 + 0,796 = 11,584 \text{ м}^3;$$

$W_{\text{дн}}$ ,  $W_{\text{б.ст}}$ ,  $W_{\text{т.с}}$  – соответственно объемы материала конструкций днища, боковых и торцовых стенок:

$$W_{\text{дн}} = b \cdot l \cdot t = 10 \cdot 60 \cdot 0,01 = 6,00 \text{ м}^3;$$

$$W_{\text{б.ст}} = 2(h - t) \cdot l \cdot t = 2(4 - 0,01) \cdot 60 \cdot 0,01 = 4,788 \text{ м}^3;$$

$$W_{\text{т.с}} = 2(h - t)(b - 2t)t = 2(4 - 0,01)(10 - 2 \cdot 0,01) \cdot 0,01 = 0,796 \text{ м}^3.$$

Тогда возможный вес загрузки мокрого песка составит

$$G_{\Pi} = F_A - G_6 = 20012,40 - 852,32 = 19160,08 \text{ кН,}$$

величину которого можно представить как  $G_{\Pi} = \rho_n g W_n$ .

Откуда объем загруженного песка составит

$$W_{\text{п}} = G_{\text{п}} / (\rho_{\text{п}} g) = 19160080 / (2000 \cdot 9,81) = 976,6 \text{ м}^3.$$

Высота слоя загрузки песка в барже

$$H_{\text{п}} = W_{\text{п}} / \omega_{\text{дн}} = W_{\text{п}} / (l - 2t)(b - 2t) = 976,60 / [(60 - 2 \cdot 0,01)(10 - 2 \cdot 0,01)] = 1,63 \text{ м},$$

где  $\omega_{\text{дн}}$  – внутренняя площадь дна баржи.

Остойчивость баржи в груженом состоянии определим по условию (1.24), для чего найдем положение центров тяжести водоизмещения и баржи с грузом (см. рис. 1.8) относительно внешней плоскости 0–0 дна баржи.

Возвышение центра водоизмещения над плоскостью 0–0 составит:

$$y_{\text{в}} = y / 2 = (h - a) / 2 = (4 - 0,6) / 2 = 1,70 \text{ м}.$$

Центр тяжести песка над плоскостью 0–0 составит:

$$y_{\text{п}} = h_{\text{п}} / 2 + t = 1,63 / 2 + 0,01 = 0,825 \text{ м}.$$

Центр тяжести порожней баржи над плоскостью 0–0 определим из уравнения статических моментов весов, т. е.

$$G y_{\text{об}} = G_6 y_6 + G_{\text{п}} y_{\text{п}}.$$

$$\text{Откуда } y_{\text{об}} = (G_6 y_6 + G_{\text{п}} y_{\text{п}}) / G = (852,3 \cdot 0,97 + 19160,08 \cdot 0,825) / 20012,40 = 0,83 \text{ м}.$$

Так как общий центр тяжести баржи с грузом расположен ниже центра водоизмещения, т. е.  $y_{\text{об}} = 0,83 \text{ м} < y_{\text{в}} = 1,70 \text{ м}$ , то остойчивость баржи в груженом состоянии обеспечена и нахождение метацентрического радиуса не требуется.

Ответ:  $W_{\text{п}} = 976,6 \text{ м}^3$ ; баржа остойчива.

## Раздел 2. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОТОКОВ ПРИ ИСТЕЧЕНИИ ЖИДКОСТИ ИЗ ОТВЕРСТИЙ, НАСАДКОВ И КОРОТКИХ ТРУБОПРОВОДОВ

### 2.1. Общие теоретические сведения

Классификация потоков жидкости выполняется в зависимости от гидравлических сопротивлений, а следовательно, и потерь удельной энергии (потерь напора) в нем  $h_{\text{тр}} = \Sigma h_{\text{мест}} + \Sigma h_{\text{дл}}$ .

1. Отверстия и насадки – это такие потоки, в которых местные потери напора имеются, а потерями напора по длине пренебрегают  $\Sigma h_{\text{дл}} = 0$ ;

2. Гидравлически короткие трубопроводы – это такие потоки, в которых местные потери напора примерно равны потерям напора по длине  $\Sigma h_{\text{мест}} = \Sigma h_{\text{дл}}$ ;

3. Гидравлически длинные трубопроводы – это такие потоки, в которых потери напора по длине преобладают над местными потерями напора  $\Sigma h_{\text{дл}} > \Sigma h_{\text{мест}}$ . При этом потери напора на местные сопротивления либо вовсе не учитывают, либо учитывают путем увеличения потерь напора по длине на 5–10 %.

Примерами гидравлически коротких трубопроводов являются всасывающие трубопроводы насосных станций, водоспуски и водовыпуски плотин, сифонные трубопроводы, дюкеры, трубы-регуляторы и т. д.

#### 2.1.1. Уравнение Бернулли.

##### Определение потерь удельной энергии в потоке

Основными уравнениями гидродинамики, применяемыми при решении практических задач для установившегося плавно изменяющегося потока реальной жидкости, являются уравнение неразрывности:

$$V_1\omega_1 = V_2\omega_2 = \dots = V_n\omega_n = Q, \quad (2.1)$$

где  $\omega_1, \omega_2$  – площадь потока в рассматриваемых сечениях;

$V_1, V_2$  – средние скорости потока в рассматриваемых сечениях;

$Q$  – расход потока и уравнение Бернулли. При этом удельная энергия в сечениях, связь между которыми дает уравнение Бернулли, может быть отнесена к единице веса, массы или объема жидкости, т. е.

$$E = z + \frac{p}{\rho g} + \frac{\alpha V^2}{2g}, \quad (2.2)$$

$$E = gz + \frac{p}{\rho} + \frac{\alpha V^2}{2},$$

$$E = \rho gz + p + \rho \frac{\alpha V^2}{2}.$$

Обозначение исходных величин приводится ниже, после записи уравнения Бернулли.

Наиболее удобна для практического применения запись уравнения Бернулли, если удельная энергия в сечениях отнесена к единице веса, т. е.

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_{\text{тр}}, \quad (2.3)$$

где  $z_1, z_2$  – расстояния от произвольной горизонтальной плоскости сравнения до рассматриваемых точек в сечениях. Индексы относятся к номерам сечений, проведенным нормально к линиям тока;

$p_1, p_2$  – давления в этих же точках;

$V_1, V_2$  – средние скорости в рассматриваемых сечениях 1–1 и 2–2;

$\alpha_1, \alpha_2$  – коэффициенты кинетической энергии (коэффициенты Кориолиса) в сечениях;

$h_{\text{тр}}$  – потери удельной энергии (напора) на участке между рассматриваемыми сечениями.

Коэффициент кинетической энергии при турбулентном прямолинейном движении в трубах  $\alpha \approx 1,05-1,10$ , при таком же движении в земляных каналах  $\alpha \approx 1,10-1,25$ , при ламинарном прямолинейном движении в трубах  $\alpha = 2,0$ .

Для применения уравнения Бернулли необходимо численно определить потери напора  $h_{\text{тр}}$ . Общие потери напора условно считают равными сумме потерь напора, вызываемых каждым сопротивлением в отдельности, т. е. применяют так называемый принцип наложения:

$$h_{\text{тр}} = \sum h_{\text{мест}} + \sum h_{\text{дл}}, \quad (2.4)$$

где  $\sum h_{\text{мест}}$  – сумма потерь напора всех местных сопротивлений на рассматриваемом участке;

$\sum h_{\text{дл}}$  – сумма потерь напора по длине отдельных участков трубопровода или русла потока.

Потери напора на местные сопротивления определяются по формуле

$$h_{\text{мест}} = \xi_{\text{мест}} \frac{V_2^2}{2g}, \quad (2.5)$$

где  $\xi_{\text{мест}}$  – безразмерный коэффициент местного сопротивления, величина которого зависит от вида местного сопротивления и его характеристики;

$V_2$  – средняя скорость в потоке за местным сопротивлением.

Числовые значения  $\xi_{\text{мест}}$  приводятся в справочной литературе (табл. 3 приложения). Потери удельной энергии по длине потока определяются по формуле

$$h_{\text{дл}} = \lambda \frac{l}{4R} \frac{V^2}{2g}, \quad (2.6)$$

где  $\lambda$  – гидравлический коэффициент трения (коэффициент Дарси);

$l$  – длина участка потока между двумя рассматриваемыми сечениями;

$R$  – гидравлический радиус.

Для круглых труб при напорном движении удобно применять следующую формулу:

$$h_{\text{дл}} = \lambda \frac{l}{d} \frac{V^2}{2g}, \quad (2.7)$$

где  $d$  – диаметр трубопровода.

Коэффициент  $\lambda$  является безразмерной переменной величиной, зависящей от ряда характеристик: диаметра и шероховатости трубы, вязкости и скорости движения жидкости. Влияние этих характеристик на величину  $\lambda$  проявляется по-разному при различных режимах движения потока. В гидравлике рассматриваются два режима движения жидкости: ламинарный и турбулентный.

При ламинарном режиме движения жидкости, ограниченном значениями  $Re < 2320$  или  $Re_R < 580$ , коэффициент  $\lambda$  определяется по формуле Пуазейля:

$$\lambda = 64/Re = 16/Re_R, \quad (2.8)$$

где  $Re$  – безразмерное число Рейнольдса,

$$Re = Vd/\nu, \quad \text{или} \quad Re_R = VR/\nu, \quad (2.9)$$

$\nu$  – кинематический коэффициент вязкости, который приводится в литературе (табл. 2 приложения).

При турбулентном режиме движения жидкости коэффициент Дарси имеет весьма сложную функциональную зависимость от вышеуказанных характеристик. Поэтому для упрощения расчета и повышения достоверности результата вся область его изменения разбивается на три участка, в которых коэффициент Дарси имеет одно- или двухпараметрическую связь от влияющих факторов, т. е. шероховатости внутренних стенок трубопровода и числа Рейнольдса.

Первая область, ограниченная значениями чисел Рейнольдса

$$2320 < Re \leq Re_{гг} = 27 (d / \Delta)^{1,14} \approx 40 \cdot d / \Delta, \quad (2.10)$$

называется областью (зоной) гидравлически гладких русел, и коэффициент Дарси рекомендуется определять соответственно по формулам Блазиуса и Кольбрука:

$$\lambda = 0,3164/Re^{0,25}; \quad (2.11)$$

$$\lambda = 1 / \left( 1,8 \lg \frac{Re}{7} \right)^2, \quad (2.12)$$

где  $\Delta$  – абсолютная величина так называемой эквивалентной равномерно-зернистой шероховатости.

Формула (2.11) дает результаты, хорошо совпадающие с опытными данными при  $Re \leq 10^5$ .

Вторая область, ограниченная значениями чисел Рейнольдса

$$Re_{гг} < Re \leq Re_{кв} = 21,6Cd / \Delta \approx 500 \cdot d / \Delta, \quad (2.13)$$

называется переходной областью гидравлического сопротивления, и коэффициент Дарси рекомендуется определять по формуле А. Д. Альтшуля:

$$\lambda = 0,11(\Delta/d + 68/Re)^{0,25}, \quad (2.14)$$

где  $C$  – коэффициент Шези, который рекомендуется определять по формуле академика Н. Н. Павловского:

$$C = \frac{I}{n} R^y, \quad (2.15)$$

здесь  $n$  – коэффициент шероховатости, зависящий от естественной шероховатости русла (табл. 5 приложения);

$y$  – показатель степени, определяемый по полной зависимости

$$y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R} (\sqrt{n} - 0,10) \quad (2.16)$$

или по упрощенным равенствам:

$$y = 1,5\sqrt{n} \text{ при } R \leq 1,0 \text{ м};$$

$$y = 1,3\sqrt{n} \text{ при } R > 1,0 \text{ м},$$

а также по формуле профессора И. И. Агроскина:

$$C = \frac{I}{n} + 17,72 \lg R. \quad (2.17)$$

В формулах (2.15) и (2.17) гидравлический радиус имеет размерность только в метрах, а коэффициент Шези –  $\text{м}^{0,5}/\text{с}$ .

Третья область, ограниченная значением числа Рейнольдса

$$Re > Re_{кв}, \quad (2.18)$$

называется областью гидравлически шероховатых русел, или квадратичного гидравлического сопротивления. Коэффициент Дарси рекомендуется определять соответственно по формулам Б. Л. Шифринсона и Прандтля:

$$\lambda = 0,11(\Delta/d)^{0,25}; \quad (2.19)$$

$$\lambda = 0,25/(\lg 3,7d/\Delta)^2. \quad (2.20)$$

Формулу (2.19) рекомендуется применять при  $\Delta/d \leq 0,007$ .

Для определения коэффициента Дарси при турбулентном режиме движения жидкости имеется большое количество других эмпирических формул, которые приводятся в учебной и справочной литературе и могут быть использованы в расчетах.

Как отмечалось ранее, гидравлический расчет трубопроводов основан на использовании уравнений гидродинамики и его методика включает рассмотрение следующих вопросов:

- а) применение уравнения Бернулли и его преобразование к расчетному виду согласно условию задачи;
- б) установление типа задачи;
- в) расчет потерь удельной энергии в потоке и определение расчетной величины.

При решении задач наиболее часто ошибка допускается при записи уравнения Бернулли, т. е. при выборе сечений, плоскости отсчета, правильном учете давлений в принятых сечениях и его преобразовании к расчетному виду. Для примера наиболее часто встречающиеся в практике схемы приведены на рис. 2.1, на которых показаны сечения, плоскости отсчета энергии потока и уравнения Бернулли в расчетном виде для рассматриваемых схем.

Из анализа уравнений (2.1) и (2.2) с учетом зависимостей для расчета потерь удельной энергии в потоке видно, что установившееся плавноизменяющееся движение потока реальной жидкости в трубопроводе характеризуется следующими параметрами: расходом жидкости  $Q$ , напором  $H$  или давлением  $p$ , геометрическими размерами трубопровода (длина  $l$  и диаметр  $d$ ), материалом (шероховатость стенок трубы  $\Delta$  и коэффициент шероховатости  $n$ ), физическими свойствами жидкости (плотность  $\rho$  и кинематический коэффициент вязкости  $\nu$ ). Так, число независимых уравнений равно двум.

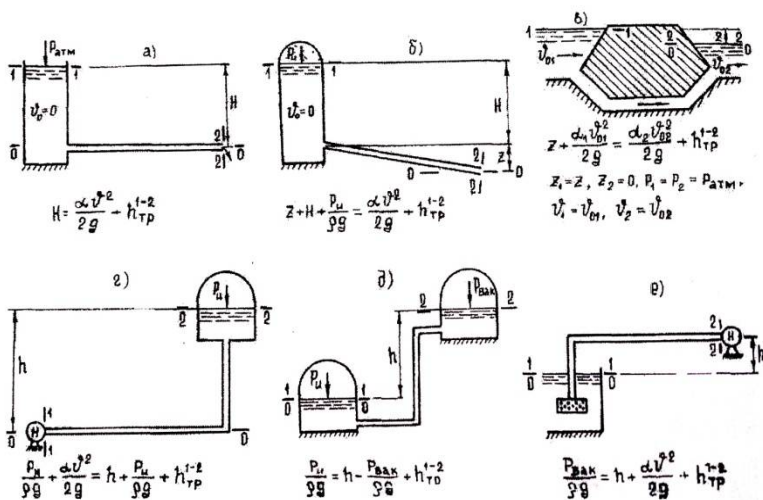


Рис. 2.1. Примеры применения уравнения Бернулли при гидравлическом расчете трубопроводов

Следовательно, при гидравлическом расчете трубопроводов задача будет определенной, если число неизвестных параметров также не превысит двух. В противном случае должны быть учтены дополнительные условия. При этом заметим, что из всех перечисленных выше параметров длина трубопровода, шероховатость стенок трубы и коэффициент шероховатости, плотность и кинематический коэффициент вязкости жидкости, как правило, известны. С учетом этого можно наметить три основных типа задач, встречающихся при гидравлическом расчете трубопроводов.

**Задачи первого типа.** Заданы  $Q$ , размеры трубопровода  $l$  и  $d$ , род жидкости и его рабочая температура, т. е.  $\rho$  и  $\nu$ . Требуется определить напор  $H$  или давление  $p$ , при котором будет обеспечена его надежная работа.

Решение задач данного типа очень широко встречается в практике и можно привести ряд примеров его применения в области гидротехники, водоснабжения, машиностроения и т. д. В области гидротехники – различного рода магистральные трубопроводы и водоводы для целей орошения и обводнения (всасывающие трубопроводы насосных

станций), сифонные трубопроводы, дюкеры и т. д.; в водоснабжении – наружные водопроводные сети для бытовых, производственных и пожарных нужд; в машиностроении – масло- и топливопроводы в различных машинах и установках.

Расчет начинается с выбора двух сечений, в одно из которых должны входить неизвестная величина  $H$  или  $p$  и плоскости отсчета. Для принятых сечений записывается уравнение Бернулли и после подстановки исходных величин его приводят к расчетному виду. Из него и определяется неизвестная величина  $H$  или  $p$ . Более подробно методика решения задач этого типа будет рассмотрена ниже на примере.

**Задачи второго типа.** Заданы напор  $H$  или давление  $p$ , размеры трубопровода  $l$  и  $d$ , род жидкости и его рабочая температура, т. е.  $\rho$  и  $\nu$ . Требуется определить расход  $Q$ , или так называемую пропускную способность трубопровода.

Этот тип задач также очень широко встречается в практике и в качестве примеров можно привести следующие условия применения: определение пропускной способности трубопровода при его подсоединении к уже существующей водонапорной башне или насосно-силовой установке; напорное движение жидкости в туннелях, трубчатых водосбросах и водовыпусках различного рода и в ряде других случаев.

Для данного типа задач также записывается уравнение Бернулли и приводится к расчетному виду. Так как в уравнении Бернулли оказываются неизвестными средняя скорость движения потока и потери напора по длине, зависящие от коэффициента Дарси, то задача решается обычно способом последовательных приближений, сущность которого заключается в последовательном уточнении коэффициента Дарси, а следовательно, и величины расхода. В первом приближении коэффициент Дарси рассчитывают по формулам, в которых он не зависит от скорости движения потока, т. е. по формуле (2.19) или (2.20). Затем по формулам (2.5) и (2.6) определяются потери напора, значения которого подставляются в расчетное уравнение Бернулли, откуда и вычисляют среднюю скорость движения потока. Затем по методике, описанной для задач первого типа, рассчитываются режим движения жидкости и область сопротивления, в зависимости от которых уточняется коэффициент Дарси и по уточненному значению его корректируется величина средней скорости и расхода. Количество приближений принимается из условия, чтобы расхождение между двумя последними величинами расхода не превышало 5 % или величины, заданной по условию задачи. Более подробно методика решения задач этого типа будет рассмотрена ниже на примере.

**Задачи третьего типа.** Заданы напор  $H$  или давление  $p$ , расход жидкости  $Q$ , длина трубопровода  $l$ , род жидкости и его рабочая температура, т. е.  $\rho$  и  $\nu$ . Требуется определить диаметр трубопровода или параметры живого сечения.

Данный тип задач имеет очень широкое практическое применение и примеры для него можно привести аналогично первому типу. Следует отметить, что для него в зависимости от назначения трубопровода могут быть поставлены различные исходные условия: подобрать диаметр трубопровода с полным использованием напора или давления для пропуска заданного расхода, т. е. при проектировании трубопровода с минимальной массой; определить экономически наиболее выгодный диаметр из условия минимальных приведенных затрат на его строительство и эксплуатацию. Является очевидным, что методики решения задач в этом случае будут различны.

В некоторых случаях при гидравлических расчетах трубопроводов могут ставиться дополнительные исходные условия и соответственно требования к результатам расчета. Например, при расчетах сифонного трубопровода – определение места и величины максимального вакуума; всасывающего трубопровода насоса – определение кавитационного запаса и т. д. Следует отметить, что в большинстве случаев решение задачи сводится к одному из указанных выше типов, а затем рассчитываются дополнительные требования. Поэтому, хорошо освоив методики решения задач основных типов, можно легко справиться с решением любой задачи при гидравлическом расчете трубопроводов.

Так же, как и для предыдущих типов задач, записывается уравнение Бернулли и приводится к расчетному виду, которое в явном виде не имеет решения относительно диаметра трубопровода. Поэтому оно может решаться или способом подбора, или графоаналитическим.

Способ подбора решения этой задачи заключается в следующем. Задаются диаметром трубопровода, соизмеряя его размер с величиной расхода, после чего, как и для задач первого типа, рассчитывается напор  $H$  или давление  $p$ . Если эта величина окажется больше расчетной, то диаметр трубопровода необходимо увеличить, а в противном случае – уменьшить. Расчет проводится до тех пор, пока полученный напор  $H$  (давление  $p$ ) будет равен расчетному или отношение не превысит заданной величины.

Графоаналитический способ решения этой задачи заключается в следующем. Задаются рядом значений диаметров (минимум 3–5) трубопровода, соизмеряя их с величиной расхода, для каждого значения

которого, как и для задач первого типа, рассчитывается напор  $H$  или давление  $p$ . При этом величина расчетного  $H$  или  $p$  должна находиться в интервале вычисленных значений. Затем на миллиметровой бумаге строится график функциональной зависимости  $H = f(d)$  или  $p = f(d)$ , из которого по расчетной величине  $H$  или  $p$  определяется диаметр трубопровода.

Как правило, размер полученного диаметра трубопровода отличается от стандартного. Поэтому в зависимости от условий его применения за расчетный принимается ближайший больший или меньший стандартный диаметр трубы.

### 2.1.2. Истечение жидкости через отверстия и насадки при постоянном и переменном напоре

*Малым* отверстием называют такое, вертикальный размер которого или диаметр составляет  $\leq 0,1 \cdot H$ , т. е.  $a(d) \leq 0,1 \cdot H$ . Если такое отверстие расположено в стенке резервуара, то истечение называют через малое отверстие в тонкой стенке. Под названием *тонкая* стенка имеется в виду не малая толщина самой стенки, а то, что края отверстия сделаны острыми, так что струя только касается их.

Отверстие может быть незатопленным и затопленным. Если истечение жидкости через отверстие происходит в атмосферу, такое отверстие называется незатопленным. Если жидкость вытекает из отверстия не в атмосферу, а под уровень жидкости, это отверстие называется затопленным.

*Насадком* называется короткая трубка, присоединенная к отверстию такого же диаметра, в пределах которой происходят сжатие и расширение струи. Длину такой трубки (насадка) принимают  $l_n = (3 - 4) d$ , чтобы пренебречь потерями напора по длине  $h_{дл} = 0$ .

Средняя скорость  $V$  и расход  $Q$  при истечении жидкости из отверстий и насадков определяется по следующим формулам:

$$V = \varphi \cdot \sqrt{2gH_0}; \quad (2.21)$$

$$Q = \mu \cdot \omega \sqrt{2gH_0}, \quad (2.22)$$

где  $\mu$  – коэффициент расхода отверстия или насадка,

$$\mu = \varepsilon \cdot \varphi, \quad (2.23)$$

где  $\varepsilon$  – коэффициент сжатия струи,

$$\varepsilon = \omega_c/\omega = (d_c/d)^2, \quad (2.24)$$

где  $\omega$  – площадь отверстия или насадка;

$\omega_c$  – площадь струи в сжатом сечении;

$\varphi = (\alpha + \Sigma \xi)^{-1/2}$  – коэффициент скорости;

$\Sigma \xi$  – сумма коэффициентов сопротивлений в отверстии, насадке или короткой трубе;

$H_0 = H + \alpha V_0/(2g) + p_0/(\rho g)$  – полный напор;

$Z$  – перепад уровней жидкости;

$H$  – геометрический напор;

$V_0 = Q/\Omega$  – скорость подхода жидкости к отверстию;

$\Omega$  – площадь сечения потока перед отверстием;

$p_0 = p_1 - p_2$  – разность давлений;

$p_1, p_2$  – абсолютное давление на свободной поверхности жидкости соответственно в емкости, в которой имеется отверстие, и в пространстве, куда вытекает жидкость.

При истечении из отверстий сжатие струи может быть совершенным, несовершенным, полным и неполным. Совершенное сжатие будет в том случае, если отверстие удалено от боковых стенок и дна сосуда не менее трех его диаметров или линейных величин периметра. В противном случае сжатие будет несовершенным. Если часть периметра отверстия совпадает с боковой стенкой или дном сосуда, то сжатие струи называется неполным. Для несовершенного сжатия коэффициент расхода отверстия несколько больше коэффициента расхода для совершенного сжатия. Определяется он по следующей эмпирической формуле:

$$\mu_{\text{нес}} = \mu/[1 + 0,64 (\omega/\Omega)^2], \quad (2.25)$$

где  $\Omega$  – площадь поперечного сечения стенки с отверстием.

При неполном сжатии струи коэффициент расхода отверстия определяется по следующей эмпирической формуле:

$$\mu_{\text{неп}} = \mu(1 + \kappa(\chi_{\text{н}}/\chi)), \quad (2.26)$$

где  $\chi, \chi_{\text{н}}$  – периметры соответственно всего отверстия и той его части, на которой нет сжатия;

$\kappa$  – коэффициент, учитывающий форму отверстия: для круглого отверстия  $\kappa = 0,13$ , для прямоугольного  $\kappa = 0,15$ .

Коэффициенты расхода, скорости, сжатия и сопротивления для совершенного сжатия для отверстий и насадков, истечение из которых происходит при достаточно больших числах Рейнольдса ( $Re > 10^5$ ), приводятся в справочной литературе (табл. 4 приложения).

В ряде технических задач приходится иметь дело с истечением жидкости под напором, величина которого меняется во время истечения. Обычно решение задачи здесь сводится к определению времени, необходимого для опорожнения или наполнения того или иного бассейна. Важной для гидротехники такой задачей является задача о наполнении и опорожнении камер судоходных шлюзов.

Время  $t$  изменения напора от  $H_1$  до  $H_2$  в случае призматического резервуара и при наличии постоянного притока  $Q_a$  определяется по формуле

$$t = \frac{2\Omega}{\mu\omega\sqrt{2g}} \left( \sqrt{H_1} - \sqrt{H_2} + \sqrt{H_a} \ln \frac{\sqrt{H_a} - \sqrt{H_1}}{\sqrt{H_a} - \sqrt{H_2}} \right), \quad (2.27)$$

где  $H_a$  – напор, при котором расход, проходящий через отверстие или насадок, равен притоку, т. е.  $H_a = Q_a^2 / \mu^2 \omega^2 2g$ ;

$\Omega$  – площадь сечения резервуара.

При отсутствии притока ( $Q_a = 0$  и, следовательно,  $H_a = 0$ ) формула (2.27) примет следующий вид:

$$t = \frac{2\Omega}{\mu\omega\sqrt{2g}} (\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2}). \quad (2.28)$$

Время  $t$  изменения напора от  $H_1$  до  $H_2$  при перетекании жидкости в призматических резервуарах определяется по следующей формуле:

$$t = \frac{2\Omega_1 \cdot \Omega_2}{(\Omega_1 + \Omega_2)\mu\omega\sqrt{2g}} (\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2}), \quad (2.29)$$

где  $\Omega_1, \Omega_2$  – площади поперечного сечения резервуаров.

Если истечение или перетекание жидкости происходит через короткие трубопроводы, то в расчетные формулы (2.28–2.29) подставляется коэффициент расхода системы, рассчитываемый по зависимости

$$\mu_{\text{сист}} = 1 / \sqrt{\alpha + \sum \xi}, \quad (2.30)$$

где  $\Sigma\xi$  – сумма коэффициентов сопротивлений короткого трубопровода, через который происходит истечение, рассчитываемая по формуле

$$\Sigma\xi = \Sigma\xi_{\text{дл}} + \Sigma\xi_{\text{мест.}} \quad (2.31)$$

### Вопросы для самоконтроля

1. Запишите уравнение неразрывности потока и уясните его физический смысл.
2. Запишите уравнение Бернулли и поясните его составляющие.
3. Поясните каждый параметр, входящий в уравнение Бернулли с геометрической точки зрения.
4. Поясните каждый параметр, входящий в уравнение Бернулли с энергетической точки зрения.
5. Какие виды гидравлических сопротивлений и потерь удельной энергии в потоке различают в гидравлике?
6. Как рассчитывают потери удельной энергии на местные гидравлические сопротивления и по длине?
7. Какие выделяют режимы движения жидкости?
8. Укажите особенности турбулентного режима движения.
9. Что называется ламинарной пленкой?
10. Как рассчитываются потери удельной энергии по длине потока при ламинарном и турбулентном режимах движения?
11. Как рассчитываются потери удельной энергии на местные гидравлические сопротивления?
12. Какие трубопроводы в гидравлике относят к гидравлически коротким?
13. Какие выделяют типы задач при гидравлическом расчете коротких трубопроводов?
14. Приведите методику гидравлического расчета коротких трубопроводов.
15. Какие потоки в гидравлике относят к отверстиям и насадкам?
16. Какое отверстие называют малым?
17. Что называется насадком?

### 2.2. Примеры решения типовых задач

**Пример 2.1.** Определить силу  $F$ , которую нужно приложить к поршню насоса диаметром  $D = 200$  мм, чтобы подавать в напорный

резервуар постоянный расход бензина  $Q = 3$  л/с при температуре  $t = 15$  °С, если высота подъема бензина в установке  $h = 15$  м, а избыточное давление на свободной поверхности в резервуаре  $p_{и} = 120$  кПа. Трубопровод новый стальной длиной  $l = 50$  м, диаметром  $d = 50$  мм имеет два плавных поворота под углом  $\alpha = 90$  °С  $R_0/d = 1,5$ , задвижку со степенью открытия  $a/d = 0,5$  (рис. 2.2). Трением поршня в цилиндре пренебречь.

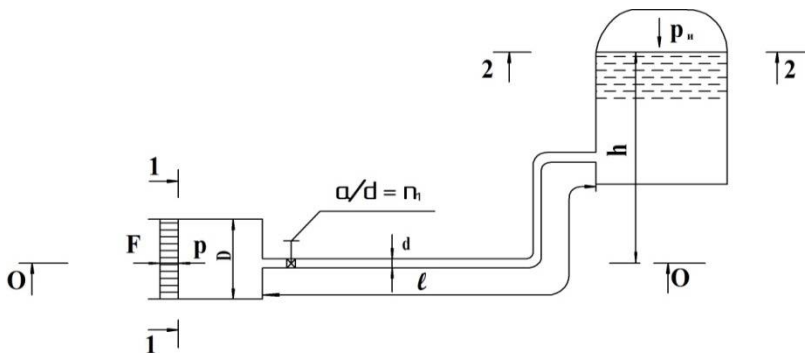


Рис. 2.2. Расчетная схема к примеру 2.1

**Решение.** Согласно закону гидростатики сила, приложенная к поршню цилиндра,

$$F = p \cdot \Omega = p \cdot 0,785 \cdot D^2,$$

где  $p$  – давление в цилиндре насоса;

$\Omega$  – площадь поршня насоса.

Для определения давления в цилиндре насоса составляется уравнение Бернулли для сечений 1–1 и 2–2 относительно плоскости отсчета 0–0 (рис. 2.2), которое в общем виде записывается по формуле (2.2):

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_{тр}^{1-2},$$

где  $z_1 = 0$ ;  $z_2 = h = 15$  м;  $p_1 = p$ ;  $p_2 = p_{и} = 120$  кПа;

$$V_1 = Q/\omega = 0,003/(0,785 \cdot 0,05^2) = 1,53 \text{ м/с}; V_2 = 0.$$

После подстановки исходных величин уравнение Бернулли приводится к расчетному виду:

$$\frac{p}{\rho g} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = h + \frac{p_{\text{н}}}{\rho g} + h_{\text{тр}}^{1-2},$$

откуда определяется давление в цилиндре:

$$p = \rho g h + p_{\text{н}} - \frac{\alpha_1 V_1^2 \rho}{2} + \rho g h_{\text{тр}}^{1-2}.$$

Из анализа последнего уравнения следует, что все величины, за исключением потерь удельной энергии в трубопроводе, известны. Их величину определим по формуле (2.4):

$$h_{\text{тр}}^{1-2} = \Sigma h_{\text{мест}} + \Sigma h_{\text{дл}} = (\xi_{\text{в.с}} + 2\xi_{\text{п.п}} + \xi_3 + \xi_{\text{вых}} + \lambda \cdot l / d) V^2 / (2g),$$

где  $V = V_1 = 1,53$  м/с – средняя скорость движения бензина в трубопроводе;

$\xi_{\text{в.с}}$  – коэффициент сопротивления на внезапное сужение потока, который можно определить по формуле

$$\xi_{\text{в.с}} = 0,5[1 - (d/D)^2] = 0,5[1 - (50/200)^2] = 0,47;$$

$\xi_{\text{п.п}}$  – то же на плавный поворот, который определяется по формуле

$$\xi_{\text{п.п}} = 0,73 \cdot A \cdot B \cdot C = 0,73 \cdot 1,0 \cdot 0,17 \cdot 1,0 = 0,12;$$

$A, B, C$  – коэффициенты, учитывающие соответственно угол поворота  $\alpha$ , отношение  $R_0/d$  и форму сечения трубопровода;

$\xi_3$  – то же на задвижку, определяется по отношению  $a/d$  (табл. 3 приложения),  $\xi_3 = 2,06$ ;

$\xi_{\text{вых}}$  – то же на выход в резервуар больших размеров.

Если скорость в резервуаре  $V_0 = 0$ , то  $\xi_{\text{вых}} = 1,0$  (табл. 3 приложения).

Для определения коэффициента Дарси предварительно рассчитываются:

$$Re = V \cdot d / \nu = 1,53 \cdot 0,05 / 6,5 \cdot 10^{-7} = 117692;$$

$$Re_{\text{гЛ}} = 27 \cdot (d/\Delta)^{1,14} = 27 \cdot (0,05/0,0001)^{1,14} = 32225;$$

$$Re_{\text{кв}} = 21,6 \cdot C \cdot d/\Delta = 21,6 \cdot 0,98 \cdot 0,05 / 0,0001 = 550584,$$

где  $\nu = 6,5 \cdot 10^{-7}$  м<sup>2</sup>/с [5, с. 16];  $\Delta = 0,0001$  м;

$$C = (1/n)R^y = (1/0,011) \cdot (0,05/4)^{0,132} = 50,98 \text{ м}^{0,5} / \text{с};$$

$$y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0,10) = 2,5\sqrt{0,011} - 0,13 -$$

$$- 0,75 \cdot \sqrt{0,05/4} \cdot (\sqrt{0,011} - 0,10) = 0,132;$$

$$n = 0,011 \text{ (табл. 5 приложения).}$$

Теперь устанавливается диапазон изменения чисел Рейнольдса

$$Re_{\text{гл}} = 32225 < Re = 117692 < Re_{\text{кв}} = 550584,$$

что указывает на переходную область сопротивления. Тогда для расчета коэффициента Дарси применяется формула (2.14):

$$\lambda = 0,11 (\Delta/d + 68/Re)^{0,25} = 0,11(0,0001/0,05 + 68/117692)^{0,25} = 0,248.$$

Подставляются значения коэффициентов местных гидравлических сопротивлений и Дарси в уравнение потерь удельной энергии в потоке, рассчитывается их величина:

$$h_{\text{пр}}^{1-2} = (0,47 + 2 \cdot 0,12 + 2,06 + 1,0 + 0,0248 \cdot 50/0,05) \cdot 1,53^2 / (2 \cdot 9,81) = 3,41 \text{ м.}$$

Окончательно давление в цилиндре насоса

$$p = 750 \cdot 9,81 \cdot 15 + 120 \cdot 10^3 - 1,05 \cdot 1,53^2 \cdot 750/2 +$$

$$+ 750 \cdot 9,81 \cdot 3,41 = 25430 \text{ Па} = 254,53 \text{ кПа} = 0,254 \text{ МПа.}$$

Сила, приложенная к поршню цилиндра,

$$F = 25430 \cdot 0,785 \cdot 0,2^2 = 7992 \text{ Н} = 7,99 \text{ кН.}$$

Ответ:  $F = 7,99 \text{ кН.}$

**Пример 2.2.** Для нового стального трубопровода переменного сечения с размерами  $l_1 = 24 \text{ м}$  и  $l_2 = 14 \text{ м}$ , диаметрами  $d_1 = 40 \text{ мм}$  и  $d_2 = 80 \text{ мм}$ , показанного на рис. 2.3, определить среднюю скорость  $V_2$  истечения потока и величину расхода  $Q$ , если напор  $H = 12,0 \text{ м}$ , степень открытия задвижки  $a/d = 0,4$ , а температура воды  $t = 14 \text{ }^\circ\text{C}$ .

Построить пьезометрическую линию и линию полной удельной энергии.

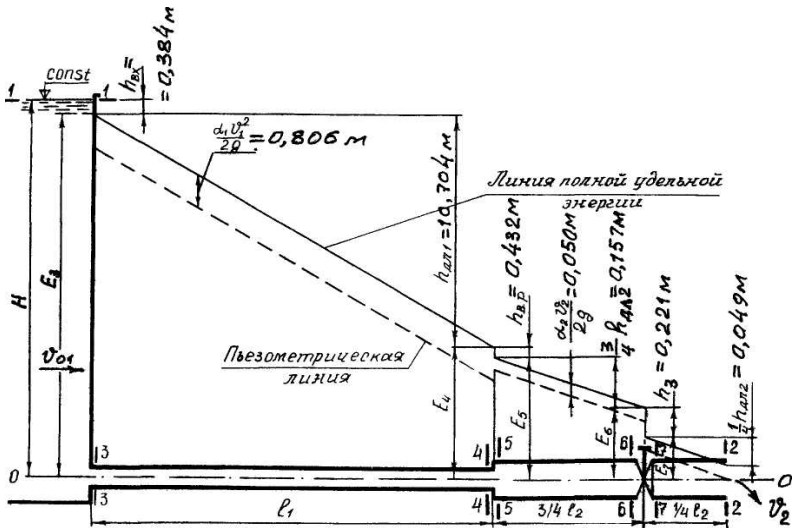


Рис. 2.3. Расчетная схема и построение линий полной и потенциальной удельной энергии

**Решение.** Для определения скорости истечения потока  $V_2$  (рис. 2.3) составим уравнение Бернулли для сечений 1–1 и 2–2 относительно плоскости отсчета 0–0, проходящей через ось трубопровода, которое в общем виде записывается по формуле (2.2):

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_{тр},$$

где  $z_1 = H$ ;  $z_2 = 0$ ;  $p_1 = p_2 = p_{атм}$ ;  $V_1 = V_{01} = 0$ ;  $V_2 = Q/\omega_2$ .

После подстановки исходных величин уравнение Бернулли приводится к расчетному виду:

$$H = \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_{тр}^{1-2}.$$

Выражая потери удельной энергии на трение по длине и на местные гидравлические сопротивления общими формулами (2.5) и (2.6), получим

$$H = (\xi_{\text{вх}} + \lambda_1 \frac{l_1}{d_1}) \frac{V_1^2}{2g} + (\alpha_2 + \xi_{\text{в.п}} + \xi_3 + \lambda_2 \frac{l_2}{d_2}) \frac{V_2^2}{2g};$$

где  $\xi_{\text{вх}}$ ,  $\xi_{\text{в.п}}$ ,  $\xi_3$  – коэффициенты местных гидравлических сопротивлений соответственно на вход в трубопровод из резервуара, внезапное расширение потока и задвижку.

$$\xi_{\text{вх}} = 0,50; \xi_{\text{в.п}} = \left( \frac{\omega_2}{\omega_1} - 1 \right)^2 = \left[ \left( \frac{d_2}{d_1} \right)^2 - 1 \right]^2 = \left[ \left( \frac{80}{40} \right)^2 - 1 \right]^2 = 9,00; \xi_3 = 4,60, \text{ что}$$

соответствует  $a/d = 0,4$  (табл. 3 приложения);

$\lambda_1, \lambda_2$  – коэффициенты Дарси соответственно для первого и второго участков трубопровода.

Так как средние скорости движения жидкости на участках трубопровода неизвестны, то  $\lambda_1$  и  $\lambda_2$  определяются по формуле (2.19), т. е. для квадратичной зоны сопротивления:

$$\lambda'_1 = 0,11 \left( \frac{\Delta}{d_1} \right)^{0,25} = 0,11 \left( \frac{0,06}{40} \right)^{0,25} = 0,0216;$$

$$\lambda'_2 = 0,11 \left( \frac{\Delta}{d_2} \right)^{0,25} = 0,11 \left( \frac{0,06}{80} \right)^{0,25} = 0,0182,$$

где  $\Delta$  – абсолютная величина эквивалентной шероховатости и принята для новых стальных труб  $\Delta = 0,06$  мм (табл. 5 приложения).

Из уравнения неразрывности потока (2.1) скорость  $V_1$  выражается через скорость  $V_2$  на выходе из трубопровода, т. е.

$$V_1 = \frac{\omega_2}{\omega} V_2 = \left( \frac{d_2}{d_1} \right)^2 V_2 = \left( \frac{80}{40} \right)^2 V_2 = 4,00 V_2.$$

Подставив значения коэффициентов местных гидравлических сопротивлений и гидравлических коэффициентов трения, а также заменив  $V_1$  через  $V_2$ , последнее уравнение примет следующий вид:

$$\begin{aligned}
 H = 12,0 \text{ м} &= \left[ \left( \xi_{\text{в.к.}} + \lambda'_1 \frac{l}{d_1} \right) \left( \frac{d_2}{d_1} \right)^4 + \lambda'_2 + \xi_{\text{в.п.}} + \xi_3 + \lambda'_2 \frac{l_2}{d_2} \right] \frac{V_2^2}{2g} = \\
 &= \left[ \left( 0,5 + 0,0216 \frac{24}{0,04} \right) \cdot 16,00 + 1,05 + 9,00 + 4,60 + 0,0182 \frac{14}{0,08} \right] \frac{V_2^2}{2g} = \\
 &= (215,36 + 17,84) \cdot \frac{V_2^2}{2g} = 233,20 \frac{V_2^2}{2g},
 \end{aligned}$$

откуда  $V_2 = V_2' = \frac{1}{\sqrt{233,20}} \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 12} = 1,00 \text{ м/с}$

и  $V_1 = V_2' = 4V_2' = 4 \cdot 1,005 = 4,02 \text{ м/с}$ .

Теперь уточняются коэффициенты гидравлического трения, для чего рассчитываются для каждого участка трубопровода числа Рейнольдса:

$$Re_2 = \frac{V_2' d_2}{\nu} = \frac{100 \cdot 4,0}{0,01176} = 34013,6,$$

где  $\nu$  – кинетическая вязкость жидкости и для воды при  $t = 14 \text{ }^\circ\text{C}$

$$\nu = 0,01176 \text{ Ст} \left( \frac{\text{см}^2}{\text{с}} \right) \text{ (табл. 2 приложения);}$$

$$Re_{\text{гл}_1} = 27 \left( \frac{d_1}{\Delta} \right)^{1,14} = 27 \left( \frac{40}{0,06} \right)^{1,14} = 447321,$$

$$Re_{\text{гл}_2} = 27 \left( \frac{d_2}{\Delta} \right)^{1,14} = 27 \left( \frac{80}{0,06} \right)^{1,14} = 985812;$$

$$Re_{\text{кв}_1} = 21,6 \cdot C_1 \frac{d_1}{\Delta} = 21,6 \cdot 64,56 \frac{40}{0,06} = 929664,0,$$

где  $C$  – коэффициент Шези, определяется по формуле (2.17):

$$C_1 = \frac{1}{n} + 17,72 \lg R_1 = \frac{1}{0,01} + 17,72 \lg \frac{0,04}{4} 64,56 \text{ м}^{0,5}/\text{с};$$

$n$  – коэффициент шероховатости трубопровода и для новых стальных труб  $n = 0,010$  (табл. 5 приложения).

Теперь установим зоны гидравлического сопротивления, для чего сравним числа Рейнольдса с его граничными значениями, т. е.  $Re_{кр}$ ,  $Re_{гл}$  и  $Re_{кв}$ . Тогда на первом участке трубопровода имеем

$$Re_{гл} = 447321 < Re_1 = 1367347 < Re_{кв} = 9296640,$$

что соответствует переходной зоне гидравлического сопротивления, и коэффициент Дарси определяется по формуле (2.14):

$$\lambda_1 = 0,11 \left( \frac{\Delta}{d_1} + \frac{68}{Re_1} \right)^{0,25} = 0,11 \left( \frac{0,06}{40} + \frac{68}{1367347} \right)^{0,25} = 0,02325.$$

На втором участке трубопровода имеем

$$Re_{кр} = 2320 < Re_2 = 34013,6 < Re_{гл} = 985812,$$

что соответствует зоне гидравлически гладких труб, и коэффициент Дарси определяется по формуле (2.11):

$$\lambda_2 = \frac{0,3164}{Re_2^{0,25}} = \frac{0,3164}{34013,6^{0,25}} = 0,0233.$$

Подставим уточненные значения коэффициентов Дарси в последнее расчетное уравнение:

$$\begin{aligned} H = 12,0 \text{ м} &= \left[ \left( 0,5 + 0,02325 \frac{24}{0,04} \right) \cdot 16,00 + 1,05 + 9,00 + 4,60 + 0,023 \frac{14}{0,08} \right] \frac{V_2^2}{2g} = \\ &= (231,20 + 18,73) \frac{V_2^2}{2g} = 249,93 \frac{V_2^2}{2g}, \end{aligned}$$

откуда 
$$V_2 = \frac{1}{\sqrt{249,93}} \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 12} = 0,97 \text{ м/с}$$

и  $V_1 = 4 \cdot V_2 = 4 \cdot 0,97 = 3,88 \text{ м/с}$ .

Расхождение в определении скорости  $V_2$  между двумя приближениями составляет

$$\Delta V_2 = \frac{V_2' - V_2}{V_2} \cdot 100 = \frac{1,00 - 0,97}{0,97} \cdot 100 = 3,1 \%,$$

что вполне приемлемо для инженерных расчетов и дальнейших приближений не требуется.

Расход потока, транспортируемого по трубопроводу, составит:

$$Q = V_2 \omega_2 = V_2 0,785 d_2^2 = 0,97 \cdot 0,785 \cdot 0,08^2 = 0,00487 \text{ м}^3/\text{с} = 4,87 \text{ л/с.}$$

Для построения линии полной удельной энергии составляется уравнение Бернулли для сечений 1–1 и произвольного сечения  $x$ – $x$  относительно плоскости сравнения 0–0:

$$H = z_x + p_x/\rho g + \alpha V_x^2/2g + h_{\text{тр}}^{1-x},$$

откуда определим полную удельную энергию  $E_x$  в любом сечении трубопровода:

$$E_x = z_x + p_x/\rho g + \alpha V_x^2/2g = H - h_{\text{тр}}^{1-x},$$

т. е. для построения линии полной удельной энергии следует из напора  $H$  вычесть сумму потерь до рассматриваемого сечения.

В качестве расчетных выберем шесть сечений, для которых определим значение  $E$ :

$$E_3 = H - h_{\text{вх}} = H - \xi_{\text{вх}} \frac{V_1^2}{2g} = 12,00 - 0,5 \frac{3,88^2}{2 \cdot 9,81} = 12,00 - 0,384 = 11,616 \text{ м;}$$

$$E_4 = E_3 - h_{\text{лн1}} = E_3 - \lambda_1 \frac{l_1}{d_1} \frac{V_1^2}{2g} = 11,616 - 0,02325 \frac{24}{0,04} \cdot \frac{3,88^2}{2 \cdot 9,81} =$$

$$= 11,616 - 10,704 = 0,912 \text{ м;}$$

$$E_5 = E_4 - h_{\text{вп}} = E_4 - \xi_{\text{вп}} \frac{V_2^2}{2g} = 0,912 - 9,00 \frac{0,97^2}{2 \cdot 9,81} = 0,912 - 0,432 = 0,480 \text{ м;}$$

$$E_6 = E_5 - \frac{3}{4} h_{\text{лн2}} = E_5 - \frac{3}{4} \lambda_2 \frac{l_2}{d_2} \frac{V_2^2}{2g} = 0,480 - \frac{3}{4} 0,0233 \frac{14}{0,08} \cdot \frac{0,97^2}{2 \cdot 9,81} =$$

$$= 0,480 - 0,157 = 0,323 \text{ м;}$$

$$E_7 = E_6 - h_3 = E_6 - \xi_3 \frac{V_2^2}{2g} = 0,323 - 4,6 \frac{0,97^2}{2 \cdot 9,81} = 0,323 - 0,221 = 0,102 \text{ м;}$$

$$E_8 = E_7 - \frac{1}{4} h_{\text{лп2}} = E_7 - \frac{1}{4} \lambda_2 \frac{l_2}{d_2} \frac{V_2^2}{2g} = 0,102 - \frac{1}{4} 0,0233 \frac{14}{0,08} \cdot \frac{0,97^2}{2 \cdot 9,81} = 0,102 - 0,049 = 0,053 \text{ м.}$$

Удельная энергия в сечении 8–8 совпадает с ее значением в сечении 2–2 при записи уравнения Бернулли (см. рис. 2.3) и равна кинетической энергии на выходе из трубопровода, т. е.

$$E_8 = \frac{\alpha V_2^2}{2g} = \frac{1,1 \cdot 0,97^2}{2 \cdot 9,81} = 0,053 \text{ м.}$$

Пьезометрическая линия (линия удельной потенциальной энергии)  $z + \frac{P}{\rho g}$  строится следующим образом. Проводится прямая линия параллельно линии полной удельной энергии и отстоящей от нее вниз на величину кинетической энергии (скоростного напора)  $\frac{\alpha V^2}{2g}$  так как на эту величину удельная потенциальная энергия в сечении потока меньше полной удельной энергии.

Построение линий полной и потенциальной удельной энергии показано на рис. 2.3.

**Пример 2.3.** Струя жидкости, вытекающая из малого незатопленного отверстия в тонкой стенке при постоянном напоре, достигает горизонтального пола на расстоянии  $x = 1,2$  м от сжатого сечения отверстия (рис. 2.4).

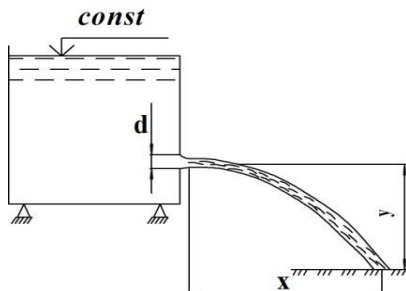


Рис. 2.4. Расчетная схема к примеру 2.3

Высота расположения отверстия над полом  $y = 1,0$  м, диаметр отверстия  $d = 50$  мм. Определить величину расхода вытекаемой струи.

**Решение.** Средняя скорость истечения струи из отверстия определяется по формуле (2.21). Пренебрегая сопротивлением воздуха при движении струи, запишем уравнения движения жидкости по горизонтальной и вертикальной осям:

$$x = V \cdot t = \varphi \cdot \sqrt{2g \cdot H} \cdot t; \quad y = g \cdot t^2 / 2;$$

Решая эти уравнения относительно времени  $t$ , получим

$$x^2 = 4\varphi^2 \cdot y \cdot H.$$

Приняв коэффициент скорости для малого отверстия в тонкой стенке  $\varphi = 0,97$ , из последнего уравнения определим величину напора:

$$H = x^2 / (4\varphi^2 \cdot y) = 1,2^2 / (4 \cdot 0,97^2 \cdot 1,0) = 0,383 \text{ м.}$$

Приняв коэффициент расхода для малого отверстия в тонкой стенке  $\mu = 0,62$ , определим расход вытекаемой струи:

$$Q = \mu \cdot \omega \cdot \sqrt{2gH} = 0,62 \cdot (3,14 \cdot 5^2 / 4) \cdot \sqrt{2 \cdot 981 \cdot 38,3} = 3335 \text{ см}^3/\text{с} = 3,335 \text{ л/с.}$$

Ответ:  $Q = 3,335$  л/с.

**Пример 2.4.** В тонкой стенке, разделяющей призматический резервуар на два отсека, имеется отверстие диаметром  $d_1 = 20$  мм (рис. 2.5).

К отверстию в дне второго отсека присоединена короткая труба диаметром  $d_2 = 16$  мм и длиной  $l = 64$  мм.

1. Определить расход воды  $Q$ , вытекаемой из трубы, если общий напор  $H = 3,5$  м, а уровни в отсеках резервуара постоянны.

2. При полученных напорах  $H_1$  и  $H_2$  определить время выравнивания уровней воды в отсеках резервуара (на схеме показан пунктиром), если короткая труба будет закрыта, а площади сечения отсеков соответственно равны  $\Omega_1 = 3,0 \text{ м}^2$ ,  $\Omega_2 = 2,0 \text{ м}^2$ .

**Решение.** 1. Так как уровни в отсеках резервуара постоянны, то движение жидкости будет установившимся и расходы истечения из отверстия и насадка будут равны, т. е.

$$Q_{\text{отв}} = Q_{\text{н}}, \text{ или } \mu_0 \cdot \omega_0 \cdot \sqrt{2gH_1} = \mu_{\text{н}} \cdot \omega_{\text{н}} \cdot \sqrt{2gH_2}.$$

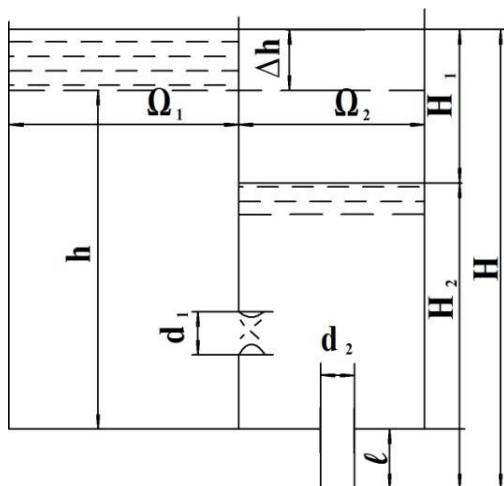


Рис. 2.5. Расчетная схема к примеру 2.4

Кроме того, из условия задачи следует, что  $H_1 + H_2 = H$ , откуда  $H_2 = H - H_1$ .

Для отверстия в тонкой стенке коэффициент расхода принимается  $\mu_o = 0,62$ . Соотношение  $l/d_2 = 64/16 = 4,0$ , следовательно, короткая труба работает как внешний круглоцилиндрический насадок и коэффициент расхода  $\mu_n = 0,82$  (табл. 4 приложения).

Решаем вышеприведенное равенство относительно  $H_1$ , предварительно подставив значение напора  $H_2$ .

Тогда

$$\mu_o \cdot \omega_o \cdot \sqrt{2g} \cdot \sqrt{H_1} = \mu_n \cdot \omega_n \cdot \sqrt{2g} \cdot \sqrt{H - H_1},$$

откуда

$$\sqrt{\frac{H - H_1}{H_1}} = \frac{\mu_o \omega_o}{\mu_n \omega_n} = \frac{\mu_o}{\mu_n} \left( \frac{d_1}{d_2} \right)^2$$

и окончательно напор

$$H_1 = \frac{H}{\left(\frac{\mu_o}{\mu_n}\right)^2 \left(\frac{d_1}{d_2}\right)^4 + 1} = \frac{3,5}{\left(\frac{0,62}{0,82}\right)^2 \left(\frac{20}{16}\right)^4 + 1} = 1,46 \text{ м,}$$

а затем  $H_2 = H - H_1 = 3,5 - 1,46 = 2,04$  м.

Тогда искомый расход составит

$$\begin{aligned} Q_o &= \mu_o \cdot \omega_o \cdot \sqrt{2gH_1} = 0,62(3,14 \cdot 2^2/4) \cdot \sqrt{2 \cdot 981 \cdot 1,46} = \\ &= 1042 \text{ см}^3/\text{с} = 1,042 \text{ л/с,} \end{aligned}$$

или

$$\begin{aligned} Q_n &= \mu_n \cdot \omega_n \cdot \sqrt{2gH_2} = 0,82(3,14 \cdot 1,6^2/4) \cdot \sqrt{2 \cdot 981 \cdot 2,04} = \\ &= 1042 \text{ см}^3/\text{с} = 1,042 \text{ л/с,} \end{aligned}$$

что указывает на достоверность расчета.

2. Время перетекания воды из одного отсека резервуара в другой определяется по уравнению (2.29), в котором  $H_1 = 1,46$  м,  $H_2 = 0$ , так как уровни выравниваются. Перетекание жидкости происходит через отверстие, следовательно, коэффициент расхода  $\mu = 0,62$ .

Тогда

$$\begin{aligned} t &= \frac{2\Omega_1 \cdot \Omega_2}{(\Omega_1 + \Omega_2)\mu\omega \sqrt{2g}} (\sqrt{H_1'} - \sqrt{H_2'}) = \\ &= \frac{2 \cdot 3 \cdot 2}{(3 + 2)0,62 \frac{3,14 \cdot 0,02^2}{4} \sqrt{2 \cdot 9,81}} \sqrt{1,46} = 56,05 \text{ мин.} \end{aligned}$$

Глубину воды в резервуаре определим на основании равенства объемов вытекаемой воды из первого отсека и поступающей во второй отсек, т. е.

$$W_{\text{выт}} = \Omega_1 \Delta h = W_{\text{пост}} = \Omega_2 (H_1 - \Delta h),$$

где  $\Delta h$  – глубина понижения уровня воды в первом отсеке (см. рис. 2.5).

Решим последнее уравнение относительно глубины понижения воды:

$$\Delta h = \frac{\Omega_2 \cdot H_1}{(\Omega_1 + \Omega_2)} = \frac{2,0 \cdot 1,46}{3,0 + 2,0} = 0,584 \text{ м.}$$

Тогда глубина воды в резервуаре составит:  
 $h = H - (l + \Delta h) = 3,5 - (0,064 + 0,584) = 2,852 \text{ м.}$   
 Ответ: 1.  $H_1 = 1,46 \text{ м; } H_2 = 2,04 \text{ м; } Q = 1,042 \text{ л/с;}$   
 2.  $t = 56,05 \text{ мин; } h = 2,852 \text{ м.}$

**Пример 2.5.** Два призматических резервуара А и В (рис. 2.6) с площадями поперечных сечений  $\Omega_A = 4,5 \text{ м}^2$  и  $\Omega_B = 1,5 \text{ м}^2$  соединены новым стальным трубопроводом длиной  $l = 42 \text{ м}$  и диаметром  $d = 40 \text{ мм}$ , на котором установлена задвижка со степенью открытия  $a/d = 0,50$ .

Определить время, в течение которого объем воды  $W = 9,0 \text{ м}^3$  перетечет из резервуара А в резервуар В. Первоначальные отметки уровней воды в резервуарах составляют:  $H_A = 12,5 \text{ м; } H_B = 1,5 \text{ м;}$  оси трубы –  $H_C = 3,5 \text{ м}$ . Считать, что движение воды в трубопроводе происходит в квадратичной области сопротивления.

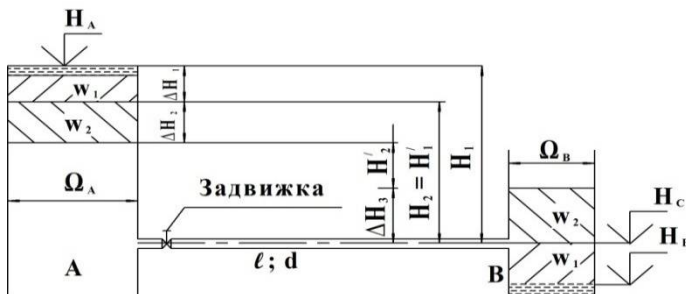


Рис. 2.6. Расчетная схема к определению времени перетекания жидкости в призматических резервуарах

**Решение.** Из анализа процесса перетекания жидкости из резервуара А в резервуар В следует, что время  $t$  этого процесса будет состоять из двух периодов:

а) истечение при переменном напоре в атмосферу до центра тяжести сечения выходного отверстия трубы, определяемое по формуле (2.28);

б) истечение при переменном напоре под переменный уровень, определяемое по формуле (2.29).

Так как движение жидкости происходит по трубопроводу, то в расчетных зависимостях (2.28) и (2.29) принимается коэффициент расхода системы, определяемый по зависимости (2.30), т. е.

$$\begin{aligned} \mu_{\text{сист}} &= \frac{1}{\sqrt{\alpha + \sum \xi}} = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \sum \xi_{\text{вх}} + \xi_3 + \lambda \frac{\ell}{d}}} = \\ &= \frac{1}{\sqrt{1,05 + 0,5 + 5,3 + 0,0216 \frac{42}{0,04}}} = 0,184, \end{aligned}$$

где  $\xi_{\text{вх}}, \xi_3$  – коэффициенты местных гидравлических сопротивлений.

Принимаются по табл. 3 приложения и равны:  $\xi_{\text{вх}} = 0,5$ ;

$$\xi_3 = 5,3;$$

$\lambda$  – коэффициент Дарси, определяемый по формуле (2.19), так как согласно условию задачи движение жидкости происходит в квадратичной зоне сопротивления:

$$\lambda = 0,11 \left( \frac{\Delta}{d} \right)^{0,25} = 0,11 \left( \frac{0,06}{40} \right)^{0,25} = 0,0216;$$

$\Delta$  – абсолютная величина шероховатости стенок трубопровода и для новых стальных труб принята  $\Delta = 0,06$  мм (табл. 5 приложения).

Теперь определяются расчетные напоры из условия равенства объемов воды, вытекаемой из резервуара А и поступающей в резервуар В. Для расчетной зависимости (2.28) напоры равны:

$$H_1 = H_A - H_C = 12,5 - 3,5 = 9,0 \text{ м};$$

$$H_2 = H_1 - \Delta H_1 = 9,0 - 0,67 = 8,33 \text{ м},$$

где  $W_1 = \Delta H_1 \cdot \Omega_A = (H_C - H_B) \cdot \Omega_B$ , откуда

$$\Delta H_1 = \frac{\Omega_B}{\Omega_A} (H_C - H_B) = \frac{1,5}{4,5} (3,5 - 1,5) = 0,67 \text{ м}.$$

Тогда время повышения уровня воды до оси трубы

$$\begin{aligned} t_1 &= \frac{2\Omega_A}{\mu_{\text{сист}} \omega \sqrt{2g}} (\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2}) = \\ &= \frac{2 \cdot 4,5}{0,184 \cdot 0,785 \cdot 0,04^2 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} (\sqrt{9,00} - \sqrt{8,33}) = 1000,5 \text{ с}. \end{aligned}$$

Для расчетной зависимости (2.29) напоры будут равны:

$$H_1' = H_2 = H_1 - \Delta H_1 = 9,0 - 0,67 = 8,33 \text{ м};$$

$$H_2' = H_2 - (\Delta H_2 + \Delta H_3) = 8,33 - (1,33 + 4,0) = 3,00 \text{ м},$$

где  $\Delta H_2$ ,  $\Delta H_3$  – соответственно понижение уровня воды в резервуаре А и повышение в резервуаре В. Определяются на основании равенства объемов вытекаемой воды из резервуара А и поступающей в резервуар В (см. рис. 2.6), т. е.

$$\begin{aligned} \Delta H_2 = W_2 / \Omega_A = (W - W_1) / \Omega_A = [W - (H_C - H_B) \Omega_B] / \Omega_A = \\ = [9,00 - (3,5 - 1,5) 1,5] / 4,5 = 1,33 \text{ м}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta H_3 = W_2 / \Omega_B = (W - W_1) / \Omega_B = [W - (H_C - H_B) \Omega_B] / \Omega_B = \\ = [9,00 - (3,5 - 1,5) 1,5] / 1,5 = 4,00 \text{ м}. \end{aligned}$$

Тогда время перетекания оставшегося объема  $W_2$  воды из резервуара А в резервуар В составит:

$$\begin{aligned} t_2 &= \frac{2\Omega_A \cdot \Omega_B}{(\Omega_A + \Omega_B)\mu_{\text{сист}}\omega\sqrt{2g}} \left( \sqrt{H_1'} - \sqrt{H_2'} \right) = \\ &= \frac{2 \cdot 4,5 \cdot 1,5}{(4,5 + 1,5)0,184 \frac{3,14 \cdot 0,04^2}{4} \sqrt{2 \cdot 9,81}} \sqrt{8,33} - \sqrt{3,00} = 2536,7 \text{ мин}. \end{aligned}$$

Время перетекания всего объема воды из резервуара А в резервуар В составит:

$$t = t_1 + t_2 = 1000,5 + 2536,7 = 3537,2 \text{ с} = 58,95 \text{ мин}.$$

Ответ:  $t = 58,95$  мин.

## Раздел 3. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ГИДРАВЛИЧЕСКИ ДЛИННЫХ ТРУБОПРОВОДОВ

### 3.1. Общие теоретические сведения

К гидравлически длинным относятся трубопроводы, в которых потери удельной энергии на местные сопротивления составляют менее 5–10 % от потерь по длине:

$$h_{\text{тр}} = \sum h_{\text{мест}} + \sum h_{\text{дл}} = k_{\text{м}} \cdot h_{\text{дл}},$$

где  $k_{\text{м}}$  – коэффициент, учитывающий местные потери напора,  $k_{\text{м}} = 1,05 - 1,1$ .

К гидравлически длинным трубопроводам относят магистральные трубопроводы, нефте- и газопроводы, водопроводные сети и др.

В зависимости от конфигурации длинные трубопроводы разделяют на простые и сложные. В свою очередь, сложные трубопроводы делят на разветвленные, или тупиковые, и замкнутые, или кольцевые.

Длинным простым трубопроводом считается трубопровод, не имеющий ответвлений и состоящий из труб одного или разного диаметра. Простые трубопроводы служат для подачи жидкости из одного пункта в другой.

Сложные трубопроводы служат для подачи жидкости из одного источника в несколько пунктов.

Расчетной формулой гидравлически длинного простого трубопровода является формула Дарси – Вейсбаха (2.6), которая легко трансформируется в формулу Шези:

$$V = C\sqrt{RI} \quad \text{и} \quad Q = C\omega\sqrt{RI} = k\sqrt{I} = k\sqrt{\frac{h_{\text{дл}}}{l}}, \quad (3.1)$$

где  $I$  – гидравлический уклон,  $I = h_{\text{дл}}/l$ ;

$C$  – коэффициент Шези, значение которого может определяться по формуле (2.15).

Объяснение остальных величин, входящих в формулу (3.1), дано в приведенных выше формулах.

Для упрощения расчетов длинных трубопроводов вводится понятие расходной характеристики, или модуля расхода:

$$k = C\omega\sqrt{R}, \quad (3.2)$$

которая имеет размерность расхода.

Учитывая, что коэффициент Шези по формуле (2.15) определяется для квадратичной области сопротивления, то и значения расходных характеристик рассчитаны для этой области сопротивления и для стандартных диаметров труб приводятся в справочной и учебной литературе (табл. 6 приложения). Тогда с учетом отмеченного выше формула (3.1) примет следующий вид:

$$Q = \theta_1 k_{\text{кв}} \sqrt{l}, \quad (3.3)$$

где  $\theta_1$  – коэффициент, учитывающий область сопротивления,  $\theta_1 = C_1 / C_{\text{кв}} = \sqrt{\lambda_{\text{кв}} / \lambda}$ . Для водопроводов приводится в литературе (табл. 8 приложения) в зависимости от средней скорости движения воды и материала трубопровода.

Решив формулу (3.3) относительно потерь напора по длине потока, получим

$$h_{\text{дл}} = \theta_2 Q^2 l / k_{\text{кв}}^2 = \theta_2 Q^2 L A_{\text{кв}}, \quad (3.4)$$

где  $\theta_2 = 1 / \theta_1^2$ . Приводится в литературе (табл. 8 приложения);

$l$  – длина рассматриваемого участка трубопровода, м;

$L$  – то же, км;

$A_{\text{кв}} = 1000 / k_{\text{кв}}^2$  – удельное сопротивление трубопровода на 1 км длины (табл. 6 приложения).

Значение скорости  $V_{\text{кв}}$ , при превышении которой наступает квадратичная область сопротивления, приводится в литературе (табл. 7 приложения). В практике, кроме транзитного расхода, водозабор может производиться и по длине трубопровода. В простейшем случае расход по длине трубопровода уменьшается на постоянную величину  $q = Q/l$ . При расчете таких трубопроводов вводится понятие расчетного расхода:

$$Q_{\text{расч}} = Q_{\text{т}} + 0,55Q_{\text{р}}, \quad (3.5)$$

где  $Q_{\text{р}}$  – расход непрерывной раздачи вдоль трубопровода;

$Q_{\text{т}}$  – транзитный расход.

Эта формула справедлива для любого типа распределения расхода: транзитного ( $Q_{\text{расч}} = Q_{\text{т}}$ ), с непрерывной раздачей ( $Q_{\text{расч}} = 0,55Q_{\text{р}}$ ) или смешанного (по формуле (3.5)).

Для гидравлически длинных трубопроводов в зависимости от условий применения и их назначения выделяются аналогичные типы задач, что и для гидравлически коротких трубопроводов. Особенности методики решения задач для длинных трубопроводов заключаются в применении специальных таблиц, указанных выше. При транспортировке по трубопроводу жидкостей, отличных от воды (нефть и нефтепродукты, сжиженный газ и др.), коэффициенты  $\theta_1$  и  $\theta_2$  будут другими и если их значения неизвестны, то потери напора по длине определяются так же, как и в гидравлически коротком трубопроводе, методика расчета которых показана выше.

Однако следует отметить, что при решении задач третьего типа для длинных трубопроводов имеются некоторые особенности. При известных расходе и напоре из формулы (3.3) определяется расчетная расходная характеристика, которая, как правило, отличается от расходной характеристики для стандартного диаметра. В этом случае в литературе рекомендуется для полного использования расчетного напора, или давления, и достижения минимальной массы трубопровода выполнять его из большего и меньшего ближайших к расчетному стандартных диаметров. Исходя из расчетного вида уравнения Бернулли длина участка большего стандартного диаметра трубы

$$L_1 = \left( \frac{H}{Q^2} - A_{\text{кв}_2} L \right) / (A_{\text{кв}_1} - A_{\text{кв}_2}), \quad (3.6)$$

где  $H$  – расчетный напор;

$L$  – длина всего трубопровода, км;

$A_{\text{кв}_1}$ ,  $A_{\text{кв}_2}$  – удельные сопротивления труб соответственно на первом и втором участках трубопровода.

Длина участка меньшего стандартного диаметра трубы

$$L_1 = \left( \frac{H}{Q^2} - A_{\text{кв}_1} L \right) / (A_{\text{кв}_2} - A_{\text{кв}_1}). \quad (3.7)$$

Для контроля проверяется общая длина трубопровода  $L = L_1 + L_2$ .

При последовательном соединении труб разных диаметров (рис. 3.1) потери напора по длине складываются из суммы потерь на отдельных участках:

$$h_{\text{дл}} = h_{\text{дл}_1} + h_{\text{дл}_2} + \dots + h_{\text{дл}_n} = \sum_{i=1}^{i=n} h_{\text{дл}_i}, \quad (3.8)$$

которые рассчитываются по формуле (3.4).

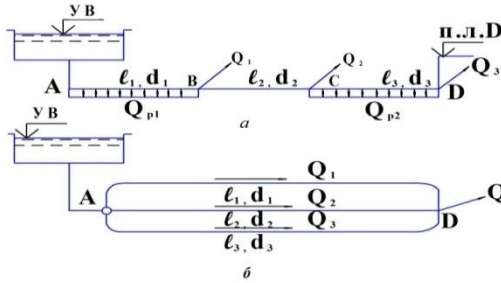


Рис. 3.1. Схемы соединения труб в трубопроводе:  
*a* – последовательное соединение; *б* – параллельное соединение

Если по трубопроводу расход транспортируется транзитом через все участки, то его величина определяется по формуле

$$Q = \sqrt{\frac{h_{\text{дл}}}{\sum_{i=1}^{i=n} \theta_{2i} A_{\text{кв}_i} L_i}}. \quad (3.9)$$

При параллельном соединении труб разных диаметров (рис. 3.1, *б*) расход складывается из суммы расходов на отдельных линиях:

$$Q = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n = \sum_{i=1}^{i=n} Q_i, \quad (3.10)$$

а потери удельной энергии по длине одинаковы для всех параллельных линий. Определяются потери по формуле

$$h_{\text{дл}} = \frac{Q^2}{\left( \sum_{i=1}^{i=n} \theta_{li} k_{\text{кв}_i} \sqrt{l_i} \right)^2}, \quad (3.11)$$

тогда расход каждой линии определяется по формуле (3.3).

### Вопросы для самоконтроля

1. Что выражает расходная характеристика трубопровода? По какой формуле она рассчитывается и какова ее размерность?
2. Чем отличается транзитный расход от непрерывной раздачи? Как определить расчетный расход при смешанном расходе?
3. Напишите формулы для определения расхода и потерь напора в простом длинном трубопроводе.
4. Изложите методику решения трех типовых задач гидравлически длинного трубопровода.
5. Какова особенность расчета трубопроводов с параллельным соединением труб?

### 3.2. Примеры решения типовых задач

**Пример 3.1.** По трубопроводу, состоящему из трех последовательно соединенных участков труб (рис. 3.2), подводится вода потребителю от напорного резервуара  $A$ . Определить отметку пьезометрического напора в резервуаре  $A$  при размерах труб:  $l_1 = 240$  м;  $l_2 = 310$  м;  $l_3 = 180$  м;  $d_1 = 200$  мм;  $d_2 = 125$  мм;  $d_3 = 75$  мм, если расход воды  $Q = 4$  л/с. Трубы новые чугунные. Свободный напор в конце трубопровода  $H_{св} = 8$  м.

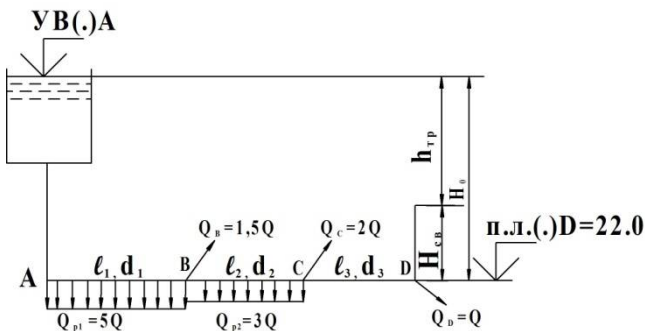


Рис. 3.2. Расчетная схема трубопровода

**Решение.** Пренебрегая скоростными напорами в резервуаре и на выходе из трубопровода, из уравнения Бернулли получим величину напора

$$H_0 = H_{св} + h_{тр} = H_{св} + K_M (h_{дл1} + h_{дл2} + h_{дл3}),$$

где  $K_M$  – коэффициент, учитывающий потери напорна на местные гидравлические сопротивления,  $K_M = 1,05-1,10$ ;

$h_{дл1}, h_{дл2}, h_{дл3}$  – потери напора на участках трубопровода.

Тогда отметка пьезометрической линии в напорном резервуаре

$$\nabla_A = \nabla_D + H_0.$$

Предварительно определяются расчетные расходы на каждом участке трубопровода по формуле (3.5):

$$Q_{CD} = Q_D = 4,0 \text{ л/с};$$

$$Q_{BC} = Q_D + Q_C + 0,55 Q_{p2} = Q + 2Q + 0,55 \cdot 3 \cdot Q = 18,6 \text{ л/с};$$

$$\begin{aligned} Q_{AB} &= Q_B + Q_C + Q_D + Q_{p2} + 0,55 Q_{p1} = \\ &= Q + 2Q + 3Q + 1,5Q + 0,55 \cdot 5 \cdot Q = 41,0 \text{ л/с}. \end{aligned}$$

Потери напора в длинном трубопроводе вычисляются по формуле (3.4), расчет которых для примера покажем только для участка АВ, а для остальных участков трубопровода приводятся в табл. 3.1.

Установим область сопротивления, для чего по табл. 7 приложения определим  $V_{кв1} = 3,19$  м/с и вычислим среднюю скорость движения потока:

$$V_1 = \frac{Q_{AB}}{\omega_1} = \frac{41,0}{31,416} = 1,30 \text{ м/с},$$

где площадь трубы принята из табл. 6 приложения при  $d_1 = 200$  мм.

Так как  $V_1 = 1,30$  м/с  $< V_{кв1} = 3,10$  м/с, то область сопротивления неквадратичная и поправочный коэффициент  $\theta_2^1 = 1,165$  (табл. 8 приложения).

Для новых чугунных труб при  $d_1 = 200$  мм удельное сопротивление составит  $A_{кв} = 0,00647$  с<sup>2</sup>/л<sup>2</sup> (табл. 6 приложения). Тогда потери напора на первом участке трубопровода

$$h_{дл1} = \theta_2^1 (Q_{AB})^2 L_1 A_{кв1} = 1,165 \cdot 41,0^2 \cdot 0,24 \cdot 0,00647 = 3,04 \text{ м}.$$

Таблица 3.1. Расчет потерь напора на участках трубопровода

Название участка	$Q_{расч}$ , л/с	$V_{кв}$ , м/с	$V$ , м/с	Область сопротивления	$\theta_2$	$A_{кв}$ , с <sup>2</sup> /л <sup>2</sup>	$L$ , км	$h_{дл}$ , м
BC	18,6	2,90	1,52	Неквадратичная	1,135	0,0776	0,31	9,44
CD	4,0	2,65	0,90	То же	1,250	1,167	0,18	4,20

Тогда полный напор для трубопровода составит:

$$H_0 = H_{св} + K_M (h_{дл1} + h_{дл2} + h_{дл3}) = 8,0 + 1,075(3,04 + 9,44 + 4,20) = 25,93 \text{ м.}$$

Отметка пьезометрического напора в напорном резервуаре

$$\nabla_A = \nabla_D + H_0 = 22,0 + 25,93 = 47,93 \text{ м.}$$

Ответ:  $\nabla_A = 47,93 \text{ м.}$

**Пример 3.2.** Вода в количестве  $Q = 91,0 \text{ л/с}$  транспортируется по трубопроводу из трех параллельно соединенных труб. Найти распределение общего расхода  $Q$  по отдельным линиям  $Q_1, Q_2, Q_3$  и потерю напора  $h_{тр} = H$  между узловыми точками  $A$  и  $B$  (рис. 3.3), если размеры труб:  $\ell_1 = 500 \text{ м}$ ,  $d_1 = 150 \text{ мм}$ ;  $\ell_2 = 350 \text{ м}$ ,  $d_2 = 150 \text{ мм}$ ;  $\ell_3 = 1000 \text{ м}$ ,  $d_3 = 200 \text{ мм}$ . Трубы стальные, находящиеся в эксплуатации длительное время.

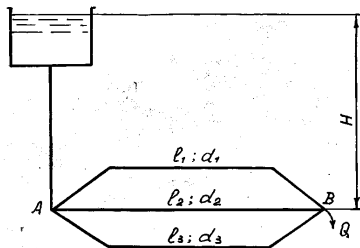


Рис. 3.3. Расчетная схема трубопровода

**Решение.** При параллельном соединении труб напор в узловых точках  $A$  и  $B$  для всех линий будет одинаковым и если принять  $h_M = 0$ , то потери напора по длине будут равны напору  $H$  и определяться по формуле (3.4):

$$h_{дл} = H = Q^2 / \left( \sum_{i=1}^n \frac{\theta_{1i} \cdot k_{КВi}}{\sqrt{\ell_i}} \right)^2.$$

Так как расходы на линиях трубопровода неизвестны, допускаем наличие квадратичной области сопротивления и тогда  $\theta_{1'} = \theta_{1''} =$

$= \theta_1''' = 1,0$ . Для стальных труб, длительное время находящихся в эксплуатации (так называемые нормальные трубы), расходные характеристики определим по справочной литературе (табл. 6 приложения):

$k_{кв1} = k_{кв2} = 158,4$  л/с;  $k_{кв3} = 340,8$  л/с. Подставим исходные величины в приведенное выше уравнение и получим

$$H = Q^2 / \left( \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\theta_i \cdot k_{кв}}{\sqrt{\ell_i}} \right)^2 = 91,0^2 / \left( \frac{1584}{\sqrt{500}} + \frac{1584}{\sqrt{350}} + \frac{3408}{\sqrt{1000}} \right)^2 = 11,946 \text{ м.}$$

Расходы на каждом участке трубопровода определим по формуле (3.3):

$$Q = \theta_1 k_{кв} \sqrt{I} = \theta_1 k_{кв} \sqrt{\frac{H}{\ell}}.$$

Тогда расход для каждого участка трубопровода составит:

$$Q_1 = k_{кв1} \sqrt{\frac{H}{\ell_1}} = 158,4 \sqrt{\frac{11,946}{500}} = 24,4 \text{ л/с;}$$

$$Q_2 = k_{кв2} \sqrt{\frac{H}{\ell_2}} = 158,4 \sqrt{\frac{11,946}{500}} = 29,26 \text{ л/с;}$$

$$Q_3 = k_{кв3} \sqrt{\frac{H}{\ell_3}} = 340,8 \sqrt{\frac{11,946}{1000}} = 37,25 \text{ л/с.}$$

Проверяем правильность принятого предположения о наличии квадратичной области сопротивления в трубах. Для этого вычислим средние скорости на отдельных участках труб и сравним эти скорости с граничными скоростями  $V_{кв}$  для квадратичной области сопротивления. По табл. 7 приложения находим  $V_{кв1} = V_{кв2} = 0,95$  м/с;  $V_{кв3} = 1,0$  м/с.

$$V_1 = \frac{Q_1}{\omega_1} = \frac{24,48}{17,671} = 1,38 \text{ м/с} > V_{кв1} = 0,95 \text{ м/с;}$$

$$V_2 = \frac{Q_2}{\omega_2} = \frac{29,26}{17,671} = 1,666 \text{ м/с} > V_{кв2} = 0,95 \text{ м/с;}$$

$$V_3 = \frac{Q_3}{\omega_3} = \frac{37,25}{31,416} = 1,19 \text{ м/с} > V_{\text{квз}} = 1,0 \text{ м/с}.$$

Следовательно, на всех участках трубопровода наблюдается квадратичная область сопротивления, и принятое предположение подтвердилось. Для контроля проверим общий расход:

$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 = 24,48 + 29,26 + 37,25 = 91,0 \text{ л/с}$ , что указывает на достоверность расчета.

Ответ:  $Q_1 = 24,48 \text{ л/с}$ ;  $Q_2 = 29,26 \text{ л/с}$ ;  $Q_3 = 37,25 \text{ л/с}$ ;  $H = 11,95 \text{ м}$ .

## **Раздел 4. РАВНОМЕРНОЕ И УСТАНОВИВШЕЕСЯ НЕРАВНОМЕРНОЕ ДВИЖЕНИЕ ЖИДКОСТИ В ОТКРЫТЫХ ПРИЗМАТИЧЕСКИХ РУСЛАХ (КАНАЛАХ)**

### **4.1. Общие теоретические сведения**

#### **4.1.1. Равномерное движение жидкости**

Изучение движения воды в каналах при равномерном движении имеет большое практическое значение для решения многих инженерных задач, связанных с проектированием и гидравлическим расчетом их для различных по назначению целей.

Равномерное движение характеризуется параллельностью и прямолинейностью линий токов. Размеры, форма живых сечений и средняя скорость движения потока по его длине не изменяются. В безнапорном равномерном потоке глубины также будут неизменными по длине. Следовательно, пьезометрический уклон свободной поверхности  $I_{\text{п}}$  при равномерном движении равен гидравлическому уклону  $I$ , который в свою очередь равен уклону дна  $i$ , т. е.  $I_{\text{п}} = I = i$ . Для выполнения этого условия необходимо, чтобы величина  $\alpha V^2/(2g)$  по длине потока также оставалась постоянной. Последнее возможно только при соблюдении следующих условий:

- расход жидкости в русле постоянен ( $Q = \text{const}$ );
- русло призматическое, т. е. параметры (за исключением глубины), характеризующие форму поперечного сечения, по всей длине русла остаются постоянными;
- глубина потока  $h$  постоянна по его длине;
- линия дна не имеет перелома, т. е. имеет постоянный уклон ( $i = \sin \alpha = \text{const}$ );

шероховатость дна и стенок русла постоянна по длине ( $n = \text{const}$ ); местные сопротивления отсутствуют.

В практике же удовлетворить всем указанным условиям одновременно очень сложно. Поэтому практически чаще рассматривают условное равномерное движение, заменяя истинные значения параметров некоторыми средними значениями на рассматриваемом участке потока.

Основной расчетной формулой установившегося равномерного движения жидкости является формула Шези (3.1). Из существующего большого количества формул для определения коэффициента Шези в отечественной гидромелиоративной практике наибольшее распространение получила формула профессора И. И. Агроскина (2.17) и академика Н. Н. Павловского, которая также рекомендуется ТКП 45-3.04-8–2005(02250) – мелиоративные системы и сооружения.

Следует обратить внимание, что коэффициент Шези имеет размерность  $\text{м}^{0,5}/\text{с}$ , а в формулах (2.15), (2.17) гидравлический радиус подставляется только в метрах. Для каналов с гидравлическим радиусом  $R > 5,0$  м коэффициент Шези следует определять по каналам, работающим в аналогичных условиях.

В настоящее время в гидротехнической практике наиболее употребительными формами поперечных сечений (а следовательно и живых сечений) каналов являются трапециевидная и параболическая (рис. 4.1). Что же касается прямоугольной и треугольной форм, то их можно рассматривать как частные случаи трапециевидной.

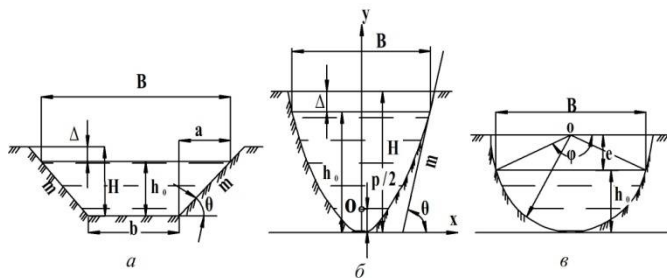


Рис. 4.1. Схемы поперечного сечения каналов: а – трапециевидное; б – параболическое; в – сегментное

Для каналов *трапециевидного* поперечного сечения в учебной и справочной литературе пользуются следующими обозначениями и терминами:

$b$  – ширина канала по дну;  
 $h_0$  – глубина наполнения канала, или нормальная глубина наполнения;  
 $H = h_0 + \Delta$  – высота поперечного сечения;  
 $\Delta$  – запас в дамбах;  
 $B$  – ширина канала по урезу воды;  
 $\Theta$  – угол наклона откосов канала;  
 $m = \text{ctg}\Theta = a/h_0$  – коэффициент заложения откосов. Для прямоугольного поперечного сечения  $m = 0$ . Принимается в зависимости от грунтов ложа канала.

Пользуясь принятыми понятиями и обозначениями и применяя очевидные геометрические соотношения, можно записать зависимости для основных гидравлических характеристик и их взаимосвязь:

длина смоченного периметра

$$\chi = b + 2h_0\sqrt{1+m^2} = b_{\text{cp}}(1+\sigma), \quad (4.1)$$

где  $b_{\text{cp}} + 2h_0$  – средняя линия трапеции;

$\sigma = m_0h_0 / b_{\text{cp}}$  – характеристика живого сечения;

$m_0 = 2\sqrt{1+m^2} - m$  – характеристика откоса;

площадь живого сечения

$$\omega = bh_0 + mh_0^2 = b_{\text{cp}}h = m_0h_0^2/\sigma; \quad (4.2)$$

гидравлический радиус

$$R = \omega/\chi = (bh_0 + mh_0^2) / (b + 2h_0\sqrt{1+m^2}) = h/(1+\sigma); \quad (4.3)$$

ширина по урезу воды

$$B = b + 2mh_0. \quad (4.4)$$

В качестве характеристики трапецидального живого сечения часто используется величина

$$\beta = b / h_0 = m_0 / \sigma - m, \quad (4.5)$$

значение которой в зависимости от коэффициента заложения откосов рекомендуется принимать в пределах, приведенных в табл. 4.1.

Таблица 4.1. Значения  $\beta$  в зависимости от коэффициента заложения откосов (ТКП 45-3.04-8–2005)

Коэффициент заложения откосов	1,0	1,5	2,0	2,5
Величина $\beta$	0,8–3,0	0,6–3,1	0,5–3,4	0,4–3,8

Для каналов *параболического* поперечного сечения, очерченных по уравнению  $x^2 = 2p \cdot y$ , в учебной и справочной литературе пользуются следующими обозначениями и терминами (см. рис. 4.1):

$p$  – параметр параболы. Размерная линейная величина;

$\tau = h_0 / p$  – относительная глубина;

$m = 1/\sqrt{2\tau}$  – крутизна откоса на урезе воды.

Выражения для основных гидравлических характеристик и их взаимосвязь имеют следующие зависимости:

длина смоченного периметра

$$\chi = p \cdot N, \quad (4.6)$$

где  $N = \sqrt{2\tau(1+2\tau)} + \ln(\sqrt{2\tau} + \sqrt{1+2\tau})$ ;

площадь живого сечения

$$\omega = \frac{2}{3} B h_0 = \frac{4}{3} h_0 \sqrt{2 p h_0}; \quad (4.7)$$

гидравлический радиус

$$R = \omega / \chi = 2 B h_0 / (3 p N) = 1,8856 \tau^{1,5} p / N; \quad (4.8)$$

ширина канала по урезу воды

$$B = 2\sqrt{2 p h_0} = 2,828 p \sqrt{\tau}. \quad (4.9)$$

*Круглое (сегментное) русло* определяется радиусом  $r$ . Для определения гидравлических характеристик круглого сечения требуется значение глубины  $h_0$ , а относительная глубина

$$h_0 / r = 2 \sin^2 \varphi / 4,$$

где  $\varphi$  – центральный угол сегмента, который и принят в качестве характеристики рассматриваемого сечения.

Поперечный профиль живого сечения, имеющий наибольший гидравлический радиус и пропускающий расход при наименьшей площади живого сечения, называется гидравлически наивыгоднейшим профилем. Он обеспечивается при следующих соотношениях:

для каналов трапецеидального поперечного сечения  $h_0 / R_{г.н} = 2,0$ ;  $b_{ср} / h_{0г.н} = m_0$ , а характеристика живого сечения

$$\sigma_{г.н} = 1,0; \beta_{г.н} = 2(\sqrt{1 + m^2} - m); \quad (4.10)$$

$$(CR^{2,5})_{г.н} = F(R) = Q / (4m_0\sqrt{i}); \quad (4.11)$$

для каналов параболического поперечного сечения  $\tau_{г.н} = 1,8856$ ;

$$(CR^{2,5})_{г.н} = F(R) = 0,1524 Q / \sqrt{i}; \quad (4.12)$$

для каналов сегментного поперечного сечения  $\varphi_{г.н} = \pi$ ;  $\Psi_{г.н} = (\omega / R^2)_{г.н} = 2\pi = 6,28$ .

Следует отметить, что полукруг – абсолютно гидравлически наивыгоднейший профиль среди всех возможных форм живого сечения.

Для обеспечения устойчивости ложа канала необходимо принимать расчетное значение средней скорости  $V$  движения потока, при котором в канале не будет происходить ни размыв, ни заиление, т. е.

$$V_{нез} < V < V_{max}, \quad (4.13)$$

где  $V_{нез}$  – так называемая незаиляющая скорость;

$V_{max}$  – максимально допустимая неразмывающая средняя скорость.

За незаиляющую скорость принимается наименьшее значение средней скорости движения воды, при которой поток способен транспортировать без осаждения находящиеся в нем взвешенные наносы.

Под допустимой неразмывающей средней скоростью понимается наибольшее значение средней скорости движения воды, при которой поток не может вызвать недопустимого для нормальной эксплуатации размыва (разрушения) русла.

Для предварительного определения допустимой неразмывающей скорости при отсутствии данных о гидравлических элементах канала можно воспользоваться эмпирической формулой Гиршкана:

$$V_{max} = KQ^{0,1}, \quad (4.14)$$

где  $Q$  – расчетный расход потока, м<sup>3</sup>/с;

$K$  – коэффициент, зависящий от грунта ложа канала (табл. 4.2).

Для каналов в земляном русле допустимые неразмывающие средние скорости потока для связных и несвязных грунтов, а также торфов допускается принимать по нормативной литературе.

Таблица 4.2. Значения коэффициента  $K$  в формуле (4.14)

Несвязные грунты	$K$	Связные грунты	$K$
Песок:		Супесь	0,53
средний	0,45 – 0,50	Суглинок:	
крупный	0,50 – 0,60	легкий	0,57
Гравий:		средний	0,62
мелкий	0,60 – 0,75	тяжелый	0,68
средний	0,75 – 0,90	Глина	0,75
крупный	0,90 – 1,00	Глина тяжелая	0,85
Галька:			
мелкая	1,00 – 1,30	–	–
средняя	1,30 – 1,45		
крупная	1,45 – 1,60		

Величину незаилающей скорости ( $V_{\text{нез}}$ , м/с) согласно нормативной литературе рекомендуется определять по следующим формулам:

$$V_{\text{нез}} = 0,3R^{0,25}; \quad (4.15)$$

$$V_{\text{нез}} = AQ^{0,2}, \quad (4.16)$$

где  $R$  – гидравлический радиус, м;

$Q$  – расчетный расход, м<sup>3</sup>/с;

$A$  – эмпирический коэффициент, значения которого зависят от средневзвешенной гидравлической крупности (табл. 4.3).

Таблица 4.3. Значения эмпирического коэффициента  $A$

Средневзвешенная гидравлическая крупность $W$ , мм/с	< 1,5	1,5–3,5	> 3,5
Эмпирический коэффициент $A$	0,33	0,44	0,55

Средневзвешенная гидравлическая крупность наносов  $W_{\text{ср}}$  определяется в зависимости от процентного содержания средней гидравлической крупности каждой фракции.

Среднегеометрическое значение гидравлической крупности фракции

$$W_{\phi_i} = \frac{1}{3}(W_{1i} + W_{2i}) + \sqrt{W_{1i} \cdot W_{2i}}, \quad (4.17)$$

где  $W_{1i}$ ,  $W_{2i}$  – крайние значения гидравлической крупности и для рассматриваемой фракции, которые приводятся в табл. 20.1 [1].

Тогда

$$W_{\text{ср}} = W_{\phi_i} \cdot p_i / 100, \quad (4.18)$$

где  $p_i$  – процентное содержание по массе отдельных фракций взвешенных наносов, %.

При расчете осушительных каналов допускается принимать  $V_{\text{нез}} = 0,3$  м/с, если надо предотвратить осаждение ила, и  $V_{\text{нез}} = 0,5$  м/с, если надо предотвратить осаждение песка. При опасности зарастания ложа канала травянистой растительностью  $V_{\text{нез}}$  должно быть не менее 0,5–0,6 м/с.

Равномерное движение воды в каналах характеризуется следующими параметрами: каналы трапецидального поперечного сечения – расходом  $Q$ , уклоном  $i$ , коэффициентами шероховатости  $n$  и заложения откосов  $m$ , средней скоростью  $V$  движения потока, глубиной наполнения  $h_0$  и шириной канала по дну  $b$ ; каналы параболического поперечного сечения –  $Q$ ,  $i$ ,  $n$ ,  $V$ ,  $h_0$  и параметром параболы  $p$ . Из анализа основных расчетных зависимостей и исходных величин, на основании которых производится расчет каналов, можно выделить три основных типа задач, встречающихся при их гидравлическом расчете.

**Задачи первого типа.** Заданы  $Q$ ,  $i$ ,  $n$ ,  $m$ ,  $h_0$ , требуется определить для каналов трапецидального профиля сечения ширину канала по дну  $b$ , а для параболического – параметр параболы  $p$  и среднюю скорость движения потока или заданы соответственно  $b$  и  $p$ , а требуется определить глубину наполнения канала и среднюю скорость движения потока.

**Задачи второго типа.** Заданы  $Q$ ,  $i$ ,  $n$ ,  $m$ , требуется определить параметры живого сечения канала: для трапецидального –  $h_0$  и  $b$ , для параболического –  $h_0$  и  $p$ , а также среднюю скорость движения потока. Решение задач этого типа при указанных исходных величинах имеет неопределенность, которая устраняется введением дополнительных условий:

- канал должен быть гидравлическим наивыгоднейшего профиля;
- канал должен иметь заданные отношения  $\beta = b / h_0$ : для трапецеидального –  $\tau = h_0 / p$  или  $B / h_0$  – для параболического сечения, рекомендуемые значения которых приводятся в табл. 4.4.

**Задачи третьего типа.** В задачах этого типа так же, как в задачах второго типа, требуется определить параметры живого сечения канала, но при известной величине средней скорости движения потока. Величина  $V$  обычно принимается в соответствии с неравенством (4.13), если оно только выполнимо.

Таблица 4.4. Рекомендуемые значения геометрических параметров канала параболического сечения

Грунты	Параметр параболы $p$ при глубине воды в межень		$B / h$
	До 0,5 м	До 1 м	
Торф сильноразложившийся (более 50 %)	2,5–4,0	4,5–8,0	6–8
Супеси и пески крупнозернистые	2,5–4,0	4,5–8,0	6–8
Пески мелкозернистые	6,0–9,0	12,0–18	10–12
Суглинки иловатые	4,0–6,0	8,0–12	8–10
Глина пластичная	6,0–12	12–24	10–14

На основании гидравлического расчета устанавливаются геометрические размеры канала, проверяется устойчивость его русла на размыв и заиление. Основной расчетной формулой при гидравлическом расчете каналов является формула Шези (3.1), а также формулы, по которым определяются гидравлические характеристики потока (4.1–4.9).

В настоящее время решение уравнения Шези может производиться различными способами в зависимости от типа задач, из которых наибольшее распространение получили аналитический, графоаналитический, при помощи специальных таблиц, по специальным программам на ЭВМ.

**Аналитический способ.** Этот способ применим при решении задач второго и третьего типов. При решении задач второго типа для каналов трапецеидального профиля при заданном  $\beta = b/h_0$  или вычисленном для гидравлически наивыгоднейшего профиля по формуле (4.5) или (4.10) выражаются все гидравлические характеристики потока ( $\omega$ ,  $\chi$ ,  $R$ ,  $c$ ) через него. Затем их значения подставляются в формулу Шези, из которой и определяется искомая глубина наполнения канала:

$$h_0 = \left( \frac{Q \cdot n \left( \beta + 2\sqrt{1+m^2} \right)^{0,7}}{\sqrt{i} (\beta + m)^{1,7}} \right)^{0,37} \quad (4.19)$$

Ширина канала по дну определится как  $b = \beta \cdot h_0$ .

Методика решения задач третьего типа заключается в следующем. Из формулы Шези для средней скорости определяется величина  $C \sqrt{R} = V / \sqrt{i}$ , по значению которой по формуле

$$R = (V \cdot n / \sqrt{i})^{1,43} \quad (4.20)$$

определяется гидравлический радиус при известном коэффициенте шероховатости. Затем при известных  $Q$ ,  $V$  и  $R$  составляется система из двух уравнений:

для трапецидальных каналов

$$\left. \begin{aligned} \omega = Q/V = bh_0 + mh_0^2 \\ \chi = \omega/\chi = b + 2h_0\sqrt{1+m^2} \end{aligned} \right\}; \quad (4.21)$$

для параболических каналов

$$\left. \begin{aligned} \omega = Q/V = \frac{4}{3} h_0 \sqrt{2ph_0} \\ \chi = \frac{\omega}{R} = pN \end{aligned} \right\} \quad (4.22)$$

Система уравнений (4.21) относительно  $b$  и  $h_0$  имеет непосредственное решение, а система (4.22) относительно  $p$  и  $h_0$  решается подбором.

**Графоаналитический способ.** По данному способу решаются задачи первого типа и методика их решения заключается в следующем. Задаются рядом значений (не менее пяти) неизвестной геометрической величины живого сечения потока, вычисляются по формулам (4.1–4.4) для трапецидального и по формулам (4.6–4.9) для параболического сечений гидравлические характеристики потока, по формуле (2.15) или (2.17) рассчитывается коэффициент Шези и его значения подставляются в формулу Шези (3.1). Принятая величина неизвестного геометрического элемента живого сечения потока должна быть такой, чтобы

при ее значении вычисленный расход частично превышал расчетный. Затем строят график функциональной зависимости расхода от искомой величины, т. е.  $Q = f(h_0)$  или  $Q = f_1(b)$  для трапецеидального и  $Q = f_2(h_0)$  или  $Q = f_3(p)$  для параболического сечений, с которого по расчетному расходу определяется значение искомой величины.

**Табличный способ.** В практике наибольшее распространение получили таблицы профессора И. И. Агроскина (табл. П.VI, П.VII, П.IX [1]), которые являются наиболее универсальными и применяются при решении всех типов задач.

Они рассчитаны на основании безразмерной характеристики живого сечения  $\sigma$ , через которую выражены все гидравлические характеристики потока (формулы (4.1–4.3, 4.5)). Расчет по таблицам основывается на отыскании в качестве вводного параметра величины гидравлически наивыгоднейшего радиуса  $R_{г.н.}$ . Для этого по формуле (4.11) или (4.12) в зависимости от профиля поперечного сечения канала находится вспомогательная функция  $F(R)$ , по значению которой и коэффициенту шероховатости  $n$  по табл. П.VI [1] находится значение  $R_{г.н.}$ . Дальнейший гидравлический расчет канала зависит от типа задачи и будет показан ниже на конкретных примерах.

**Гидравлический расчет с помощью специальных программ на ЭВМ.** В основу алгоритма решения задач первого типа положен способ подбора. Сущность его заключается в следующем. Задаются произвольно неизвестной геометрической величиной потока, соизмеряя ее с величиной расхода. Вычисляются по формулам (4.1–4.4) для трапецеидального и по формулам (4.6–4.9) для параболического сечений гидравлические характеристики потока, по формуле (2.15) или (2.17) рассчитывается коэффициент Шези и их значения подставляются в формулу Шези (3.1).

Сравнивается вычисленная величина расхода  $Q_i$  с расчетной  $Q$ . Если  $Q_i < Q$ , то неизвестная геометрическая величина потока увеличивается, а в противном случае – уменьшается. Расчет повторяется до тех пор, пока  $|Q_i - Q| \leq \Delta Q$ , где  $\Delta Q$  – точность расчета по расходу.

При этом следует иметь в виду, что в программу вводится приращение неизвестной геометрической величины с таким расчетом, чтобы обеспечить заданную точность расчета по расходу. В противном случае программа работать не будет и ЭВМ не выдаст искомый параметр.

Задачи второго и третьего типов, как отмечалось выше, имеют аналитическое решение. Поэтому гидравлический расчет каналов этого типа задач сводится к решению соответствующих уравнений (4.21–4.22).

Равномерное движение в безнапорных водоводах замкнутого сечения характерно для водоотводящих труб, туннелей и других конструкций, работающих при неполном заполнении.

Расход и средняя скорость в каналах замкнутого сечения определяются по следующим формулам:

$$Q = A \cdot k_n \sqrt{i} = AC_n \omega_n \sqrt{R_n i}; \quad (4.23)$$

$$V = BC_n \sqrt{R_n i}, \quad (4.24)$$

где  $A = k/k_n$  – относительная расходная характеристика;

$B = V/V_n$  – относительная средняя скорость;

$k$  – расходная характеристика;

$V$  – средняя скорость при неполном наполнении. Индекс «п» соответствует полному наполнению.

Значения величин  $A$  и  $B$  принимаются по специальному графику [1, с. 341] в зависимости от степени наполнения трубы ( $a = h/d$ ).

Дренажные трубы рассчитываются как безнапорные, но полностью заполненные, т. е.  $A = 1,0$ . В этом случае при известном расходе  $k = Q/\sqrt{i}$ , а затем определяется диаметр трубы.

Приведенные выше зависимости и способы гидравлического расчета каналов позволяют определить их геометрические размеры и установить устойчивость русла, что необходимо для практических целей в области гидротехники и мелиорации. Некоторые примеры гидравлического расчета каналов при равномерном движении приведены в подразделе 4.2.

#### 4.1.2. Установившееся неравномерное движение жидкости

Основными причинами, вызывающими нарушение равномерного движения потока, являются: устройство в русле потока подпорного сооружения (труба-регулятор, шлюз, водозаборное или водосливное сооружение и др.); смена уклона дна русла на большую или меньшую величину; сопряжение потока в нижнем бьефе (НБ) сооружения с отводящим руслом.

В зависимости от причины, нарушающей равномерное движение, скорости потока будут или уменьшаться, а глубины его увеличиваться ( $dh/dl > 0$ ), или же скорости будут увеличиваться, а глубины – уменьшаться ( $dh/dl < 0$ ). В первом случае принято говорить, что свободная

поверхность потока (СПП) образует кривую подпора, а во втором случае – кривую спада.

Форма кривой СПП зависит от уклона дна русла ( $i > 0$ ), соотношения глубины потока с нормальной  $h_0$  и критической  $h_k$  глубинами ( $h > h_0, h < h_k$ ), причины, вызвавшей нарушение равномерного движения потока, и устанавливается на основании анализа дифференциального уравнения установившегося неравномерного движения.

Так как глубина потока при установившемся неравномерном движении находится в разных соотношениях с нормальной и критической глубинами, для определения положения СПП в зависимости от уклона дна русла выделяются следующие зоны:

– при уклоне дна русла  $0 < i < i_k$ :

зона Ia – СПП расположена выше линии нормальных глубин, которую принято обозначать NN;

зона Ib – СПП расположена между линией NN и линией критической глубины, которую принято обозначать КК;

зона Ic – СПП расположена ниже линии КК;

– при уклоне дна русла  $i > i_k$ :

зона IIa – СПП расположена выше линии КК;

зона IIb – СПП расположена между линиями NN и КК;

зона IIc – СПП расположена ниже линии NN;

– при уклоне дна русла  $i = i_k$ :

зона IIIa – СПП расположена выше линий NN и КК, которые между собой совпадают;

зона IIIc – СПП расположена ниже линий NN и КК;

– при уклонах дна русла  $i = 0$  и  $i < 1$ :

зоны соответственно  $b_0$  и  $b'$  – СПП расположена выше линии КК;

зоны соответственно  $C_0$  и  $C'$  – СПП расположена ниже линии КК.

Образование кривых СПП при установившемся неравномерном движении в этих зонах подробно рассматривается в рекомендуемой учебной литературе, например [1, с. 342–349; 2, с. 287–294]. В мелиоративной практике довольно часто имеет место нарушение равномерного движения за счет смены уклона дна русла, которое в учебной литературе рассматривается ограниченно. Поэтому для наиболее часто встречающихся в практике этих случаев на рис. 4.2 приведены формы кривых СПП.

Для расчета длины кривой СПП необходимо знать глубины в ее начале и конце, которые называются соответственно начальная и конечная граничные глубины. При рассмотрении форм кривых СПП

(рис. 4.2) следует обратить внимание, что они приближаются к линиям NN и КК сверху или снизу.

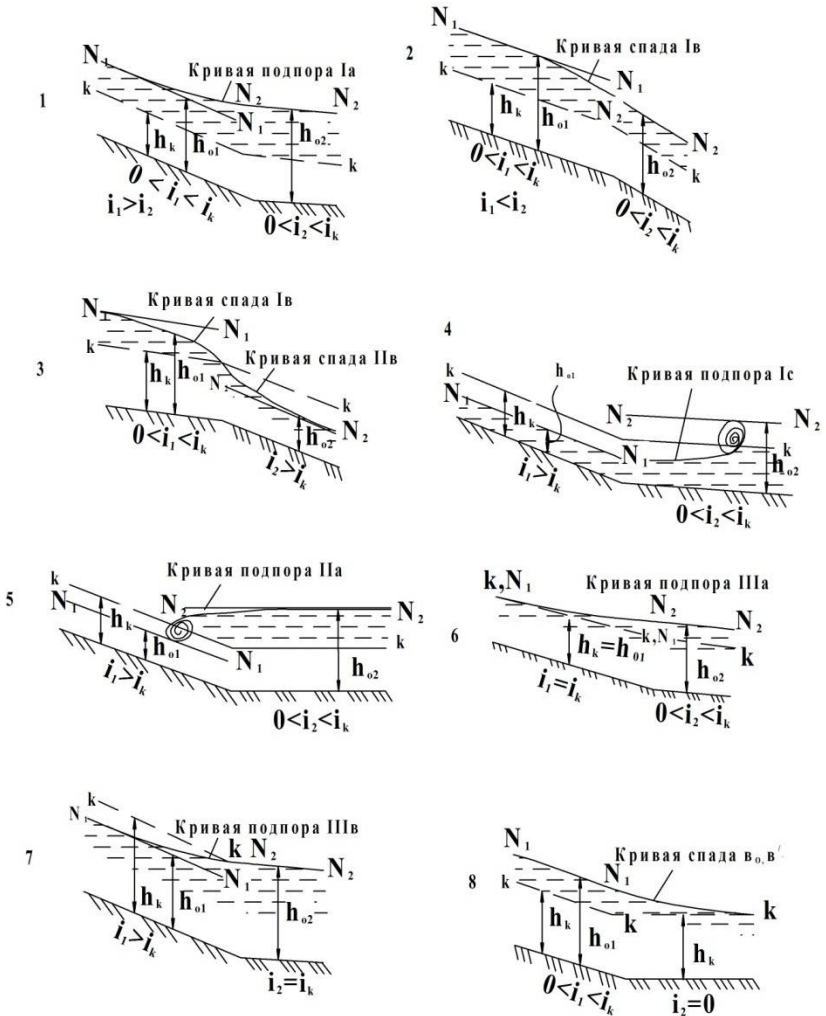


Рис. 4.2. Формы кривых свободной поверхности потока при изменении уклонов дна канала

В зависимости от этого начальная глубина соответственно увеличивается или уменьшается на 3–5 % по отношению к нормальной или критичной глубине. Такое ограничение по глубине потока необходимо принимать для того, чтобы получить конечное значение длины кривой СПП, так как она приближается к линиям NN или КК только в бесконечности.

Решение дифференциального уравнения установившегося неравномерного движения жидкости в призматическом русле было выполнено рядом ученых и инженеров. В качестве рекомендуемого рассмотрим решение академика Н. Н. Павловского и профессора И. И. Агроскина, которое обеспечивает достаточную точность и имеет наиболее простую технику расчета.

Для упрощения решения указанными выше способами вводится новая переменная, в качестве которой принята

$$Z = \sqrt{x(Q'/Q)^2}, \quad (4.25)$$

где  $x$  – гидравлический показатель русла, который в этих способах принят произвольной постоянной величиной: в решении Н. Н. Павловского  $x = 2,0-4,5$ ; в решении И. И. Агроскина  $x = 5,5$ ;

$Q'$  – фиктивный расход потока при условии равномерного движения с глубиной наполнения  $h$  неравномерного движения и определения по уравнению (3.1):

$$dh = adZ,$$

откуда

$$a = dh/dZ \approx \Delta h/\Delta Z = (h_2 - h_1)/(Z_2 - Z_1), \quad (4.26)$$

где  $a$  – коэффициент пропорциональности;

$h_1, h_2$  – глубины потока в двух смежных сечениях;

$Z_1, Z_2$  – новые переменные, определяемые по формуле (4.25), соответствующие глубинам  $h_1$  и  $h_2$ .

В зависимости от уклона дна русла при решении уравнения установившегося неравномерного движения этим способом получены следующие расчетные зависимости:

для прямого уклона ( $i > 0$ )

$$\ell_{1-2} = \frac{a}{i} \left\{ Z_2 - Z_1 - (1 - \Pi'_{к.ср}) [\Phi(Z_2) - \Phi(Z_1)] \right\}; \quad (4.27)$$

для обратного уклона ( $i < 0$ )

$$\ell_{1-2} = \frac{a}{|i|} \left\{ Z_1 - Z_2 + (1 + \Pi'_{к.ср}) [F(Z_2) - F(Z_1)] \right\}; \quad (4.28)$$

для горизонтального участка ( $i = 0$ )

$$\ell_{1-2} = \frac{a}{i'} \left\{ \Pi'_{к.ср} (Z_2 - Z_1) - [f(Z_2) - f(Z_1)] \right\}, \quad (4.29)$$

где  $i'$  – любой положительный уклон;

$\Pi'_к$  – фиктивный параметр кинетичности при расходе  $Q'$ ,  $\Pi'_к = \alpha (Q')^2 B / (g\omega^3)$ ;

$\Pi_{к.ср}'$  – среднее арифметическое значение  $\Pi_к$  для первого и второго сечений;

$\Phi(Z)$ ,  $F(Z)$ ,  $f(Z)$  – функции новой переменной  $Z$ , представляющие собой значения интегралов:

$$\Phi(Z) = \int dZ / (1 - Z^x) + C \text{ при } i > 0, \quad (4.30)$$

$$F(Z) = \int dZ / (1 + Z^x) + C \text{ при } i < 0, \quad (4.31)$$

$$f(Z) = \int Z^x dZ + C \text{ при } i = 0. \quad (4.32)$$

Значения функций  $\Phi(Z)$ ,  $F(Z)$  и  $f(Z)$  для  $x = 5,5$  (способ И. И. Агроскина) приведены в табл. П.Х – П.ХІІ.

При расчете кривых СПП при  $x = 5,5$  в руслах правильной формы поперечного сечения значения  $Z$  и  $\Pi'_к$  целесообразно вычислять по формулам И. И. Агроскина:

– для трапецидальных русел

$$Z = h \cdot F(\sigma) / [h_0 F(\sigma_0)] = \text{const } h \cdot F(\sigma); \quad (4.33)$$

$$\Pi'_к = \frac{0,112i}{n^2} b^{0,4} \theta(\sigma) = \text{const } \theta(\sigma), \quad (4.34)$$

где  $\sigma = m_0 h / (b + mh)$ ;  $\sigma_0 = m_0 h_0 / (b + mh_0)$ ;

$$F(\sigma) = \left( 5,5 \sqrt{\sigma^2 (1 + \sigma)^{1+2y}} \right)^{-1}, \quad (4.35)$$

$$\theta(\sigma) = \left[ \frac{\sigma}{m_0(1 - m\sigma/m_0)(1 + m\sigma/m_0)} \right]^{2y} \left( \frac{1 + m\sigma/m_0}{1 + \sigma} \right)^{1+2y}, \quad (4.36)$$

$b$  – ширина русла по дну;

$h_0$  – нормальная глубина в русле при заданном расходе;

$m_0$  – характеристика откоса, определяется по зависимости  $m_0 = 2$

$$\sqrt{1 + m^2} - m;$$

$F(\sigma)$  – специальная функция, определяется по табл. П. XIII [1];

$\theta(\sigma)$  – специальная функция, определяется по табл. П. XIV [1];

– для параболических русел

$$Z = F(\tau) / F(\tau_0) = \text{const } F(\tau); \quad (4.37)$$

$$\Pi_{\kappa}^1 = \frac{0,112i}{n^2} p^{0,4} \theta(\tau) = \text{const } \theta(\tau); \quad (4.38)$$

$$F(\tau) = \tau^{0,82+0,55y} [f(\tau)]^{-(0,18+0,36y)}; \quad (4.39)$$

$$F(\tau_0) = \tau_0^{0,82+0,55y} [f(\tau_0)]^{-(0,18+0,36y)}; \quad (4.40)$$

$$f(\tau) = N = \sqrt{2\tau(1+2\tau)} + \ln(\sqrt{2\tau} + \sqrt{1+2\tau}); \quad (4.41)$$

$\tau = h/p$  – относительная глубина;  $\tau_0 = h_0/p$ ;

$$\theta(\tau) = 3,65\tau^{0,5+3y} / [f(\tau)]^{1+2y}; \quad (4.42)$$

$F(\tau)$ ,  $\theta(\tau)$  – специальные функции, значения которых определяется по табл. П. XV [1].

В вопросах, приведенных в данном разделе, рассматривается одна из сложных и практически значимых задач гидравлики – расчет открытых потоков при установившемся неравномерном движении. Эта задача часто встречается при расчетах мелиоративных систем и, в частности, ее проводящей и регулирующей сети.

## Вопросы для самоконтроля

1. При каких условиях движение потока в открытом русле считается равномерным?
2. Какие виды русл рассматриваются в гидравлике? Что понимается под коэффициентом заложения откоса и от чего он зависит?
3. Какое сечение канала называется гидравлически наиболее выгодным? При каких условиях гидравлически наиболее выгодное сечение может быть выгодно не только гидравлически, но и экономически?
4. От каких факторов зависит допустимая скорость на размыв?
5. Что такое заиление канала и от каких факторов зависит незаиляющая скорость?
6. Что такое гидравлическая крупность и мутность взвешенных наносов? Как вычисляется средневзвешенная гидравлическая крупность?
7. Приведите основные расчетные зависимости для гидравлического расчета каналов при равномерном движении жидкости.
8. Охарактеризуйте основные типы задач и способы их решения при гидравлическом расчете каналов.
9. В чем заключается способ подбора или последовательных приближений при гидравлическом расчете каналов задач первого типа?
10. Чем объясняется необходимость применения специальных таблиц и ЭВМ при гидравлическом расчете каналов?
11. Что положено в основу составления специальных таблиц профессора И. И. Агроскина для гидравлического расчета каналов при равномерном движении жидкости?
12. Какие выделяются зоны положения кривой СПП в зависимости от уклона дна русла?
13. Запишите дифференциальное уравнение установившегося неравномерного движения, по которому дается анализ кривой СПП.
14. Дайте анализ кривой СПП во всех зонах уклона дна русла  $0 < i < i_k$  и  $i > i_k$ .
15. В чем заключается различие в решении дифференциального уравнения установившегося неравномерного движения по способу Н. Н. Павловского и И. И. Агроскина?
16. Как рассчитывается  $Z$  и  $\Pi_k'$  по способу И. И. Агроскина?
17. Какие расчетные уклоны дна русла принимаются в уравнениях (4.27) и (4.28)?

## 4.2. Примеры решения типовых задач

**Пример 4.1.** Определить ширину по дну канала трапециoidalного профиля сечения для пропуска расхода  $Q = 5,2 \text{ м}^3/\text{с}$  при глубине наполнения  $h_0 = 1,21 \text{ м}$  и уклоне дна канала  $i = 0,0006$ , если грунт ложа канала – суглинок тяжелый, а условие эксплуатации канала – хорошее.

Проверить устойчивость ложа канала на размыв.

**Решение.** В зависимости от грунта ложа канала определим коэффициент заложения откосов  $m = 1,0$ , а по условию эксплуатации [1, табл. П.Ш, с. 590] устанавливаем коэффициент шероховатости  $n = 0,025$ .

Покажем решение данной задачи различными способами.

**Способ подбора.** Произвольно задаемся шириной канала по дну  $b_1 = 3,5 \text{ м}$  и по формулам (4.1–4.4) вычисляем гидравлические характеристики потока:

площадь живого сечения

$$\omega_1 = b_1 h_0 + m h_0^2 = 3,5 \cdot 1,2 + 1,0 \cdot 1,2^2 = 5,64 \text{ м}^2;$$

длина смоченного периметра

$$\chi_1 = b_1 + 2h_0 \sqrt{1+m^2} = 3,5 + 2 \cdot 1,2 \sqrt{1+1,0^2} = 6,89 \text{ м};$$

гидравлический радиус

$$R_1 = \omega_1 / \chi_1 = 5,64 / 6,89 = 0,82 \text{ м};$$

показатель степени в формуле Шези

$$\begin{aligned} y_1 &= 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R_1}(\sqrt{n} - 0,10) = \\ &= 2,5\sqrt{0,025} - 0,13 - 0,75\sqrt{0,82}(\sqrt{0,025} - 0,10) = 0,226; \end{aligned}$$

коэффициент Шези

$$C_1 = \frac{1}{n} R_1^{y_1} = \frac{1}{0,025} 0,82^{0,226} = 38,22 \text{ м}^{0,5}/\text{с}.$$

Тогда расход потока будет равен

$$Q_1 = C_1 \omega_1 \sqrt{R_1 i} = 38,22 \cdot 5,64 \sqrt{0,82 \cdot 0,0006} = 4,78 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Так как вычисленный расход  $Q_1 = 4,78 \text{ м}^3/\text{с} < Q = 5,2 \text{ м}^3/\text{с}$  и разность составляет более 5 %, то задаемся еще раз шириной канала по дну  $b_2$ , которая должна быть больше  $b_1$ . Принимаем  $b_2 = 4,0 \text{ м}$ . Производятся аналогичные вычисления, в результате которых получим величину расхода во втором приближении  $Q_2 = 5,40 \text{ м}^3/\text{с}$ . Вычисленный расход  $Q_2 = 5,40 \text{ м}^3/\text{с} > Q = 5,2 \text{ м}^3/\text{с}$ , а разность  $\Delta Q = 3,65 \%$ . Поэтому принятую во втором приближении ширину канала по дну  $b_2 = 4,0 \text{ м}$  можно считать за расчетную, если дополнительно не оговорено о необходимости более высокой точности гидравлического расчета.

Средняя скорость движения воды в канале

$$V = Q/\omega = 5,2/(4,0 \cdot 1,2 + 1,0 \cdot 1,2^2) = 0,83 \text{ м/с},$$

а допустимая неразмывающая скорость  $V_{\max} = (0,85-1,0) \text{ м/с}$  для суглинка плотного. Так как  $V = 0,83 \text{ м/с} < V_{\max} = (0,85-1,0) \text{ м/с}$ , то русло канала будет устойчиво на размыв.

**Графоаналитический способ.** Методика решения задач по данному способу рассмотрена выше. Задаются рядом значений  $b_i$  и по формулам (4.1–4.4) соответственно вычисляются значения  $\omega_i$ ,  $\chi_i$ ,  $R_i$ ,  $y_i$  и  $C_i$ , а по формуле (3.1) – величина расхода, результаты расчета которого приведены в табл. 4.5.

Таблица 4.5. Результаты расчета расхода в зависимости от ширины канала по дну

№ п.п.	$b$ , м	$\omega$ , м <sup>2</sup>	$\chi$ , м	$R$ , м	$y$	$C$ , м <sup>0,5</sup> /с	$Q$ , м <sup>3</sup> /с
1	0	1,44	3,39	0,425	0,237	32,66	0,75
2	1	2,64	4,39	0,577	0,232	35,20	1,73
3	2	3,84	5,39	0,711	0,229	37,00	2,94
4	3	5,04	6,39	0,789	0,227	37,91	4,16
5	4	6,24	7,39	0,843	0,225	38,49	5,40

По данным табл. 4.5 строится график функциональной зависимости  $Q = f(b)$  (рис. 4.3), из которого по величине расчетного расхода  $Q = 5,2 \text{ м}^3/\text{с}$  определяется величина  $B = 3,85 \text{ м}$ .

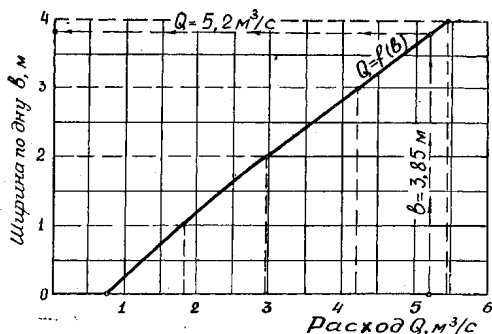


Рис. 4.3. График функциональной зависимости расхода от ширины канала по дну

**Табличный способ.** Рассчитывается специальная функция

$$F(R) = Q / (4m_0 \sqrt{i}) = 5,2 / (4 \cdot 1,828 \sqrt{0,0006}) = 29,03 \text{ м}^3/\text{с}.$$

По табл. П.VI [1, с. 594] по значению  $F(R)$  и коэффициенту шероховатости  $n = 0,025$  отыскивается гидравлически наиболее выгодный радиус, который равен  $R_{г.н} = 0,89$  м. Вычисляется отношение  $h/R_{г.н} = 1,20/0,89 = 1,34$ , по которому при коэффициенте заложения откосов  $m = 1,0$  по табл. П.VII [1, с. 600] отыскивается отношение  $b/R_{г.н} = 4,36$ . Тогда искомая ширина канала по дну

$$b = b / R_{г.н} \cdot R_{г.н} = 4,36 \cdot 0,89 = 3,88 \text{ м}.$$

Анализ результатов расчета показывает, что по всем способам ширина канала по дну получилась практически одинаковой и окончательно необходимо принять ближайшее стандартное значение, т. е.  $b = 4,0$  м.

Ответ:  $b = 4,0$  м/с;  $V = 0,83$  м/с.

**Пример 4.2.** Канал трапецидального профиля сечением по дну  $b = 10$  м, коэффициентом заложения откосов  $m = 2,0$ , коэффициентом шероховатости  $n = 0,020$  и уклоном дна  $i = 0,0009$  пропускает расход  $Q = 25 \text{ м}^3/\text{с}$ . В русле канала поставлено подпорное сооружение, вызвавшее подъем уровня воды на  $\Delta h = 0,55$  м по сравнению с нормальным его положением. Определить вид кривой СПП и выполнить ее расчет по способам Н. Н. Павловского и И. И. Агроскина.

**Решение.** 1. Рассчитывается нормальная глубина потока в канале. Расчет выполняется с помощью вспомогательных таблиц профессора И. И. Агроскина, для чего по формуле (4.11) определяется вспомогательная функция

$$F(R) = Q/(4m_0\sqrt{i}) = 25/(4 \cdot 2,472 \sqrt{0,0009}) = 84,28 \text{ м}^3/\text{с},$$

где  $m_0 = 2\sqrt{1+m^2} - m = 2\sqrt{1+2^2} - 2 = 2,472$ .

По значению  $F(R) = 84,28 \text{ м}^3/\text{с}$  в табл. П. VI [1, с. 594] находится гидравлически наивыгоднейший радиус  $R_{г.н} = 1,218 \text{ м}$ . Далее по  $b/R_{г.н} = 10,0/1,218 = 8,21$  и  $m = 2,0$  находится в табл. П. VII [1, с. 600]  $h/R_{г.н} = 1,069$  и искомое значение нормальной глубины.

$$h_0 = h/R_{г.н} \cdot R_{г.н} = 1,069 \cdot 1,218 = 1,30 \text{ м}.$$

2. Рассчитывается критическая глубина потока в канале по формуле М. М. Скибы, для чего определяются следующие значения:

$$h_{к.п} = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 25^2}{9,81 \cdot 10^2}} = 0,89 \text{ м};$$

$$Z_{п} = \frac{h_{к.п} m}{b} = 2,0 \cdot 0,89 / 10 = 0,178;$$

$$\delta = (1 + Z_{п})^{-1} = (1 + 0,178)^{-1} = 0,849;$$

$$x = \sqrt[3]{0,849} = 0,947;$$

$$K = x - 0,1034(1-x)\sqrt{x} = 0,947 - 0,1034(1-0,947)\sqrt{0,947} = 0,942.$$

Тогда критическая глубина

$$h_{к.т} = K \cdot h_{к.п} = 0,942 \cdot 0,89 = 0,84 \text{ м}.$$

3. По дифференциальному уравнению установившегося неравномерного движения дается анализ кривой СПП. Так как  $h_0 = 1,30 \text{ м} > h_{к.т} = 0,84 \text{ м}$ , то поток находится в спокойном состоянии и  $П_к < 1,0$ .

В русле потока установлено подпорное сооружение и глубина перед ним

$$h_{\text{соор}} = h_0 + \Delta h = 1,30 + 0,55 = 1,85 \text{ м.}$$

Тогда  $h > h_0$  и соответственно  $k > k_0$ , а отношение  $k_0/k < 1,0$ . Следовательно,

$$\frac{dh}{d\ell} = i \frac{1 - (k_0/k)^2}{1 - \Pi_k} = + \frac{+}{+} > 0,$$

что указывает на увеличение глубин вдоль потока, т. е. в канале образуется кривая подпора типа  $Ia$ .

4. Устанавливаются граничные глубины кривой СПП. За начало кривой подпора типа  $Ia$  принимается

$$h_{\text{нач}} = (1,03 - 1,05) h_0 = 1,04 \cdot 1,30 = 1,35 \text{ м.}$$

Глубина в конце кривой СПП принимается равной глубине у сооружения, т. е.

$$h_{\text{кон}} = h_{\text{соор}} = 1,85 \text{ м.}$$

Следовательно, кривую СПП необходимо рассчитывать между глубинами  $h_{\text{нач}} = 1,35 \text{ м}$  и  $h_{\text{кон}} = 1,85 \text{ м}$ .

Весь поток между этими глубинами разбивается шестью сечениями, т. е. на пять расчетных участков между ними, определение длины которых зависит от способа решения дифференциального уравнения установившегося неравномерного движения.

Так как для каждого участка потока, расположенного между принятыми глубинами, ведутся одинаковые вычисления, то их удобно выполнять в табличной форме (табл. 4.6). По формулам (4.1–4.4) для каждого сечения определяются гидравлические параметры потока ( $\omega$ ,  $\chi$ ,  $R$ ,  $C$ ,  $B$ ) и по формуле Шези (3.1) – фиктивный расход  $Q'$ . Так как в этом способе гидравлический показатель русла  $x = 2,0$ , то новая переменная  $Z = Q' / Q$ . Значение функции новой переменной  $\Phi(Z)$  при  $i > 0$

$$\text{и } x = 2,0 \text{ составит } \Phi(Z) = \frac{1}{2} \ell n \left| \frac{1+Z}{1-Z} \right|.$$

Длина кривой СПП между принятыми сечениями определяется по формуле (4.27), а общая длина между граничными глубинами находится как сумма длин между этими сечениями  $\ell_{\text{н-к}} = \sum \ell_i$ , которая окончательно составляет  $\ell_{\text{н-к}} = 1129,7 \text{ м}$ .

Таблица 4.6. Результаты расчета кривой подпора по способу Н. Н. Павловского

Номер сечения	$h$ , м	$\Delta h$ , м	$\omega$ , м <sup>2</sup>	$X$ , м	$R$ , м	$C$ , м <sup>0,5</sup> /с	$B$ , м	$Q'$ , м <sup>3</sup> /с	$Z$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	1,35		17,145	16,037	1,069	50,51	15,40	26,86	1,074
2	1,45	0,10	18,705	16,484	1,135	50,97	15,80	30,47	1,219
3	1,55	0,10	20,305	16,932	1,199	51,40	16,20	34,28	1,371
4	1,65	0,10	21,945	17,379	1,263	51,80	16,60	38,33	1,533
5	1,75	0,10	23,625	17,826	1,325	52,16	17,00	42,55	1,702
6	1,85	0,10	25,345	18,273	1,387	52,52	17,40	47,03	1,881

Окончание табл. 4.6

Номер сечения	$\Delta Z$	$\Pi'_k$	$(1 - \Pi'_{k-ср})$	$\Phi(z)$	$\Delta\Phi(z)$	[13] x [15]	[11] - [16]	$\frac{a}{i}$	$\ell_i$ , м	Примечание
1	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1		0,247		1,688						
2	1,45	0,251	0,751	1,158	-0,510	-0,383	0,528	766,28	404,6	$m = 2,0$
3	1,52	0,255	0,747	0,927	-0,231	-0,173	0,325	730,99	237,6	$n = 0,020$
4	0,162	0,259	0,743	0,742	-0,185	-0,137	0,299	685,87	205,1	$i = 0,0009$
5	0,169	0,262	0,740	0,674	-0,068	-0,050	0,219	657,46	144,0	$h = 1,30\text{м}$
6	1,79	0,265	0,736	0,614	-0,060	-0,044	0,233	620,73	138,4	
$\ell_{и-к} = 1129,7\text{ м}$										

Построение кривой свободной поверхности потока по данным табл. 4.6 показано на рис. 4.4.

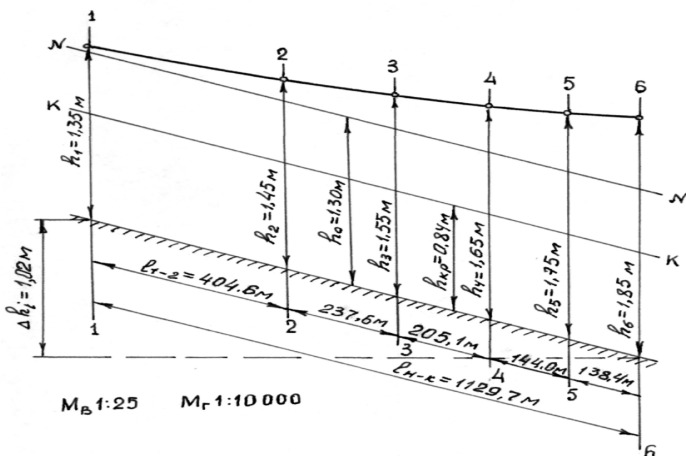


Рис. 4.4. Кривая свободной поверхности потока в трапецидальном канале, рассчитанная по способу Н. Н. Павловского

Для контроля по формуле (4.27) рассчитаем длину кривой СПП непосредственно по конечным сечениям, т. е.

$$\begin{aligned} \ell_{н-к} &= \frac{a}{i} \{ Z_2 - Z_1 - (1 - \Pi'_{к,сп}) [\Phi(Z_2) - \Phi(Z_1)] \} = \\ &= \frac{h_k - h_n}{(Z_k - Z_n)i} \left\{ Z_k - Z_n - \left( 1 - \frac{\Pi'_{к,к} + \Pi'_{к,н}}{2} \right) [\Phi(Z_k) - \Phi(Z_n)] \right\} = \\ &= \frac{1,85 - 1,35}{(1,881 - 1,074)0,0009} \left[ 1,881 - 1,074 - \left( 1 - \frac{0,247 + 0,265}{2} \right) \cdot (0,614 - 1,668) \right] = \\ &= 688,4 [0,807 - 0,744(-1,054)] = 1095,4 \text{ м.} \end{aligned}$$

Расхождение в расчете длины кривой СПП составляет

$$\Delta \ell = \frac{\sum \ell_i - \ell_{н-к}}{\ell_{н-к}} 100 = \frac{1129,7 - 1095,4}{1095,4} 100 = 3,1 \%,$$

что указывает на достоверность расчета и отсутствие грубых ошибок.

## **Раздел 5. ИСТЕЧЕНИЕ ЧЕРЕЗ ВОДОСЛИВЫ. СОПРЯЖЕНИЕ ПОТОКА В НИЖНЕМ БЬЕФЕ СООРУЖЕНИЯ**

### **5.1. Общие теоретические сведения**

#### **5.1.1. Истечение через водослив**

Сооружение в преграде, через которое происходит перелив воды, называется *водосливом*, а движение потока – *истечением через водослив*. Участок потока выше гидротехнического сооружения по течению называется верхним бьефом (ВБ), ниже гидротехнического сооружения располагается нижний бьеф (НБ). Верхняя часть водослива, через которую происходит истечение потока, называется *гребнем (порогом) водослива*. Разность отметок уровня воды в ВБ и в верхней точке гребня водослива называется *геометрическим напором* и обозначается  $H$ . Напор с учетом скорости  $H_0 = H + \alpha V_0^2 / (2g)$ , где  $V_0$  – скорость потока перед водосливом,  $V_0 = Q/\omega$ ;  $\omega$  – живое сечение потока перед водосливом на расстоянии не менее  $3H$  от гребня.

В основу классификации водосливов положена форма порога (профиль) водослива, которая определяет характер движения потока на

водосливе. В зависимости от относительной толщины водосливной стенки различают приведенные ниже виды водосливов.

1. Водосливы с тонкой стенкой (ребром) при  $S < 0,67 H$  (рис. 5.1).

В связи с возможными колебаниями переливающейся струи для надежной работы таких водосливов толщину стенки рекомендуют принимать  $S \leq 0,5H$ .

2. Водосливы практического профиля прямолинейного очертания (рис. 5.2) с длиной порога  $(0,5-0,67) H < S < 2H$  и криволинейного очертания (рис. 5.3). Верхняя часть гребня и низовая грань последнего имеют плавное очертание, выполненное в соответствии с несколько откорректированными координатами струи, свободно переливающейся через вертикальную тонкую стенку (рис. 5.1).

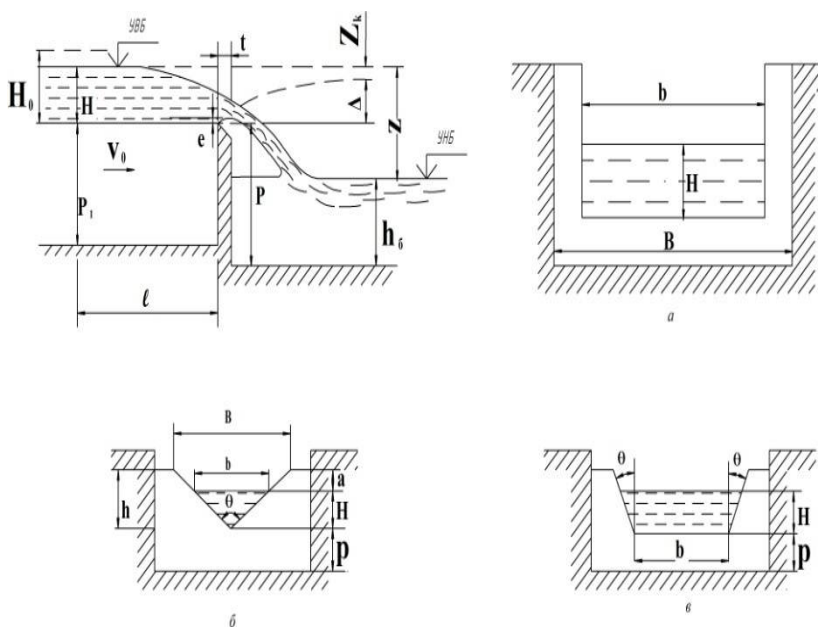


Рис. 5.1. Водосливы с тонкой стенкой (с острым ребром):

*a* – прямоугольный; *б* – треугольный; *в* – трапецидальный.

Штриховой линией показан уровень воды в НБ при подтопленном истечении

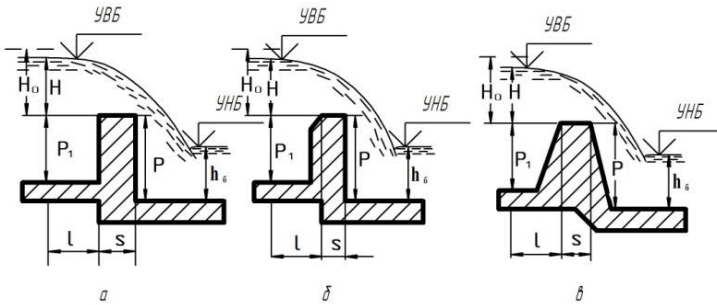


Рис. 5.2. Водосливы практического профиля прямолинейного очертания: а – прямоугольный; б – полигональный; в – трапецидальный

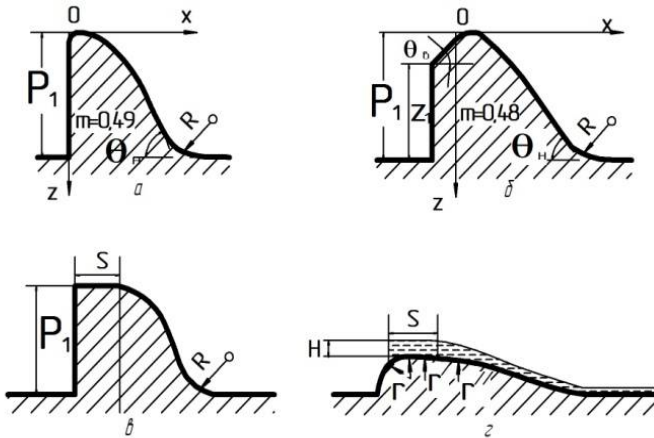


Рис. 5.3. Водосливы практического профиля криволинейного очертания: а, б – водосливы, очерченные по координатам Кригера – Оффендера; в – водослив с уширенным горизонтальным гребнем; г – водослив распластанного очертания

3. Водосливы с широким порогом (рис. 5.4) с горизонтальной поверхностью порога при  $2H \leq S < 10H$ . При такой длине потери напора по длине пренебрежимо малы. На пороге данного водослива хотя бы в пределах небольшого участка наблюдается плавно изменяющееся движение.

Классификация водосливов производится и по другим параметрам.

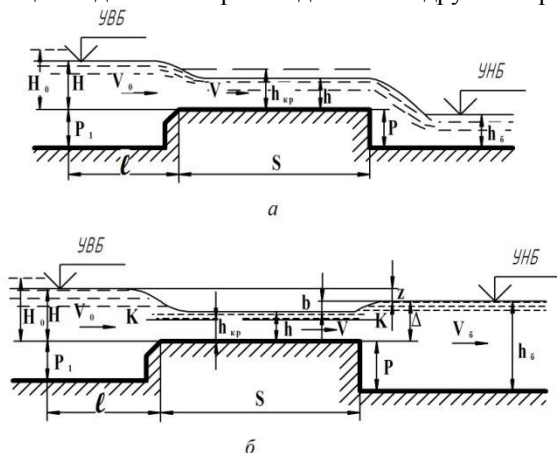


Рис. 5.4. Водосливы с широким порогом:  
 а – свободное истечение; б – подтопленное истечение

Уравнение расхода воды через неподтопленный водослив любого очертания получено на основе теории анализа размерностей членов, определяющих расход, т. е.  $Q = f(H_0, b, g)$ , и имеет следующий вид:

$$Q = mb\sqrt{2g}H_0^{3/2}, \quad (5.1)$$

где  $m$  – коэффициент расхода, зависящий от типа водослива, его конструкции и характера истечения потока;

$b$  – ширина водосливного фронта, т. е. длина гребня водослива, через которую переливается вода.

Следует обратить внимание на то, что наличие бокового сжатия потока, скорости подхода потока к водосливу и его подтопление для каждого типа водослива учитываются при расчете по-разному и будут показаны ниже при рассмотрении истечения через каждый тип водослива.

*Водосливы с тонкой стенкой (с острым ребром).* Они чаще всего применяются в качестве мерных водосливов в лабораторных условиях, а также на мелиоративных системах.

Расход потока через прямоугольный неподтопленный водослив (см. рис. 5.1, а) без бокового сжатия при свободном доступе воздуха под струю определяется по формуле

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (5.2)$$

где  $m_0$  – коэффициент расхода, рекомендуется определять по формуле Базена:

$$m_0 = (0,405 + 0,003 / H) \left[ 1 + 0,55 \left( \frac{H}{H + P_1} \right)^2 \right], \quad (5.3)$$

где  $P_1$  – высота порога водослива со стороны ВБ.

Если ширина водослива  $b$  меньше ширины подводящего русла  $B$ , то коэффициент расхода с учетом бокового сжатия рекомендуется определять по формуле Эгли:

$$m_{0c} = \left( 0,405 + 0,003 / H - 0,03 \frac{B-b}{B} \right) \left[ 1 + 0,55 \left( \frac{b}{B} \right)^2 \left( \frac{H}{H + P_1} \right)^2 \right]. \quad (5.4)$$

Подтопление водослива происходит в том случае, если  $(z/P) \leq (z/P)_к$  и  $h_6 > P$ , где  $P$  – высота порога водослива со стороны НБ;  $z$  – разность уровней воды в верхнем и нижнем бьефах.

Величину  $(z/P)_к$  определяют по специальному графику (рис. 5.5) как функцию отношения известных величин  $H/P$  (табл. 9 приложения).

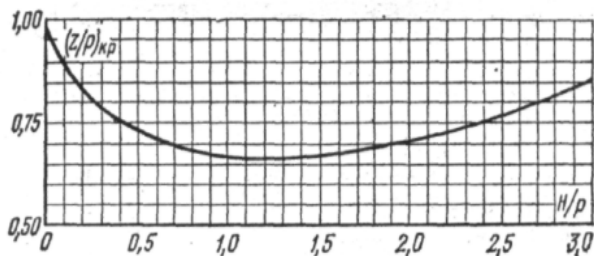


Рис. 5.5. График для определения критерия подтопления прямоугольного водослива с тонкой стенкой

По Базену коэффициент подтопления определяется по зависимости

$$\sigma_{\Pi} = 1,05 (1 + 0,2 \Delta / P) \sqrt[3]{z/H}, \quad (5.5)$$

где  $\Delta$  – превышение уровня воды в НБ над гребнем водослива,  $\Delta = h_6 - P$ .

Расход потока через треугольный неподтопленный водослив с тонкой стенкой (с острым ребром) при угле с вершиной  $\theta = 90^\circ$  (см. рис. 5.1, б) по опытам Томсона определяется по зависимости

$$Q = 1,4 \cdot H^{5/2}, \text{ м}^3/\text{с}, \quad (5.6)$$

где  $H$  – геометрический напор, м.

Расход потока через трапецидальный водослив с тонкой стенкой (рис. 5.1, в) в виде равнобедренной трапеции  $\text{ctg}\theta = 0,25$  ( $\theta = 14^\circ$ ) по исследованиям Чиполетти определяется по зависимости

$$Q = 1,86 \cdot b \cdot H^{3/2}, \text{ м}^3/\text{с}, \quad (5.7)$$

где  $H$  – геометрический напор, м.

*Водосливы практических профилей.* Расход через водослив практического профиля определяется по формуле (5.1). По характеру истечения потока они бывают безвакуумные и вакуумные.

Построение профиля безвакуумных водосливов криволинейного очертания выполняется по координатам Кригера – Офицерова [1, с. 442, табл. 22.5], которые даны для напора над гребнем водослива  $H = 1,0$  м. Расчетные координаты для построения профиля получают путем умножения координат при единичном напоре на величину профилирующего напора  $H_{\text{пр}}$ , который соответствует максимальному расходу, пропускаемому через водослив. Водосливы с вакуумным криволинейным профилем строятся по координатам, полученным на основании экспериментальных исследований Н. П. Розанова [1, табл. 22.9, с. 446]. Для уменьшения динамического воздействия струи, переливающейся через водослив на дно отводящего русла (водобой) за сооружением, сопряжение водосливной грани с дном русла в НБ выполняется по цилиндрической кривой радиусом  $R$ , значение которого принимается в зависимости от высоты порога водослива  $p$  и напора  $H$ .

Для безвакуумных водосливов криволинейного очертания коэффициент расхода при профилирующем напоре принимается:

для закругленного оголовка (форма I) (см. рис. 5.3, а)  $m = 0,49$ ;

для оголовка со скошенной гранью (форма II) (см. рис. 5.3, б)  $m = 0,48$ .

Если напор над водосливом отличается от профилирующего, то коэффициент расхода рекомендуется определять по формулам Н. Н. Павловского:

для формы I при  $1,0 \geq H/H_{\text{пр}} \geq 0,80$

$$m = 0,49(0,88 + 0,12\sqrt{H/H_{\text{пр}}});$$

при  $H/H_{\text{пр}} < 0,80$

$$m = 0,49(0,785 + 0,25 H/H_{\text{пр}}); \quad (5.8)$$

для формы II при  $0,1 \leq H/H_{\text{пр}} \leq 0,5$

$$m = 0,48(0,805 + 0,31 H/H_{\text{пр}});$$

при  $H/H_{\text{пр}} > 0,50$

$$m = 0,48 (H/H_{\text{пр}})^{0,05}. \quad (5.9)$$

Для водосливов с вакуумным криволинейным профилем коэффициент расхода на 10–11 % больше, чем для аналогичных форм безвакуумных водосливов, и определяется по данным, приведенным в литературе [1, с. 447, табл. 22.10].

Для водосливов практического профиля и прямоугольного очертания (см. рис. 5.2, а) коэффициент расхода рекомендуется определять по зависимости

$$m = 0,42(0,7 + 0,185 H/S), \quad (5.10)$$

для такого же профиля с закруглением входного ребра или его наклоном в сторону верхнего бьефа коэффициент расхода определяется по зависимости

$$m = 0,44(0,7 + 0,185 H/S). \quad (5.11)$$

Для водосливов практического профиля трапециoidalного и полигонального очертаний (см. рис. 5.3, б, в) коэффициент расхода зависит от отношений  $P_1/H$  и  $H/S$ , а также от коэффициентов заложения верховой  $m_v$  и низовой  $m_n$  граней и приводится в табл. 10 приложения.

Влияние бокового сжатия на пропускную способность водослива учитывается введением в формулу (5.1) коэффициента бокового сжатия  $\varepsilon$ , значение которого рекомендуется определять по формуле Е. А. Замарина:

$$\varepsilon = 1 - a \frac{H_0}{b + H_0}, \quad (5.12)$$

где  $a$  – коэффициент, учитывающий форму оголовков устоев или бычков в плане, и принимается в зависимости от формы:

прямоугольной  $a = 0,20$ ;

полуциркульной или заостренной  $a = 0,11$ ;

криволинейной заостренной  $a = 0,06$ ;

$b$  – ширина водосливного фронта, или пролета водослива.

Безвакуумный водослив практического профиля будет подтоплен при совместном выполнении двух условий:

1) в нижнем бьефе за водосливом образуется надвинутый (затопленный) гидравлический прыжок;

2) бытовая глубина  $h_6$  больше, чем высота водослива со стороны нижнего бьефа, т. е.  $h_6 > P$ .

Для вакуумного водослива практического профиля первое условие остается таким же, а второе имеет следующий вид:

$$\frac{\Delta}{H_0} = \frac{h_6 - P}{H_0} - 0,15 . \quad (5.13)$$

Расход потока через подтопленный водослив определяется по зависимости

$$Q = \sigma_n mb \sqrt{2g H_0^{3/2}}, \quad (5.14)$$

где  $\sigma_n$  – коэффициент подтопления, принимается для безвакуумных водосливов, очерченных по координатам Кригера – Офицера, по данным, приведенным в литературе, а для вакуумных водосливов криволинейного очертания – по данным, приведенным в табл. 11 приложения.

*Водосливы с широким порогом.* Расход потока при свободном истечении через водослив определяется по формуле (5.1), в которой коэффициент расхода принят

$$m = \varphi \cdot \kappa \sqrt{1 - \kappa}, \quad (5.15)$$

где  $\kappa$  – относительная глубина потока на пороге водослива при свободном истечении, т. е.  $\kappa = h/H_0$ .

По данным Д. И. Кумина, коэффициент расхода водослива с широким порогом без бокового сжатия зависит от конструкции входного оголовка и отношения  $P_1/H$  и приводится в литературе [1, табл. П.XVIII], он изменяется в пределах  $m = 0,30 - 0,38$ .

Боковое сжатие потока на водосливе с широким порогом учитывается коэффициентом расхода, который может быть определен по формулам В. В. Смыслова:

для водосливов с неплавным входом по типу обратных стенок

$$m_c = 0,3 + 0,08 bH/\Omega_{\text{ВВ}}; \quad (5.16)$$

при сопряжении на входе по типу конусов

$$m_c = 0,3 + 0,08/(1+2b \operatorname{ctg}\theta), \quad (5.17)$$

где  $\Omega_{\text{ВВ}}$  – площадь живого сечения потока в верхнем бьефе перед водосливом;

$\theta$  – угол у основания конуса (коэффициент откоса).

Подтопление водослива с широким порогом будет наблюдаться при выполнении условия

$$\frac{\Delta}{H_0} = \frac{h_6 - P}{H_0} \geq \kappa_2, \quad (5.18)$$

где  $\kappa_2$  – относительная глубина на пороге водослива  $\kappa_2 = h_2/H_0$ ; может быть определена из уравнения (5.15) или табл. 12 приложения.

Расход потока, протекаемый через подтопленный водослив с широким порогом, определяется по уравнению (5.14), а коэффициент подтопления принимается из табл. 13 приложения. Значения коэффициентов подтопления приведены при среднем значении  $m = 0,34$  и  $\varphi_n = 0,90$  в зависимости от  $\Delta/H_0$  и  $\varepsilon_{\text{НБ}} = b \cdot \Delta/\Omega_{\text{НБ}}$ , где  $\Omega_{\text{НБ}}$  – площадь живого сечения потока за водосливом в нижнем бьефе сооружения.

В ряде гидравлических расчетов требуется знать минимальную глубину за сооружением, т. е. сжатую и сопряженную с ней глубины. Сжатую глубину можно определить из уравнения расхода водослива:

$$Q = \varphi b h_c \sqrt{2g(E_0 - h_c)},$$

или

$$q = \varphi h_c \sqrt{2g(E_0 - h_c)}, \quad (5.19)$$

где  $\varphi$  – коэффициент скорости водослива;

$E_0$  – удельная энергия падающего потока относительно дна нижнего бьефа,  $E_0 = H_0 + P$ .

Сжатая глубина из уравнения (5.19) может быть определена аналитически, но решение имеет довольно сложный вид. Для упрощения решения профессором И. И. Агроскиным вводится понятие относительной сжатой глубины  $\tau_c = h_c/E_0$  и уравнение (5.19) приводится к следующему виду:

$$\frac{q}{\varphi E_0^{3/2}} = 4,43\tau_c \sqrt{1 - \tau_c} = \Phi(\tau_c). \quad (5.20)$$

По данному уравнению рассчитаны специальные таблицы и определение сжатой глубины  $h_c$  сводится к простой математической операции. По известной величине  $\Phi(\tau_c)$  (табл. 14 приложения) находится значение  $\tau_c$  и искомая сжатая глубина  $h_c = \tau_c E_0$ .

При определении второй сопряженной глубины  $h_c''$  относительно сжатой  $h_c$  принято предположение, что за сооружением возникает совершенный гидравлический прыжок и русло прямоугольное или решается плоская задача. Введя также относительную сопряженную глубину  $\tau_c'' = h_c''/E_0$ , уравнение совершенного гидравлического прыжка будет иметь следующий вид:

$$\tau_c'' = 0,5\tau_c \left[ \sqrt{1 + 16\varphi^2(1 - \tau_c)} / \tau_c - 1 \right]. \quad (5.21)$$

Глубина  $h_c''$  при известных  $q$ ,  $\varphi$ ,  $E_0$  находится аналогично, как и сжатая глубина, с помощью табл. 14 приложения.

Следует отметить, что при гидравлическом расчете нижнего бьефа гидротехнических сооружений обычно вторую сопряженную глубину  $h_c''$  называют глубиной, сопряженной с жатой  $h_c$ , и обозначают  $h_c^c$ .

### 5.1.2. Сопряжение потока в нижнем бьефе сооружения

Расчет сопряжения бьефов является ответственным этапом гидравлического расчета, от правильного решения которого зависят надежность работы и устойчивость гидротехнических сооружений в процессе эксплуатации.

При движении потока через водослив выделяются три режима сопряжения поступающей в нижний бьеф (НБ) струи с потоком в нижнем бьефе:





Рис. 5.8. Поверхностно-донный режим сопряжения потоков в НБ сооружения

Два последних режима сопряжения бьефов применяются на практике для средне- и высоконапорных сооружений. В условиях Республики Беларусь используются низконапорные сооружения, для которых применяется сопряжение бьефов с донным режимом. Поэтому в данных методических указаниях более детально рассматривается этот режим сопряжения бьефов. Поверхностный и смешанный донно-поверхностный режимы сопряжения бьефов в доступной форме и достаточно полно излагаются в учебной литературе.

Рассмотрение донного режима сопряжения бьефов приводится на примере криволинейного водослива практического профиля. При этом считается, что на участке сопряжения русло в нижнем бьефе достаточно широкое, чтобы движение можно было считать плоским, а уклон дна его находится в пределах  $i_k > i > 0$ . Тогда глубина потока в нижнем бьефе при равномерном движении  $h_0$  и будет бытовой глубиной  $h_б$ . Если уклон дна отводящего русла  $i \leq 0$ , то движение в нем будет неравномерное.

Поток, переливающийся через водослив, в нижнем бьефе его имеет минимальную глубину, которая называется сжатой  $h_c$  (см. рис. 5.6). Величина сжатой глубины всегда меньше критической глубины  $h_k$ , т. е. имеет место неравенство  $h_c < h_k$ . В отдельных случаях, когда бытовая глубина  $h_б$  больше высоты порога водослива  $p$  и водослив находится в затопленном состоянии, то сжатая глубина не формируется.

Так как уклон дна отводящего русла  $i < i_k$ , то поток в нижнем бьефе водослива находится в спокойном состоянии, т. е.  $h_б > h_k$ . Поэтому сопряжение переливающейся через водослив струи с потоком нижнего бьефа происходит в форме гидравлического прыжка.

Вид гидравлического прыжка определяется значением параметра

кинетичности потока. Так как до расчета значение глубины  $h_c$  неизвестно, то пока неизвестно значение  $\Pi_{к.б}$ . Поэтому при определении вида гидравлического прыжка удобнее рассматривать параметр кинетичности потока в нижнем бьефе: при  $\Pi_{к.б} \leq 0,375$  – совершенный гидравлический прыжок, а при  $\Pi_{к.б} > 0,375$  – волнистый гидравлический прыжок. Затем определяется вторая сопряженная глубина  $h_c''$  относительно  $h_c$  для конкретного вида гидравлического прыжка, которая показывает удельную потенциальную энергию потока относительно сжатого сечения.

Местоположение гидравлического прыжка относительно водослива, а следовательно, и тип сопряжения потоков определяются по соотношению второй сопряженной глубины  $h_c''$  и глубины потока в нижнем бьефе  $h_б$ . Рассмотрим эти типы сопряжения переливающейся через водослив струи с потоком нижнего бьефа.

1. Вторая сопряженная глубина  $h_c''$  больше бытовой глубины  $h_б$ , т. е.  $h_c'' > h_б$ . Для этого типа сопряжения энергия потока в сжатом сечении превышает энергию потока в бытовом состоянии на величину, большую, чем потери энергии в гидравлическом прыжке. Поток продолжает движение в бурном состоянии в виде кривой подпора до некоторой глубины  $h_б'$ , являющейся первой сопряженной глубиной с  $h_б$ . Начало гидравлического прыжка будет в сечении с глубиной  $h_б'$ , которая определяется при известной второй сопряженной глубине, равной  $h_б$ , т. е.

$$h_б' = 0,5h_б(\sqrt{1 + 8\Pi_{к.б}} - 1), \quad (5.22)$$

где  $\Pi_{к.б}$  – параметр кинетичности потока, рассчитанный по  $h_б$ ,  $\Pi_{к.б} = \frac{\alpha Q^2 B}{g\omega^3} = \frac{\alpha q_б^2}{gh_б^3}$ ;

$q_б$  – удельный расход потока в отводящем русле,  $q_б = Q/b_p$ ;

$b_p$  – ширина отводящего русла.

Длина крепления отводящего русла при отогнанном положении гидравлического прыжка определяется как сумма

$$\ell_{кр} = \ell_{отг} + \ell_{пр} + \ell_{п.п.}, \quad (5.23)$$

где  $\ell_{отг}$  – длина отгона гидравлического прыжка;

$\ell_{пр}$  – длина гидравлического прыжка;

$\ell_{п.п.}$  – длина послепрыжкового участка.

Длина отгона гидравлического прыжка определяется как кривая подпора типа  $Ic$  по уравнению (4.27) для установившегося неравно-

мерного движения (рис. 5.9), граничными глубинами которой являются сжатая глубина  $h_c$  и первая сопряженная глубина гидравлического прыжка  $h_6'$ . Расчет сжатой глубины приведен выше.

Длина гидравлического прыжка может быть определена по любому известному в гидравлике уравнению, а послепрыжкового участка – по уравнению М. С. Вызго.

2. Вторая сопряженная глубина  $h_c''$  равна бытовой глубине  $h_6$ , т. е.  $h_c'' = h_6$ . Для этого типа сопряжения энергия потока в сжатом сечении превышает энергию потока в бытовом состоянии только на величину потерь энергии в гидравлическом прыжке. Имеет место предельное положение гидравлического прыжка относительно водослива, т. е. начало гидравлического прыжка соответствует сжатому сечению (см. рис. 5.6).

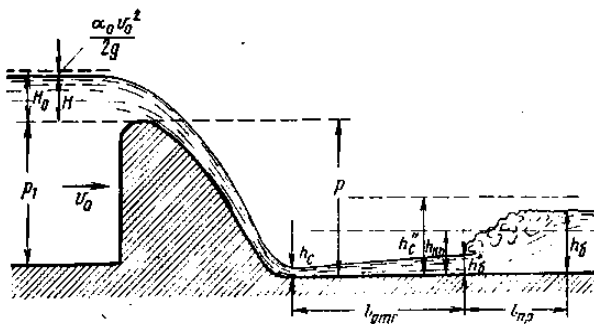


Рис. 5.9. Донный режим сопряжения потоков в НБ сооружения с отогнанным положением гидравлического прыжка

Длина крепления отводящего русла при предельном положении гидравлического прыжка определяется по уравнению (5.23) при условии, что длина отгона его отсутствует, т. е.  $l_{отт} = 0$ .

3. Вторая сопряженная глубина  $h_c''$  меньше бытовой глубины  $h_6$ , т. е.  $h_c'' < h_6$ . Для этого типа сопряжения энергии потока в сжатом сечении может быть меньше энергии потока при бытовой глубине (или может превышать ее на величину, меньшую, чем потеря энергии в гидравлическом прыжке). Имеет место сопряжение потока с надвинутым относительно водослива гидравлическим прыжком (рис. 5.10).

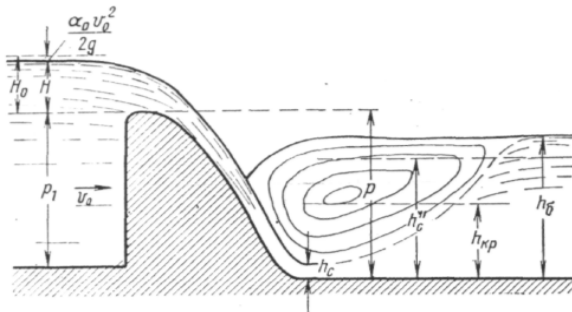


Рис. 5.10. Донный режим сопряжения потоков в НБ сооружения с надвинутым положением гидравлического прыжка

Длина крепления отводящего русла при надвинутом положении гидравлического прыжка относительно водослива определяется также по уравнению (5.23) при условии, что длина отгона его отсутствует,  $\ell_{отг} = 0$ , а гидравлический прыжок будет затопленным. Длина гидравлического прыжка определяется по уравнению

$$\ell_{пр} = 3 h_c'' \quad (5.24)$$

В гидротехнической практике сооружения чаще всего работают при переменном расходе, который меняется от минимального до максимального. При изменении расхода меняется удельная энергия падающего потока относительно дна нижнего бьефа  $E_0$ , а также глубина и скорость потока в нижнем бьефе и тем самым создаются различные условия при сопряжении бьефов.

Отсюда возникает необходимость выявления того расхода, при котором создаются наиболее неблагоприятные условия сопряжения потоков в нижнем бьефе, который называется расчетным расходом для сопряжения бьефов. Так как скорости движения потока в нижнем бьефе при бытовом режиме не зависят от характера сопряжения бьефов, то критерием для выбора расчетного расхода будет длина отгона гидравлического прыжка.

Наиболее неблагоприятные условия сопряжения будут при наибольшей длине отгона гидравлического прыжка, так как в этом случае потребуются для сопряжения с надвинутым прыжком и наибольшие размеры водобойного сооружения.

Максимальный расход не всегда создает в нижнем бьефе наибольшую длину отгона гидравлического прыжка и поэтому не всегда явля-

ется расчетным расходом. За расчетный расход по И. И. Агроскину принимается расход, при котором разность  $h_c'' - h_6$  будет максимальной, которой будут пропорциональны длина отгона гидравлического прыжка и размеры водобойного сооружения. Применительно к выявленному расчетному расходу  $Q_p$  должны выполняться окончательные расчеты сопряжения в нижнем бьефе и расчет соответствующих сооружений. Методика определения расчетного расхода будет приведена ниже на цифровом примере.

Для обеспечения сопряжения с надвинутым гидравлическим прыжком необходимо создать в нижнем бьефе соответствующую глубину с помощью специальных устройств (гасителей энергии), гарантирующих затопление гидравлического прыжка. К таким устройствам (гасителям энергии) относятся следующие:

1) водобойный колодец (рис. 5.11), образованный низовым уступом;

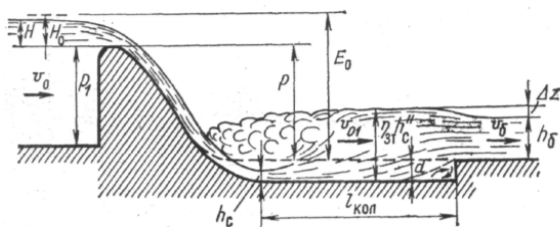


Рис. 5.11. Схема водобойного колодца

2) водобойная стенка (рис. 5.12);

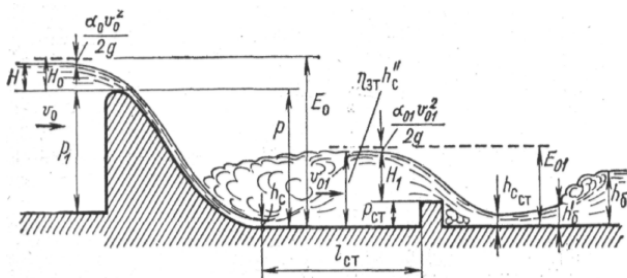


Рис. 5.12. Схема водобойной стенки

3) комбинированный водобойный колодец (рис. 5.13).

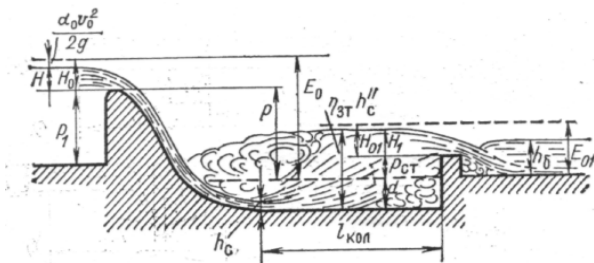


Рис. 5.13. Схема комбинированного водобойного колодца

При донном режиме сопряжения поток обладает повышенной размывающей способностью, вследствие чего ниже гасителя энергии происходит местный размыв, где русло также крепится каменной наброской или отмошкой, сборными бетонными или железобетонными плитами и т. п.

Гидравлический расчет каждого названного выше гасителя энергии имеет свои существенные особенности. Поэтому методика расчета приводится для каждого из них отдельно.

1. Гидравлический расчет водобойного колодца. Для того чтобы обеспечить сопряжение потоков в нижнем бьефе водослива в форме надвинутого гидравлического прыжка с устойчивым положением, энергию потока относительно сжатого сечения искусственно увеличивают и глубину водобойного колодца определяют по зависимости

$$d_k = \eta_{зт} h_c'' - (h_6 + \Delta Z), \quad (5.25)$$

где  $\eta_{зт}$  – коэффициент затопления гидравлического прыжка; принимается в расчетах  $\eta_{зт} = 1,05-1,10$  [1, с. 495];

$\Delta Z$  – перепад при выходе потока из водобойного колодца в отводящее русло, вычисляется по формуле

$$\Delta Z = \frac{q_6^2}{2g\varphi_n^2 h_6^2} - \frac{\alpha q_6^2}{2g(h_c'')^2}; \quad (5.26)$$

где  $\varphi_n$  – коэффициент скорости подтопленного водослива с широким порогом.

Если пренебречь скоростным напором, соответствующим средней скорости в водобойном колодце  $\alpha V_0^2 / (2g) = \alpha q_6^2 / [2g (h_c'')^2]$ , то

$$\Delta Z = \frac{q_6^2}{2g\varphi_{\Pi}^2 h_6^2} . \quad (5.27)$$

Расчет глубины водобойного колодца  $d_k$  ведется путем последовательных приближений, так как глубина  $h_c''$  определялась с учетом заранее неизвестной его глубины. Во втором приближении уточняется удельная энергия потока в верхнем бьефе, найденная по отношению ко дну нижнего бьефа, т. е.

$$E_{01} = E_0 + d_{к1},$$

где  $d_{к1}$  – глубина водобойного колодца, рассчитанная в первом приближении.

Соответственно изменится  $\Phi(\tau_c)$  и вторая сопряженная глубина, которая будет равна  $h_{c1}''$ . Во втором приближении глубина водобойного колодца будет

$$d_{к2} = \eta_{\text{вт}} h_{c1}'' - (h_6 + \Delta Z).$$

Расчет выполняется до тех пор, пока расхождение между двумя последними приближениями в определении  $d_k$  будет менее заданной точности, которая в технических расчетах обычно принимается в пределах  $\pm 5\%$ .

Длина водобойного колодца должна быть достаточной для надежного размещения в его пределах гидравлического прыжка. В данном случае гидравлический прыжок с низовой стороны подпирается уступом на выходе из водобойного колодца, т. е. образуется подпертый гидравлический прыжок. При устройстве водобойного колодца за водосливом практического профиля криволинейного очертания его длина будет

$$\ell_{\text{кол}} = 3 h_c''.$$

2. Гидравлический расчет водобойной стенки. Водобойная стенка (см. рис. 5.12) так же, как и водобойный колодец, предназначена для создания такой глубины за водосливом в нижнем бьефе, которая обеспечивает сопряжение в форме надвинутого гидравлического прыжка. При устройстве водобойной стенки отметка дна на водобое сохраняется без изменения.

При гидравлическом расчете водобойной стенки определяются ее высота  $P_{ст}$  и расстояние от сжатого сечения в нижнем бьефе до водобойной стенки  $\ell_{ст}$ .

Водобойные стенки применяют обычно прямоугольного или трапецидального прямолинейного очертания, и в зависимости от относительной ширины гребня  $S/H$  они могут представлять собой водослив с тонкой стенкой или практического профиля. Значение коэффициента расхода для данных водобойных стенок обычно принимается  $m = 0,40 - 0,42$ .

Высота водобойной стенки определяется исходя из условия получения перед ней такой глубины, чтобы образовался надвинутый гидравлический прыжок:

$$\eta_{вт} h_c'' = P_{ст} + H_{ст}, \quad (5.28)$$

где  $H_{ст}$  – напор над гребнем водобойной стенки (см. рис. 5.12).

Расчет ведется в следующей последовательности. В первом приближении предполагается, что истечение через водобойную стенку свободное и из формулы расхода водослива находится полный напор

$$H_{0ст} = \left( \frac{q_б}{m\sqrt{2g}} \right)^{2/3},$$

а затем определяются средняя скорость потока перед водобойной стенкой

$$V_{0ст} = q_б / (\eta_{вт} h_c'')$$

и геометрический напор

$$H_{ст} = H_{0ст} - \alpha_0 V_{0ст}^2 / (2g).$$

Вторая сопряженная глубина  $h_c''$  вычисляется по приведенной выше методике.

Затем определяется характер истечения потока через водобойную стенку. Если  $P_{ст} < h_б$  и  $h''_{с. ст} < h_б$ , то за водобойной стенкой будет надвинутый гидравлический прыжок и истечение подтопленное. Для определения второй сопряженной глубины  $h''_{с. ст}$  за водобойной стенкой вычисляется функция

$$\Phi(\tau_c)_{\text{ст}} = \frac{q_6}{\phi E_{0\text{ст}}^{3/2}},$$

где  $E_{0\text{ст}}$  – удельная энергия падающего потока через водобойную стенку относительно дна нижнего бьефа,  $E_{0\text{ст}} = P_{\text{ст}} + H_{0\text{ст}}$ .

По  $\Phi(\tau_c)_{\text{ст}}$  из табл. 14 приложения находится величина  $\tau''_{\text{с.ст}}$  и вторая сопряженная глубина  $h''_{\text{с.ст}} = \tau''_{\text{с.ст}} E_{0\text{ст}}$ .

При подтопленном истечении уточняется напор над гребнем водобойной стенки с учетом коэффициента подтопления, который принимается из табл. 11 приложения по величине  $\Delta/H_{0\text{ст}} = (h_6 - P_{\text{ст}}) / H_{0\text{ст}}$ .

Тогда

$$H_{0\text{ст}} = \left( \frac{q_6}{\sigma_n m \sqrt{2g}} \right)^{2/3} \text{ и } H_{\text{ст}} = H_{0\text{ст}} - \frac{\alpha V_0^2}{2g}.$$

Уточненная высота водобойной стенки будет

$$P_{\text{ст.1}} = \eta_{\text{вт}} h_{\text{с}}'' - H_{\text{ст.}}$$

Далее необходимо повторить уточнение коэффициента подтопления, величины напора и высоты водобойной стенки. Уточнение выполняется до тех пор, пока расхождение между двумя последними расчетами в определении  $P_{\text{ст}}$  будет менее заданной точности, которая в технических расчетах обычно принимается в пределах  $\pm 5\%$ .

Если за водобойной стенкой гидравлический прыжок будет отогнан, т. е.  $h''_{\text{с.ст}} > h_6$ , тогда предусматривают вторую водобойную стенку с высотой, которая рассчитывается аналогично. Если за второй водобойной стенкой вновь получится отогнанный гидравлический прыжок, то устанавливается и третья водобойная стенка.

Расстояние от сжатого сечения до верховой грани водобойной стенки принимается, как и в случаях водобойного колодца,  $\ell_{\text{ст}} = 3h''_{\text{с}}$ .

3. Гидравлический расчет комбинированного водобойного колодца. Комбинированный водобойный колодец так же, как и водобойный колодец, и водобойная стенка, создается для того, чтобы получить в нижнем бьефе за водосливом такую глубину, при которой сопряжение происходило бы с надвинутым гидравлическим прыжком (см. рис. 5.13). Комбинированный водобойный колодец представляет собой водобойный колодец с глубиной  $d_{\text{к}}$  и установленной на выходе

водобойной стенкой высотой  $P_{ст}$ . При напоре над гребнем водобойной стенки  $H_{ст}$  глубина воды в комбинированном водобойном колодце составит:

$$\eta_{зт} h_c'' = d_k + P_{ст} + H_{ст}. \quad (5.29)$$

Так как в уравнении (5.29) неизвестны глубина водобойного колодца  $d_k$  и высота водобойной стенки  $P_{ст}$ , то обычно задаются высотой стенки с таким условием, чтобы гидравлический прыжок за ней находился в надвинутом положении. При этом предлагается следующая методика гидравлического расчета.

Сначала принимается, что высота водобойной стенки и глубина водобойного колодца равны. Тогда в первом приближении определяется высота водобойной стенки из зависимости (5.29):

$$P_{ст.1} = 0,5 (\eta_{зт} h_c'' - H_{ст}). \quad (5.30)$$

Затем проверяется местоположение гидравлического прыжка за водобойной стенкой, т. е. вычисляется  $h''_{с.ст}$  и сравнивается с бытовой глубиной  $h_б$ . При отогнанном положении гидравлического прыжка относительно водобойной стенки, т. е. при  $h''_{с.ст} > h_б$ , высоту  $P_{ст1}$  уменьшают в зависимости от превышения  $h''_{с.ст}$  над  $h_б$  и снова проверяется его положение относительно стенки. Высота водобойной стенки принимается такой величины, чтобы гидравлический прыжок за ней находился в надвинутом положении.

После этого проверяется условие истечения потока через водобойную стенку. При выполнении неравенств

$$h''_{с.ст} < h_б \quad \text{и} \quad P_{ст1} < h_б$$

истечение через водобойную стенку будет подтопленное. В этом случае определяется коэффициент подтопления  $\sigma_n$  и уточняются напор  $H_{ст}$  над порогом водобойной стенки и ее высота. Данный расчет выполняется по аналогичной методике, как для отдельной водобойной стенки, которая приведена выше.

Затем по зависимости (5.29) после ряда приближений так же, как для отдельного водобойного колодца, находится его глубина:

$$d_k = \eta_{зт} h_c'' - (P_{ст} + H_{ст}). \quad (5.31)$$

Длина комбинированного водобойного колодца определяется из тех же условий, что и водобойного колодца, и водобойной стенки:

$$l_{к.к} = 3h_c'' . \quad (5.32)$$

В данной теме рассмотрены очень важные вопросы по сопряжению бьефов гидротехнических сооружений и расчету классических водобойных сооружений (гасителей энергии) и, как отмечалось ранее, от правильного решения которых зависит надежность работы и устойчивость их в процессе эксплуатации. Ряд примеров по этой теме рассмотрены в подразделе 5.2.

### Вопросы для самоконтроля

1. Какое гидротехническое сооружение называется водосливом? От каких параметров зависит величина расхода водослива?
2. Какие водосливы относятся к водосливам с тонкой стенкой (острым ребром) и где в практике они применяются?
3. Как учитывается при определении расхода боковое сжатие в прямоугольных водосливах с тонкой стенкой?
4. При каких условиях прямоугольный водослив с тонкой стенкой будет подтоплен и как учитывается подтопление водослива?
5. Какие водосливы относят к водосливам практического профиля и какой формы они бывают?
6. Какой принцип положен в основу построения безвакуумного водослива практического профиля криволинейного очертания?
7. Какой напор называется проектным, или профилирующим, при построении водослива практического профиля и как определить коэффициент расхода, если напор отличается от проектного?
8. От чего зависит и как учитывается боковое сжатие в водосливной плотине практического профиля?
9. При каких условиях водослив практического профиля будет подтоплен и как учитывается подтопление в формуле расхода водослива?
10. Какие водосливы относят к водосливам с широким порогом и от каких факторов зависит коэффициент расхода?
11. Когда водослив с широким порогом считается подтопленным и как определить пропускную способность подтопленного и неподтопленного водослива?
12. Какие в практике гидротехники выделяют режимы сопряжения бьефов?

13. Почему донный режим сопряжения бьефов называется таким образом?
14. Как определить местоположение гидравлического прыжка относительно сооружения?
15. Как определить длину крепления русла в нижнем бьефе при разном положении гидравлического прыжка относительно сооружения?
16. Зачем определяется расчетный расход для нижнего бьефа сооружения?
17. На основании каких условий определяется расчетный расход для нижнего бьефа?
18. Как определяются параметры водобойного колодца?
19. Как определяются параметры водобойной стенки?
20. По типу какого сооружения работает водобойная стенка?
21. В каких случаях применяется комбинированный водобойный колодец и как определяются его параметры?
22. Из каких условий определяется длина от сжатого сечения в нижнем бьефе сооружения до уступа водобойного колодца, т. е. длина водобойного колодца?

## 5.2. Примеры решения типовых задач

**Пример 5.1.** Определить число пролетов  $n_n$  открытого водосброса, который представляет водослив практического профиля криволинейной формы, очерченный по координатам Кригера – Офицерова (форма I), и его высоту  $P$  со стороны НБ, если НПУ (нормальный подпорный уровень) находится на отметке порога водослива (рис. 5.14) при приведенных ниже условиях.

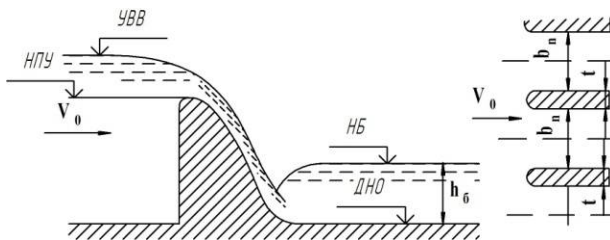


Рис. 5.14. Расчетная схема открытого водосброса

## Расчетные условия

Отметки:

уровня высоких вод (УВВ).....	127,5 м;
нормального подпорного уровня (НПУ).....	124,7 м;
дна в нижнем бьефе (дно).....	116,9 м;
уровня воды в НБ (УВ).....	126,7 м;
Расчетный расход $Q$ .....	420 м <sup>3</sup> /с;
Ширина пролета водослива $b_n$ .....	5 м;
Скорость потока перед водосливом $V_0$ .....	0,95 м/с;
Форма устоев (бычков) $a$ .....	0,20;
Толщина бычков $t$ .....	0,80 м.

Отводящее русло прямоугольное шириной  $b_p = b_n n_n + (n_n - 1) t$ .

**Решение.** Число пролетов водослива определяется из уравнения расхода водослива:

$$n_n = \frac{Q}{\sigma_n \varepsilon m b_n \sqrt{2g} H^{3/2}},$$

где  $\sigma_n$  – коэффициент подтопления. Предварительно принимается течение свободным и  $\sigma_{np} = 1,0$ ;

$\varepsilon$  – коэффициент бокового сжатия потока, определяется по формуле (5.12):

$$\varepsilon = 1 - a \frac{H_0}{b_n + H_0} = 1 - 0,2 \frac{2,85}{5,0 + 2,85} = 0,927,$$

где  $a$  – коэффициент, учитывающий форму бычков в плане,  $a = 0,20$  по условию примера;

$H_0$  – полный напор.

$$H_0 = \nabla_{УВВ} - \nabla_{НПУ} + \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 127,5 - 124,7 + \frac{1,1 \cdot 0,95^2}{2 \cdot 9,81} = 2,85 \text{ м};$$

$m$  – коэффициент расхода водослива и для формы I принимается  $m = 0,49$ .

Тогда

$$n_{\text{пл}} = \frac{42,0}{1,0 \cdot 0,927 \cdot 0,49 \cdot 5,0 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 2,85^{3/2}}} = 8,7 \text{ пр.}$$

Принимается целое число пролетов  $n_{\text{п}} = 9$  пр.

Теперь проверяется характер истечения потока через водослив по двум условиям.

Первое условие выполняется, так как  $\nabla_{\text{увв}} = 126,7 \text{ м} > \nabla_{\text{нпу}} = 124,7 \text{ м}$ .

Теперь проверяется второе условие. Для этого определяется место положения гидравлического прыжка относительно сооружения. Вторую сопряженную глубину  $h''_c$  определим с помощью специальных таблиц (табл. 14 приложения). Для этих целей вычисляется вспомогательная функция (5.20):

$$\Phi(\tau_c) = \frac{q}{\varphi E_0^{3/2}} = \frac{8,17}{0,95 \cdot 10,65^{3/2}} = 0,247,$$

где  $\varphi$  – коэффициент скорости водослива. Принят  $\varphi = 0,95$ ;

$q$  – удельный расход потока в НБ сооружения,  $q = Q/b_p = 420/51,4 = 8,17 \text{ м}^3/\text{с}$  на 1 п.м.;

$b_p$  – ширина отводящего русла за сооружением,  $b_p = b_{\text{п}} n_{\text{п}} + (n_{\text{п}} - 1) t = 5 \cdot 9 + (9 - 1) \cdot 0,8 = 51,4 \text{ м}$ ;

$E_0$  – удельная энергия падающего потока относительно дна в НБ;

$E_0 = H_0 + P = H_0 + \nabla_{\text{нпу}} - \nabla_{\text{дно}} = 2,85 + 124,7 - 116,9 = 10,65 \text{ м}$ .

Тогда  $\tau_c'' = 0,414$  (табл. 14 приложения) и  $h_c'' = \tau_c'' \cdot E_0 = 0,414 \times 10,65 = 4,41 \text{ м}$ . Глубина воды в НБ сооружения

$$h_6 = \nabla_{\text{ув}} - \nabla_{\text{дно}} = 126,7 - 116,9 = 9,8 \text{ м.}$$

Так как  $h_6 = 9,8 \text{ м} > h_c'' = 4,41 \text{ м}$ , то за сооружением гидравлический прыжок находится в надвинутном положении. Следовательно, истечение потока через водослив будет подтопленное. Значение коэффициента подтопления определяется из табл. 3 приложения по величине

$$\frac{\Delta}{H_0} = \frac{h_6 - P}{H_0} = \frac{9,8 - 7,8}{2,85} = 0,702,$$

где  $\Delta$  – превышение уровня воды в НБ сооружения над порогом водослива и составляет  $\sigma_{\text{пл}} = 0,933$ .

Теперь уточняется число пролетов водосброса с учетом подтопления:

$$n_{п2} = \frac{420}{0,933 \cdot 0,927 \cdot 0,49 \cdot 5 \cdot 9 \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot 2,85^{3/2}} = 9,33 \text{ пр.}$$

Окончательно принимается число пролетов  $n_{п} = 9$ . Так как расчетное число пролетов отличается от принятого, то необходимо уточнить величину напора:

$$H_{01} = \left( \frac{Q}{\sigma_n \varepsilon m b_n n_n \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left( \frac{420}{0,933 \cdot 0,927 \cdot 0,49 \cdot 5 \cdot 9 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 2,91 \text{ м,}$$

а геометрический напор составит

$$H_I = H_{01} - \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 2,91 - \frac{1,1 \cdot 0,95^2}{2 \cdot 9,81} = 2,86 \text{ м.}$$

Тогда отметка НПУ (порога водослива) составит

$$\nabla_{\text{НПУ1}} = \nabla_{\text{УВВ}} - H_I = 127,5 - 2,86 = 124,64 \text{ м.}$$

Теперь уточняется коэффициент подтопления, для чего определяется

$$\frac{\Delta}{H_{01}} = \frac{\nabla_{\text{УВВ}} - \nabla_{\text{НПУ1}}}{H_{01}} = \frac{126,7 - 124,64}{2,91} = 0,708$$

и  $\sigma_{п2} = 0,926$ . С учетом уточненной величины коэффициента подтопления полный напор составит

$$H_{02} = \left( \frac{Q}{\sigma_{п2} \varepsilon m b_n n_n \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left( \frac{420}{0,926 \cdot 0,927 \cdot 0,49 \cdot 5 \cdot 9 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 2,93 \text{ м.}$$

Разность изменения напоров при уточнениях составляет менее 1 %. Поэтому окончательный напор принимается  $H_0 = H_{02} = 2,93$  м. Геометрический напор составит

$$H = H_0 - \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 2,93 - \frac{1,1 \cdot 0,95^2}{2 \cdot 9,81} = 2,88 \text{ м}$$

и отметка НПУ будет

$\nabla_{\text{НПУ}} = \nabla_{\text{УВВ}} - H = 127,5 - 2,88 = 124,62 \text{ м}$ ,  
а высота водослива со стороны нижнего бьефа

$$P = \nabla_{\text{НПУ}} - \nabla_{\text{ДНО}} = 124,62 - 116,9 = 7,72 \text{ м}.$$

Ответ:  $n_{\text{п}} = 9$ ;  $P = 7,72 \text{ м}$ .

**Пример 5.2.** Определить ширину  $b$  между опорами моста над трапециевидальным каналом при следующих условиях: расход воды в канале  $Q = 14,8 \text{ м}^3/\text{с}$ ,  $h_6 = 1,90 \text{ м}$ ,  $m_k = 1,50$ , ширина канала по дну  $b_k = 7,0 \text{ м}$ , опоры моста имеют прямоугольную форму в плане. Подпор воды перед мостом не должен превышать  $\Delta Z = 0,20 \text{ м}$  (рис. 5.15).

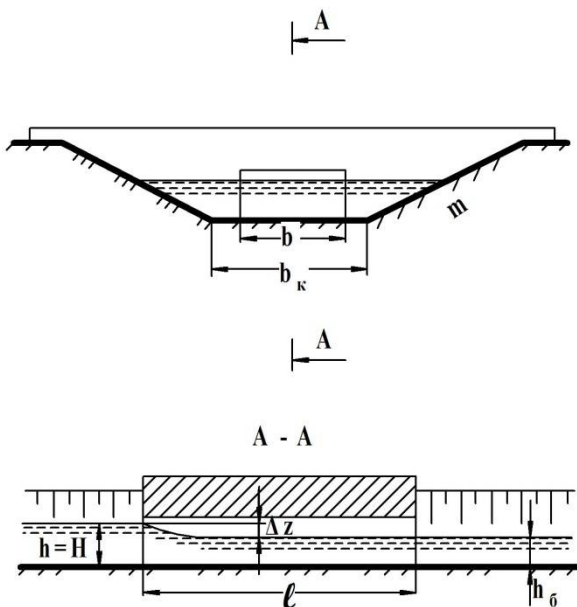


Рис. 5.15. Расчетная схема к примеру 5.2

**Решение.** Движение воды между опорами моста будет таким же, как через водослив с широким порогом при  $P = 0$ . При заданном подпоре  $\Delta Z$  глубина воды перед мостом (в данном случае напор  $H$ ) будет:

$$H = h_6 + \Delta Z = 1,90 + 0,20 = 2,10 \text{ м}.$$

Средняя скорость движения потока перед мостом

$$V_0 = Q/\omega = \frac{Q}{(b_k + m_k H)H} = \frac{14,8}{(7 + 1,5 \cdot 2,10)2,10} = 0,69 \text{ м/с}$$

и полный напор составит

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 2,10 + \frac{1,1 \cdot 0,69^2}{2 \cdot 9,81} = 2,13 \text{ м.}$$

Принимая ориентировочно  $b/b_k = 0,50$ , находим (табл. 12 приложения) значение коэффициента расхода  $m = 0,335$ .

Для проверки подтопления водослива найдем по таблице (табл. 12 приложения) при  $m = 0,335$  значение величины  $\kappa_2 = 0,85$ ;

$$\frac{\Delta}{H_0} = \frac{h_0 - P}{H_0} = \frac{1,90 - 0}{2,13} = 0,892;$$

$$\frac{\Delta}{H_0} = 0,892 > \kappa_2 = 0,85,$$

следовательно, водослив подтоплен, и истечение потока будет несвободное.

По значениям величин

$$\frac{\Delta}{H_0} = 0,892 \quad \text{и} \quad \varepsilon = \frac{b \cdot \Delta}{\Omega_{\text{НБ}}} = \frac{3,5 \cdot 1,9}{(7 + 1,5 \cdot 1,9) \cdot 1,9} = 0,355$$

(принимая ориентировочно  $b = b_k/2 = 3,5$  м) находим по таблице (табл. 13 приложения) значение коэффициента подтопления  $\sigma_{\text{п}} = 0,91$ . Из формулы расхода водослива находим ширину пролета моста:

$$\sigma = \frac{Q}{\sigma_{\text{п}} m \sqrt{2g H_0^{3/2}}} = \frac{14,8}{0,91 \cdot 0,335 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 2,13^{3/2}}} = 3,53 \text{ м.}$$

Уточнения расчета не требуется, так как ориентировочно принятое отношение  $b/b_k$  при полученной ширине пролета  $b = 3,53$  м верно.

Ответ:  $b = 3,53$  м.

**Пример 5.3.** Узел гидротехнических сооружений включает открытый водосброс (рис. 5.16), в качестве которого принят водослив практического профиля криволинейного очертания (форма I) и имеет  $n_n = 5$  пролетов, разделенных бычками (опорами моста) толщиной  $t = 0,9$  м, шириной в свету  $b_n = 6,0$  м. Отметка гребня водослива составляет  $\nabla_{гр} = 30,2$  м, нормального подпорного уровня (НПУ) (уровень верхней кромки затвора) –  $\nabla_{НПУ} = 317$  м, дна русла –  $\nabla_{дно} = 19,4$  м.

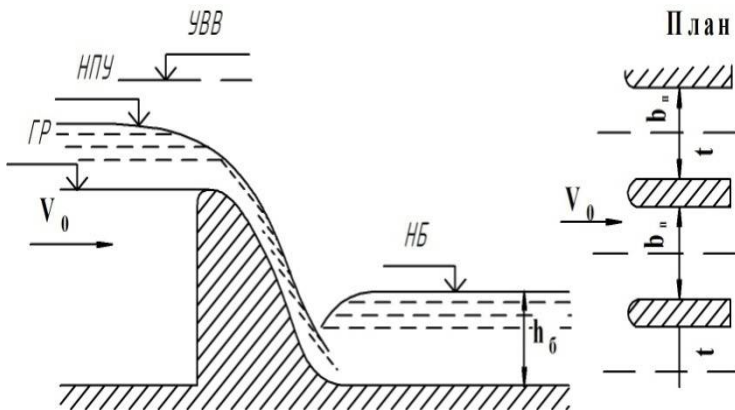


Рис. 5.16. Расчетная схема к примеру 5.3

Средняя скорость подхода потока к водосбросу при уровне высоких вод (УВВ)  $V_0 = 0,95$  м/с, а при НПУ  $V_{01} = 0,80$  м/с.

Требуется:

1. Рассчитать сопряжение потоков за водосбросом при расчетном расходе  $Q_{расч}$  для нижнего бьефа, полагая расход изменяющимся в пределах от  $Q_{max}$  при  $\nabla_{УВВ} = 32,6$  м до  $Q_{min}$  при  $\nabla_{НПУ}$ , при полностью открытых затворах. Для определения глубины  $h_6$  в реке принять русло ее прямоугольного сечения шириной  $b_p = n_n b_n + (n_n - 1) t$ , коэффициент шероховатости принят как для грубой бетонировки, а уклон дна  $i = 0,00032$ ;

2. При расчетном расходе  $Q_{расч}$  вычислить длину крепления русла в нижнем бьефе водосброса. В случае отогнанного положения гидравлического прыжка запроектировать водобойный колодец;

3. Построить профиль водослива по координатам совместно с водобойным колодцем.

**Решение.** 1. Расчет сопряжения за водосбросом. Прежде всего, установим расчетный расход для нижнего бьефа, т. е. такой, при котором создаются наиболее неблагоприятные условия, а именно: возникает наибольшая длина отгона гидравлического прыжка и, следовательно, для сопряжения с надвинутым прыжком необходима наибольшая глубина водобойного колодца.

Для определения расчетного расхода необходимо вычислить разность между второй сопряженной глубиной  $h_c''$  и бытовой глубиной  $h_b$  для ряда расходов. Расход, при котором эта разность будет наибольшей, будет расчетным для нижнего бьефа, так как при этом расходе будет наибольшая длина отгона гидравлического прыжка.

Вычислим полные напоры при отметке УВВ и НПУ:

$$H_{0 \text{ УВВ}} = \nabla_{\text{УВВ}} - \nabla_{\text{гр}} + \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 32,6 - 30,2 + \frac{1,1 \cdot 0,95^2}{2 \cdot 9,81} = 2,45 \text{ м};$$

$$H_{0 \text{ НПУ}} = \nabla_{\text{НПУ}} - \nabla_{\text{гр}} + \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 31,7 - 30,2 + \frac{1,1 \cdot 0,80^2}{2 \cdot 9,81} = 1,54 \text{ м}.$$

Задаваясь рядом напоров  $H_0$  в интервале  $2,45 \text{ м} \leq H_0 \leq 1,54 \text{ м}$ , определим коэффициенты расхода  $m_i$  по зависимости (5.6) и бокового сжатия потока  $\varepsilon_i$  по формуле (5.12), вычислим величины расходов  $Q_i$  по уравнению (5.1) при условии свободного истечения потока через водослив и вторую сопряженную глубину  $h_{c_i}''$  для различных расходов в последовательности, указанной в табл. 5.1.

Бытовую глубину  $h_b$  в отводящем русле определим при условии равномерного режима жидкости по методике, приведенной в разделе 4, и последовательности, указанной в табл. 5.1.

Таблица 5.1. Определение расчетного расхода для нижнего бьефа

№ п.п.	$H_0$ , м	$\frac{H}{H_{\text{пр}}}$	$m$	$\varepsilon$	$Q$ , м <sup>3</sup> /с	$q$ , м <sup>3</sup> /с	$E_0$ , м	$\Phi$ (τс)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	2,45	1,00	0,49	0,968	241,7	7,19	13,25	0,157
2	2,30	0,939	0,483	0,970	219,4	6,53	13,10	0,145
3	2,00	0,816	0,484	0,972	176,8	5,26	12,80	0,121
4	1,70	0,694	0,470	0,976	135,1	4,02	12,50	0,0957
5	1,54	0,629	0,462	0,978	114,7	3,41	12,34	0,0828

Окончание табл. 5.1

№ п.п.	$\tau_c''$	$h_c''$ , м	$F(R)_{г.л.}$ , м <sup>3</sup> /с	$R_{г.л.}$ , м	$b_p/R_{г.л.}$	$h/R_{г.л.}$	$h_6$ , м	$h_c'' - h_6$ , м	Примечание
1	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	0,337	4,47	1688,9	3,60	9,33	0,989	3,56	0,905	$\alpha = 0,11$
2	0,325	4,26	1533,1	3,47	9,68	0,968	3,36	0,898	$n = 0,017$
3	0,297	3,80	1235,4	3,19	10,53	0,908	2,90	0,902	$P = 10,8$ м
4	0,267	3,34	944,0	2,88	11,67	0,847	2,44	0,898	–
5	0,249	3,07	801,5	2,71	12,40	0,814	2,21	0,863	–

Из табл. 5.1 видно, что максимальному значению разности  $h_c'' - h_6 = 4,47 - 3,56 = 0,905$  м соответствует расчетный расход  $Q_{расч} = 41,7$  м<sup>3</sup>/с. На этом расходе должно быть рассчитано сопряжение в нижнем бьефе водосброса.

Так как  $h_c'' = 4,47$  м  $>$   $h_6 = 3,56$  м, то имеет место отогнанный гидравлический прыжок.

2. Расчет длины крепления русла и водобойного колодца. Предварительно проверим истечение потока через водослив. Для этого определим высоту водослива со стороны нижнего бьефа:

$$P = \nabla_{гр} - \nabla_{дно} = 30,2 - 19,4 = 10,8 \text{ м.}$$

Так как  $P = 10,8$  м  $>$   $h_6 = 3,56$  м (см. табл. 5.1), следовательно, истечение через водослив свободное и уточнения расчетного расхода не требуется.

Длина крепления русла в нижнем бьефе водосброса при отогнанном положении гидравлического прыжка определяется по зависимости (5.23).

Длину отгона гидравлического прыжка определим как длину кривой свободной поверхности потока при установившемся неравномерном движении жидкости по уравнению (4.27). Граничными глубинами для нее будут:

сжатая глубина  $h_c$  за сооружением (см. рис. 5.9), равная начальной глубине  $h_{нач}$ :

$$h_c = h_{нач} = \tau_c E_0 = 0,0362 \cdot 13,25 = 0,480 \text{ м,}$$

где  $\tau_c$  – относительная сжатая глубина, принятая из таблицы (табл. 14 приложения) по зависимости  $\Phi(\tau_c) = 0,157$ , соответствующая  $Q_{расч}$  (см. табл. 5.1);

$E_0$  – удельная энергия верхнего бьефа относительно дна нижнего бьефа, соответствующая  $Q_{\text{расч}}$  (см. табл. 5.1);

первая сопряженная глубина  $h'_6$  гидравлического прыжка, равная конечной глубине  $h_{\text{кон}}$ , определяется по уравнению

$$h'_6 = 0,5h_6(\sqrt{1+8\Pi_{\text{к.б}}} - 1) = 0,5 \cdot 3,56(\sqrt{1+8 \cdot 0,128} - 1) = 0,752 \text{ м,}$$

где  $\Pi_{\text{к.б}}$  – параметр кинетичности потока, рассчитанный по бытовой глубине  $h_6$ , которая является второй сопряженной глубиной гидравлического прыжка.

$$\Pi_{\text{к.б}} = \frac{\alpha q^2}{gh_6^3} = \frac{1,1 \cdot 7,19^2}{9,81 \cdot 3,56^3} = 0,128.$$

Так как  $\Pi_{\text{к.б}} = 0,128 < 0,375$ , то в нижнем бьефе водосброса возникает совершенный гидравлический прыжок и уравнение совершенного гидравлического прыжка применено верно.

Методика расчета длины кривой свободной поверхности потока приводится в разделе 4, а ее расчет – в табл. 5.2.

Таблица 5.2. Расчет длины отгона гидравлического прыжка

Номер сечения	$h$ , м	$\Delta h$ , м	$\omega$ , м <sup>2</sup>	$\chi$ , м	$R$ , м	$C\sqrt{R}$ , м/с	$Q'$ , м <sup>3</sup> /с	$Z$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	0,480	0,272	16,13	34,56	0,467	36,20	10,44	0,0432
2	0,752		25,27	35,10	0,720	47,75	21,56	0,0893

Окончание табл. 5.2

Номер сечения	$\Delta Z$	$\frac{a}{i}$	$\Pi'_k$	$1-\Pi'_{\text{к.ср}}$	$\Phi(Z)$	$\Delta\Phi(Z)$	[13]×[15]	[10]-[16]	$\ell_{\text{н-в}}$ , м [11]× [17]
1	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	0,0461	18438,2	0,0979	0,897	0,0432	0,0461	0,0414	0,00475	87,6
2			0,109		0,893				

Длину совершенного гидравлического прыжка определим по формуле Н. Н. Павловского:

$$\ell_{\text{пр}} = 2,5(1,9h'' - h') = 2,5(1,9h_6 - h'_6) = 15,0 \text{ м,}$$

а длину послепрыжкового участка – по формуле М. С. Вызго:

$$\ell_{\text{п.п}} = \frac{0,4}{n} \cdot h_6 = \frac{0,4}{0,017} \cdot 3,56 = 83,8 \text{ м.}$$

Тогда длина крепления русла в нижнем бьефе водосброса

$$\ell_{\text{кр}} = \ell_{\text{отг}} + \ell_{\text{пр}} + \ell_{\text{п.п}} = 87,6 + 15,0 + 83,8 = 186,4 \text{ м.}$$

Так как длина крепления русла достигает значительной величины, то необходимо запроектировать водобойное сооружение (гаситель энергии), в качестве которого в примере рекомендуется водобойный колодец.

Глубина водобойного колодца определяется по зависимости (5.25) и в первом приближении

$$d_{\text{к1}} = \eta_{\text{вт}} h_c'' - (h_6 + \Delta Z) = 1,075 \cdot 4,47 - (3,56 + 0,122) = 1,134 \text{ м,}$$

где  $\Delta Z$  – перепад при выходе потока из водобойного колодца, определяется по зависимости (5.26):

$$\Delta Z = \frac{q_6^2}{2g\varphi_{\text{п}}^2 h_6^2} - \frac{\alpha q_6^2}{2g(h_c'')^2} = \frac{7,19^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 0,90^2 \cdot 3,56^2} - \frac{1,1 \cdot 7,19^2}{2 \cdot 9,81 \cdot 4,47^2} = 0,111 \text{ м,}$$

где  $q_6$  – удельный расход потока в нижнем бьефе сооружения,  $q = 7,19 \text{ м}^3/\text{с}$  на 1 п.м., соответствующий расчетному расходу (см. табл. 5.1);

$\varphi_{\text{п}}$  – коэффициент скорости. Выходная часть водобойного колодца работает как подтопленный водослив с широким порогом,  $\varphi_{\text{п}} = 0,90$ .

Теперь уточняется вторая сопряженная глубина  $h_c''$  в связи с изменением энергии верхнего бьефа относительно дна водобойного колодца. Для этих целей вычисляется

$$\Phi(\tau_c)_1 = \frac{q_6}{\varphi E_{01}^{3/2}} = \frac{7,19}{0,95 \cdot 14,384^{3/2}} = 0,139,$$

где  $E_{01}$  – удельная энергия верхнего бьефа относительно дна водобойного колодца.

$$E_{01} = E_0 + d_{\text{к1}} = 13,25 + 1,134 = 14,38 \text{ м.}$$

По табл. 14 приложения определяются

$$\tau_{c1}'' = 0,318 \text{ и } h_{c1}'' = \tau_{c1}'' \cdot E_{01} = 0,318 \cdot 14,384 = 4,57 \text{ м.}$$

Глубина водобойного колодца во втором приближении

$$d_{k2} = \eta_{\text{вт}} h_{c1}'' - (h_6 + \Delta Z) = 1,075 \cdot 4,57 - (3,56 + 0,111) = 1,242 \text{ м.}$$

Расхождение в определении глубины водобойного колодца между первым и вторым приближениями составляет

$$\Delta d_k = \frac{d_{k1} - d_{k2}}{d_{k2}} 100 = \frac{1,134 - 1,242}{1,242} 100 = -8,7 \text{ \% .}$$

Так как расхождение в определении глубины водобойного колодца значительное, то выполняется третье приближение по аналогичной методике. Вычислим:

$$E_{02} = E_0 + d_{k2} = 13,25 + 1,242 = 14,492 \text{ м;}$$

$$\Phi(\tau_c)_2 = \frac{q}{\varphi E_{02}^{3/2}} = \frac{7,19}{0,95 \cdot 14,492^{3/2}} = 0,137; \quad \tau_{c2}'' = 0,316;$$

$$h_{c2}'' = \tau_{c2}'' E_{02} = 0,316 \cdot 14,492 = 4,58 \text{ м.}$$

Тогда глубина водобойного колодца в третьем приближении

$$d_{k2} = \eta_{\text{вт}} h_{c2}'' - (h_6 + \Delta Z) = 1,075 \cdot 4,58 - (3,56 + 0,111) = 1,252 \text{ м.}$$

Расхождение в определении глубины водобойного колодца между вторым и третьим приближениями составляет менее 1 %. Поэтому глубину водобойного колодца принимаем с третьего приближения, т. е.

$$d_k = d_{k2} = 1,252 \text{ м.}$$

Длина водобойного колодца, т. е. расстояние от сжатого сечения до его уступа, определяется по уравнению (5.32) как длина подпертого гидравлического прыжка:

$$\ell_{\text{рол}} = 3h_{c2}'' = 3 \cdot 4,58 = 13,74 \text{ м.}$$

3. Построение профиля водослива. Для построения профиля водослива (форма I) водосброса используются координаты Кригера – Офицера (1, с. 442, табл. 22.5), данные при напоре  $H = 1,0$  м. Расчетные координаты  $X_0$  и  $Z_0$  профиля водослива получают путем умножения табличных значений  $X$  и  $Z$  (табл. 5.3) на величину профилирующего напора  $H_{пр} = 2,4$  м, который соответствует максимальному расходу при отметке уровня высоких вод.

Таблица 5.3. Расчет координат профиля водослива

$H = 1,0$ м		$H_{пр} = 2,40$ м		$H = 1,0$ м		$H_{пр} = 2,40$ м	
$X, \text{ м}$	$Z, \text{ м}$	$X_0, \text{ м}$	$Z_0, \text{ м}$	$X, \text{ м}$	$Z, \text{ м}$	$X_0, \text{ м}$	$Z_0, \text{ м}$
0,0	0,126	0,000	0,302	1,4	0,565	3,36	1,356
0,1	0,036	0,24	0,086	1,7	0,873	4,08	2,095
0,2	0,007	0,48	0,017	2,0	1,235	4,80	2,964
0,3	0,000	0,72	0,000	2,5	1,960	6,00	4,704
0,4	0,007	0,96	0,017	3,0	2,824	7,20	6,778
0,6	0,060	1,44	0,144	3,5	3,818	8,40	9,163
0,8	0,147	1,92	0,353	4,0	4,930	9,60	11,832
1,0	0,256	2,40	0,614	4,5	6,220	10,80	14,928
1,2	0,393	2,88	0,943				

Для уменьшения динамических нагрузок на дно русла в нижнем бьефе водосброса сопряжение низовой грани его с дном производится по цилиндрической кривой. Радиус ее принимается по табл. 22.6 [1, с. 443] в зависимости от высоты водосброса  $P = 10,8$  м и напора  $H = 2,4$  м и составляет  $R = 4,85$  м. Построение профиля водослива показано на рис. 5.17.

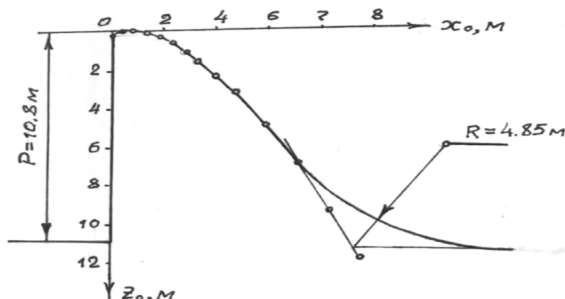


Рис. 5.17. Профиль криволинейного водослива, построенный по координатам Кригера – Офицера

**Пример 5.4.** Для условия примера 5.3 вместо водобойного колодца запроектировать и рассчитать водобойную стенку.

**Решение.** В первом приближении высоту водобойной стенки определим по уравнению (5.28):

$$P_{\text{ст1}} = \eta_{\text{ст}} h_c'' - H_{\text{ст}} = 1,075 \cdot 4,47 - 2,38 = 2,425 \text{ м,}$$

где  $h_c''$  – вторая сопряженная глубина гидравлического прыжка относительно сжатого сечения за водосбросом, принята по табл. 5.1;

$H_{\text{ст}}$  – геометрический напор над порогом водобойной стенки.

$$H_{\text{ст}} = H_{0 \text{ ст}} - \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 2,503 - \frac{1,1 \cdot 1,496^2}{2 \cdot 9,81} = 2,38 \text{ м,}$$

$H_{0 \text{ ст}}$  – полный напор над порогом водобойной стенки в первом приближении определяется при условии свободного истечения потока через нее.

$$H_{0 \text{ ст}} = \left( \frac{q_6}{m \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left( \frac{7,19}{0,41 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 2,503 \text{ м;}$$

$V_0$  – средняя скорость движения потока перед водобойной стенкой.

$$V_0 = \frac{q_6}{\eta_{\text{ст}} h_c''} = \frac{7,19}{1,075 \cdot 4,47} = 1,496 \text{ м/с.}$$

Теперь определим местоположение гидравлического прыжка за водобойной стенкой. Для этого предварительно вычислим

$$\Phi(\tau_c)_{\text{ст}} = \frac{q_6}{\varphi E_{0 \text{ ст}}^{3/2}} = \frac{7,19}{0,95 \cdot 4,928^{3/2}} = 0,692,$$

где  $E_{0 \text{ ст}}$  – удельная энергия падающего потока относительно дна нижнего бьефа за водобойной стенкой.

$$E_{0 \text{ ст}} = H_{0 \text{ ст}} + P_{\text{ст1}} = 2,503 + 2,425 = 4,928 \text{ м.}$$

Из табл. 14 приложения по значениям  $\Phi(\tau_c)_{\text{ст}} = 0,692$  и  $\varphi = 0,95$  определяется  $\tau''_{\text{с.ст}} = 0,634$ . Тогда вторая сопряженная глубина

$$h_{c,ст}'' = \tau''_{c,ст} \cdot E_{0,ст} = 0,634 \cdot 4,928 = 3,12 \text{ м.}$$

Так как  $h''_{c,ст} = 3,12 \text{ м} < h_6 = 3,56 \text{ м}$ , то гидравлический прыжок за водобойной стенкой находится в надвинутом положении и вторую стенку проектировать не требуется.

Теперь проверяется условие истечения потока через водобойную стенку по неравенствам:  $h''_{c,ст} = 3,12 \text{ м} < h_6 = 3,56 \text{ м}$  и  $P_{ст,1} = 2,425 \text{ м} < h_6 = 3,56 \text{ м}$ , следовательно, истечение будет подтопленное и в формулу расхода необходимо ввести коэффициент подтопления  $\sigma_n$ . Для его нахождения определим относительное подтопление:

$$\frac{\Delta}{H_{0,ст}} = \frac{h_6 - P_{ст,1}}{H_{0,ст}} = \frac{3,56 - 2,425}{2,503} = 0,453.$$

Из табл. 11 приложения по значению  $\Delta/H_{0,ст} = 0,453$  определяется коэффициент подтопления  $\sigma_n = 0,977$  и уточненная величина напора над порогом водобойной стенки составит:

$$H'_{0,ст} = \left( \frac{q_6}{\sigma_n m \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left[ \frac{7,19}{0,977 \cdot 0,41 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right]^{2/3} = 2,542 \text{ м;}$$

$$H'_{ст} = H'_{0,ст} - \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 2,542 - \frac{1,1 \cdot 1,496^2}{2 \cdot 9,81} = 2,416 \text{ м.}$$

Тогда высота водобойной стенки во втором приближении составит

$$P_{ст,2} = \eta_{зт} h_c'' - H'_{ст} = 1,075 \cdot 4,47 - 2,416 = 2,39 \text{ м.}$$

Так как расхождение в высоте водобойной стенки между первым и вторым приближениями незначительное и составляет менее 2 %, то ее высоту можно принять из второго приближения:  $P_{ст} = P_{ст,2} = 2,39 \text{ м}$ .

Расстояние от сжатого сечения до верхней грани водобойной стенки, т. е. ее длина, равна длине подпертого гидравлического прыжка и составляет

$$\ell_{ст} = \ell_{пп} = 3h_c'' = 3 \cdot 4,47 = 13,41 \text{ м.}$$

Ответ:  $P_{ст} = 2,39 \text{ м}$ ;  $\ell_{ст} = 13,41 \text{ м}$ .

**Пример 5.5.** Для условия примера 5.3 вместо водобойного колодца запроектировать и рассчитать комбинированный водобойный колодец.

**Решение.** В первом приближении принимается, что высота водобойной стенки и глубина водобойного колодца равны. Тогда высоту водобойной стенки определим по зависимости (5.30):

$$P_{\text{ст.1}} = 0,5 (\eta_{\text{ст}} h_c'' - H_{\text{ст}}) = 0,5 (1,075 \cdot 4,47 - 2,38) = 1,21 \text{ м,}$$

где  $h_c''$  – вторая сопряженная глубина гидравлического прыжка относительно сжатого сечения за водосбросом, принята из табл. 5.1;

$H_{\text{ст}}$  – геометрический напор над порогом водобойной стенки.

$$H_{\text{ст}} = H_{0 \text{ ст}} - \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 2,503 - \frac{1,1 \cdot 1,496^2}{2 \cdot 9,81} = 2,38 \text{ м;}$$

$H_{0 \text{ ст}}$  – полный напор над порогом водобойной стенки, в первом приближении определяется при условии свободного потока через нее;

$$H_{0 \text{ ст}} = \left( \frac{q_6}{m\sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left( \frac{7,19}{0,41 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 2,503 \text{ м;}$$

$V_0$  – средняя скорость движения потока перед водобойной стенкой.

$$V_0 = \frac{q_6}{\eta_{\text{ст}} h_c''} = \frac{7,19}{1,075 \cdot 4,47} = 1,496 \text{ м/с.}$$

Теперь определим местоположение гидравлического прыжка за водобойной стенкой. Для этого предварительно вычислим

$$\Phi(\tau_c)_{\text{ст}} = \frac{q_6}{\varphi E_{0 \text{ ст}}^{3/2}} = \frac{7,19}{0,95 \cdot 3,713^{3/2}} = 1,058,$$

где  $E_{0 \text{ ст}}$  – удельная энергия падающего потока относительно дна нижнего бьефа за водобойной стенкой.

$$E_{0 \text{ ст}} = P_{\text{ст.1}} + H_{0 \text{ ст}} = 1,21 + 2,503 = 3,713 \text{ м.}$$

Из табл. 14 приложения по значениям  $\Phi(\tau_c)_{ст} = 1,058$  и  $\varphi = 0,95$  определяется  $\tau''_{c. ст} = 0,725$ . Тогда вторая сопряженная глубина  $h''_{c. ст}$  будет равна

$$h''_{c. ст} = \tau''_{c. ст} E_{0 ст} = 0,725 \cdot 3,713 = 2,69 \text{ м.}$$

Так как  $h''_{c. ст} = 2,69 \text{ м} < h_6 = 3,56 \text{ м}$ , то гидравлический прыжок за водобойной стенкой находится в надвинутном положении и уменьшать ее высоту не требуется.

Теперь проверяется условие истечения потока через водобойную стенку по неравенствам:  $h''_{c. ст} = 2,69 \text{ м} < h_6 = 3,56 \text{ м}$  и  $P_{ст.1} = 1,21 \text{ м} < h_6 = 3,56 \text{ м}$ , следовательно, истечение будет подтопленное и в формулу расхода необходимо ввести коэффициент подтопления  $\sigma_{п.}$ . Для его нахождения определим относительное подтопление:

$$\frac{\Delta}{H_{0 ст}} = \frac{h_6 - P_{ст.1}}{H_{0 ст}} = \frac{3,56 - 1,21}{2,503} = 0,939.$$

Из табл. 11 приложения по значению  $\frac{\Delta}{H_{0 ст}} = 0,939$  определяется коэффициент подтопления  $\sigma_{п.} = 0,452$  и уточняется величина напора над порогом водобойной стенки:

$$H'_{0 ст} = \left( \frac{q_6}{\sigma_{п.} m \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = \left( \frac{7,19}{0,452 \cdot 0,41 \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 4,25 \text{ м};$$

$$H'_{ст} = H'_{0 ст} - \frac{\alpha V_0^2}{2g} = 4,25 - \frac{1,1 \cdot 1,496^2}{2 \cdot 9,81} = 4,12 \text{ м.}$$

Тогда высота водобойной стенки во втором приближении составит

$$P_{ст.2} = 0,5 (\eta_{зт} h''_{c. ст} - H'_{ст}) = 0,5 (1,075 \cdot 4,47 - 4,12) = 0,343 \text{ м.}$$

Так как разность высоты водобойной стенки в первом и втором приближениях значительная, то снова уточняются относительное подтопление  $\Delta/H_{0 ст}$ , коэффициент подтопления  $\sigma_{п.}$ , величина напора над порогом водобойной стенки  $H_{ст}$  и ее высота. Уточнение производится до тех пор, пока высота водобойной стенки в последних двух прибли-

жениях будет примерно одинаковой или отклоняться не больше заданной величины. Расчеты по определению высоты водобойной стенки приведены в табл. 5.4.

Таблица 5.4. Расчет высоты водобойной стенки

Наименование величин	Номер приближения						
	1	2	3	4	5	6	7
Относительное подтопление $\Delta/H_{0,ст}$	0	0,939	0,757	0,873	0,826	0,852	0,846
Коэффициент подтопления $\sigma_n$	1,0	0,452	0,795	0,644	0,726	0,700	0,705
Напор над порогом водобойной стенки $H_{ст}$ , м	2,38	4,12	2,79	3,23	2,97	3,05	3,04
Высота водобойной стенки $P_{ст}$ , м	1,21	0,348	1,01	0,788	0,918	0,878	0,883
Разница, %	253,0	66,0	28,0	14,2	-4,6		0,6

Как видно из табл. 5.4, разница высоты водобойной стенки в последних двух приближениях составляет менее 1 %, окончательно высота стенки принимается из последнего приближения и составляет  $P_{ст} = 0,883$  м.

Глубину водобойного колодца в первом приближении определим из зависимости (5.31):

$$d_{к1} = \eta_{зт} h''_c - (P_{ст} + H_{ст}) = 1,075 \cdot 4,47 - (0,883 + 3,04) = 0,882 \text{ м,}$$

где  $H_{ст}$  – напор над порогом водобойной стенки, соответствующий высоте водобойной стенки, принят из табл. 5.4.

Теперь уточняется вторая сопряженная глубина  $h_c''$  в связи с изменением энергии верхнего бьефа относительно дна водобойного колодца. Для этих целей вычисляется

$$\Phi(\tau_c)_1 = \frac{q_6}{\varphi E_{01}^{3/2}} = \frac{7,19}{0,95 \cdot 14,13^{3/2}} = 0,142,$$

где  $E_{01}$  – удельная энергия верхнего бьефа относительно дна водобойного колодца;

$$E_{01} = E_0 + d_{к1} = 13,25 + 0,882 = 14,13 \text{ м.}$$

Из табл. 14 приложения по значениям  $\Phi(\tau_c)_1 = 0,142$  и  $\varphi = 0,95$  определяются  $\tau_c''' = 0,320$  и  $h_{c1}'' = \tau_{c1}'' E_{01} = 0,320 \cdot 14,13 = 4,52$  м.

Глубина водобойного колодца во втором приближении

$$d_{к2} = \eta_{зт} h''_{c1} - (P_{ст} + H_{ст}) = 1,075 \cdot 4,52 - (0,883 + 3,04) = 0,936 \text{ м.}$$

Расхождение в определении глубины водобойного колодца между первым и вторым приближениями составляет

$$\Delta d_{к} = \frac{d_{к1} - d_{к2}}{d_{к2}} 100 = \frac{0,882 - 0,936}{0,936} 100 = -5,8 \text{ \%}.$$

Так как расхождение в определении глубины водобойного колодца значительное, то выполняется третье приближение по аналогичной методике. Вычислим:

$$E_{02} = E_0 + d_{к2} = 13,25 + 0,932 = 14,19 \text{ м;}$$

$$\Phi(\tau_c)_2 = \frac{q_6}{\varphi E_{02}^{3/2}} = \frac{7,19}{0,95 \cdot 14,19^{3/2}} = 0,142; \quad \tau_c'' = 0,320;$$

$$h_{c2}'' = \tau_{c2}'' \cdot E_{02} = 0,32 \cdot 14,19 = 4,54 \text{ м.}$$

Тогда глубина водобойного колодца в третьем приближении

$$d_{к3} = \eta_{зт} h''_{c2} - (P_{ст} + H_{ст}) = 1,075 \cdot 4,54 - (0,883 + 3,04) = 0,958 \text{ м.}$$

Расхождение в определении глубины водобойного колодца между вторым и третьим приближениями составляет около 2 %. Поэтому глубину водобойного колодца принимаем из третьего приближения, т. е.

$$d_{к} = d_{к3} = 0,958 \text{ м.}$$

Длина комбинированного водобойного колодца, т. е. расстояние от сжатого сечения до его уступа, определяется по уравнению (5.32) как длина подпертого гидравлического прыжка:

$$l_{к.к} = 3h''_{c2} = 3 \cdot 4,54 = 13,62 \text{ м.}$$

Ответ:  $P_{ст} = 0,883 \text{ м; } d_{к} = 0,958 \text{ м; } l_{к.к} = 13,62 \text{ м.}$

## Раздел 6. ПЛАВНО ИЗМЕНЯЮЩЕЕСЯ УСТАНОВИВШЕЕСЯ БЕЗНАПОРНОЕ ДВИЖЕНИЕ ГРУНТОВОЙ ВОДЫ

### 6.1. Предварительные указания

Водопроницаемый грунт состоит из отдельных частиц (песчинок), между которыми имеются поры. Суммарный объем пор составляет часто 35–40 % от объема всего грунта. Явление движения воды в этих порах называется фильтрацией. Вода в поры может попасть различным образом. Например, выпадая на поверхность земли в виде дождя, она затем просачивается в грунт. На некоторой глубине такая вода может быть задержана слоем водонепроницаемого грунта (плотной глиной, скалой); при этом вода далее будет двигаться по поверхности водонепроницаемого слоя (рис. 6.1).

1. Водонепроницаемый слой (так называемый водоупор) образует как бы русло потока грунтовой воды. В этом русле движется грунтовая вода, причем здесь получаем фильтрационный поток со свободной поверхностью, в каждой точке которой имеется атмосферное давление. Такие потоки называются безнапорными. В грунте, особенно мелкозернистом, возникает капиллярное поднятие воды. Однако это явление мы далее вовсе не будем учитывать.

Движение грунтовой воды в песках и водопроницаемых глинистых грунтах является ламинарным.

Турбулентное движение грунтовой воды может получиться только в крупнозернистых грунтах (например, в гравии, гальке), а также в случае каменной наброски, трещиноватой скалы и т. п.

В данном разделе будем рассматривать движения грунтовой воды: безнапорное, установившееся, плавно изменяющееся. Рассматривая далее плавно изменяющиеся потоки, иногда будем сталкиваться с отдельными узлами этих потоков, характеризуемыми резко изменяющимся движением.

Кроме того, в данном разделе рассмотрим движение равномерное и неравномерное, ламинарное (турбулентного движения коснемся только кратко в конце раздела).

На рис. 6.1 представлен случай равномерного движения. Однако обычно в практике встречаются случаи неравномерного движения.

Неравномерность движения грунтовой воды обуславливается: или неправильностью формы русла; или тем, что уклон дна русл  $i \leq 0$ ; или, наконец, тем, что в цилиндрическом русле с прямым уклоном дна ка-

ким-либо образом фиксируется глубина  $h_{\phi}$ , отличная от глубины  $h_0$  равномерного движения (от нормальной глубины); например, из траншеи (рис. 6.2) откачивается вода, причем в траншее все время поддерживается глубина  $h_{\phi} \neq h_0$ .

Свободная поверхность фильтрационного потока называется депрессионной поверхностью; кривая же свободной поверхности  $AB$  (рис. 6.2) – кривой депрессии.

В настоящем разделе главным образом будем заниматься построением кривых депрессии; к этому часто и сводится расчет плавно изменяющихся безнапорных фильтрационных потоков. Дополнительно еще иногда отыскивают величину фильтрационного расхода. Существенной, впрочем, является также так называемая внешняя задача из области движения грунтовой воды, заключающаяся в выяснении величины сил, приложенных со стороны грунтовой воды к скелету грунта («фильтрационных сил»); однако этого вопроса мы далее вовсе не будем касаться (он рассматривается в курсе «Механика грунтов» и в курсе «Гидротехнические сооружения»).

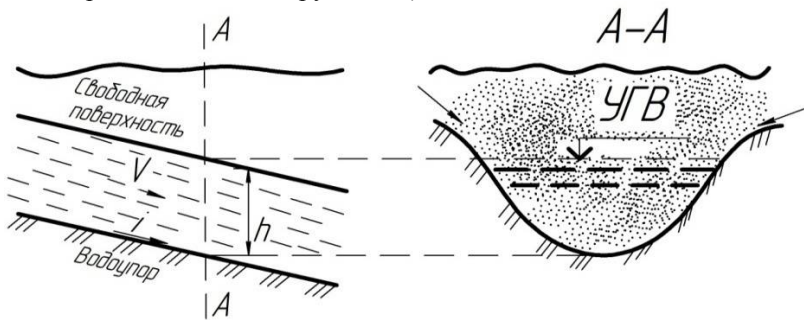


Рис. 6.1. Фильтрационный поток (поток грунтовой воды)

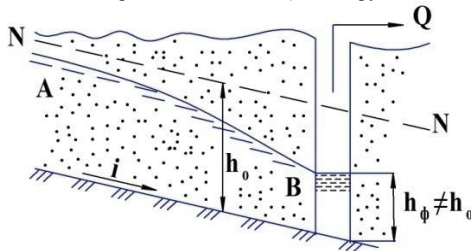


Рис. 6.2. Случай неравномерного движения

Так как движение грунтовых вод обычно происходит в руслах очень большой ширины  $b$ , то, как правило, в основном решаем так называемую плоскую задачу; при этом имеем в виду поток шириной, равной, например, 1 м или 1 см, характеризуемый удельным (единичным) фильтрационным расходом:

$$q = \frac{Q}{b}, \text{ м}^2/\text{с}, \quad (6.1)$$

где  $b$  ширина грунтового русла (рис. 6.3).

Решая плоскую задачу, оперируем двумя координатами ( $x$  и  $z$ ), располагая оси координат  $x$  и  $z$  в плоскости продольного вертикального сечения потока.

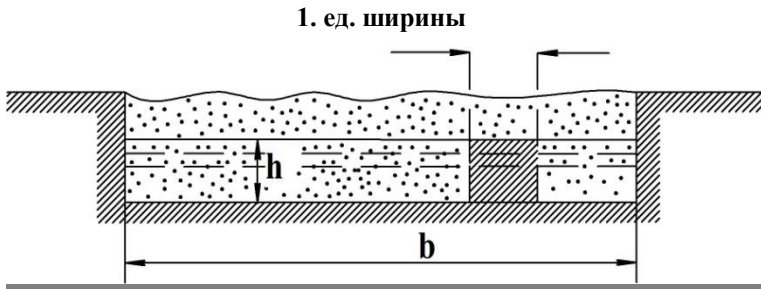


Рис. 6.3. К формуле (6.1)

График удельной энергии сечения в случае грунтовой воды формально (для принимаемых далее расчетных схем) приобретает вид, показанный на рис. 6.15. В связи с пренебрежением величиной  $\frac{V^2}{2g}$  и весьма малым фильтрационным расходом кривая  $\mathcal{E} = f(h)$  практически сливается со своими асимптотами, причем зависимость  $\mathcal{E} = f(h)$  для грунтовой воды оказывается выраженной прямой ОМ. Из графика на рис. 6.4 видно, что для грунтовых вод критическая глубина всегда практически равна нулю:

$$h_k = 0, \quad (6.2)$$

поэтому известная линия критических глубин  $K-K$  всегда должна в случае грунтовой воды практически совпадать с линией дна.

Что касается критического уклона, то для безнапорного движения грунтовой воды он должен был бы равняться бесконечности (так как только при таком условии можно получить  $(h_0 = h_k = 0)$ ); однако такой уклон существовать не может. Поэтому следует считать, что фильтрационные потоки всегда характеризуются спокойным движением и уклоном дна  $i < i_k$ .

Отметив перечисленные теоретические положения, приведем теперь на рис. 6.4 и 6.5 три примера, дающие представление о практическом применении рассматриваемых в этой теме вопросов.

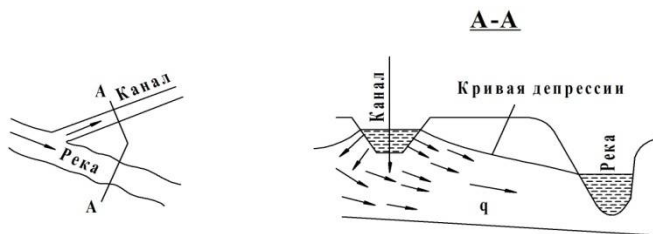


Рис. 6.4. Фильтрация воды из канала в реку

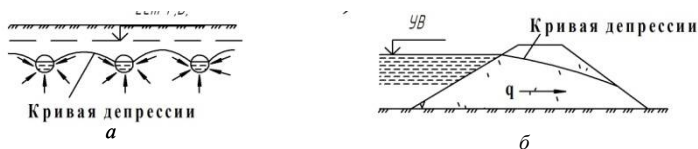


Рис. 6.5. Примеры фильтрационных потоков

На рис. 6.4 представлен случай фильтрации воды из канала в реку с тем, чтобы оценить величину потерь воды из канала на фильтрацию, для этого приходится рассчитывать соответствующий фильтрационный поток.

На рис. 6.5, *а* показана система дрен, в которые поступает грунтовая вода; здесь, чтобы установить величину расхода, необходимого для расчета дрен, приходится предварительно выполнять соответствующий фильтрационный расчет.

На рис. 6.5, *б* показана грунтовая плотина, через которую просачивается вода. При проектировании грунтовых плотин необходимо знать положение кривой депрессии.

## 6.2. Скорость фильтрации. Основной закон ламинарной фильтрации (формула Дарси). Замечания о зависимостях, отличных от формулы Дарси

Представим на рис. 6.6 металлическую трубу, заполненную песком и имеющую внутренний диаметр  $D$ . Предположим, что под действием разности давлений на концах этой трубы вода, полностью заполняющая все поры в песке, движется (фильтрует) в этих порах.

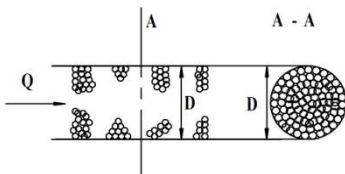


Рис. 6.6. К пояснению формулы Дарси

Наметим плоское поперечное сечение А–А трубы. Рассматривая его, можно различать три разные площади:

- площадь сечения пор грунта ( $\omega_{\text{пор}}$ ); эту площадь можно рассматривать как площадь действительного «живого сечения» потока;
- площадь сечения частиц грунта ( $\omega_{\text{част}}$ ); через эту площадь вода в действительности не проходит;
- площадь сечения всей трубы ( $\omega_{\text{геом}}$ ); очевидно,

$$\omega_{\text{геом}} = \frac{\pi D^2}{4} \omega_{\text{пор}} + \omega_{\text{част}} . \quad (6.3)$$

Рассматривая движение воды в какой-либо отдельной поре, получим эпюру скоростей для элемента живого сечения  $ab$  в виде, представленном на рис. 6.7. Однако в практике, вовсе не считаясь с неравномерностью распределения скоростей в порах, «действительной скоростью» движения воды в порах грунта называют величину

$$u' = \frac{Q}{\omega_{\text{пор}}} , \quad (6.4)$$

где  $Q$  – расход воды, движущейся в трубе (рис. 6.6).

Наряду с этим вводят понятие так называемой скорости фильтрации:

$$u = \frac{Q}{\omega_{\text{геом}}} = \frac{Q}{\omega_{\text{пор}} + \omega_{\text{част}}}. \quad (6.5)$$

Как видно, скорость фильтрации ( $u$ ) есть фиктивная (воображаемая) скорость, получающаяся в том случае, если мы себе представим, что вода движется не только через поры, но и через тельца частиц грунта, причем расход воды равен заданному (действительному расходу).



Рис. 6.7. Эпюра скоростей в поровом пространстве

Установим связь между действительной скоростью и скоростью фильтрации.

С этой целью обозначим коэффициент объемной пористости грунта через  $n$  и коэффициент поверхностной пористости грунта – через  $n_0$ :

$$n = \frac{\text{Объем пор грунта}}{\text{Объем пор грунта} + \text{объем частиц грунта}} < 1,0; \quad (6.6)$$

$$n_0 = \frac{\omega_{\text{пор}}}{\omega_{\text{геом}}} < 1,0. \quad (6.7)$$

Можно показать, что в случае однородного грунта

$$n = n_0. \quad (6.8)$$

Разделив выражение (6.5) на (6.4), получаем:

$$\frac{u}{u'} = \frac{\omega_{\text{пор}}}{\omega_{\text{геом}}} = n_0 = n, \quad (6.9)$$

откуда

$$u = nu'. \quad (6.10)$$

Так как  $n < 1,0$ , то скорость фильтрации  $u$  по величине всегда меньше действительной скорости  $V'$ , в дальнейшем скорость фильтрации воды в грунте будем обозначать через  $V$ .

Проводя опыты с фильтрацией в песках и глинах, еще в середине прошлого столетия (в 1852–1855 гг.) установили, что скорость фильтрации  $u$  в случае установившегося движения может быть представлена следующей зависимостью, называемой формулой Дарси и выражающей основной закон ламинарной фильтрации:

$$V = K I, \quad (6.11)$$

где  $V$  – скорость фильтрации в данной точке фильтрационного потока;

$I$  – пьезометрический уклон в той же точке;

$K$  – коэффициент пропорциональности, называемый коэффициентом фильтрации.

Коэффициент фильтрации, имеющий размерность скорости (поскольку в формуле (6.11) – величина безразмерная), представляет собой скорость фильтрации при уклоне  $I = 1$ . Как показывают опыты, для воды определенной температуры величина  $K$  зависит только от рода грунта. Вообще же величина  $K$  зависит и от вязкости фильтрующей через грунт воды, а следовательно, и от температуры воды, поскольку с изменением температуры вязкость воды изменяется. Из формулы (6.11) видно, что скорость фильтрации  $V$  прямо пропорциональна величине  $I$  в первой степени.

Указанную формулу можно представить еще в следующем виде:

$$\omega_{\text{геом}} \cdot V = \omega_{\text{геом}} K I, \quad (6.12)$$

или в виде

$$Q = \omega K I, \quad (6.13)$$

где под величиной  $\omega$  понимаем  $\omega_{\text{геом}}$  (индекс «геом» как здесь, так и ниже, опускаем).

Зависимость (6.13) также называется формулой Дарси. Формула (6.11) или (6.13), относящаяся к ламинарной фильтрации, имеет определенные границы применимости. Для воды обычной температуры ( $\nu \approx 0,01 \text{ см}^2/\text{с}$ ) различные авторы рекомендуют применять указанную формулу в случае, когда

$$Vd < 0,01 \div 0,07, \quad (6.14)$$

где  $V$  – в см/с;

$d$  – диаметр (в см) частицы грунта (некоторого среднего размера). Следует отметить, что в литературе, помимо зависимости (6.14), приводятся и другие экспериментальные критерии применимости формул (6.11) и (6.13), в которые входят вместо диаметра  $d$ , коэффициент фильтрации  $K$  и коэффициент пористости  $n$ .

Если условие (6.14) не удовлетворяется, то получаем турбулентную фильтрацию, причем зависимость Дарси нарушается.

В случае турбулентной фильтрации вместо формулы (6.11) пользуются другой зависимостью, аппроксимирующей действительную связь между величинами  $V$  и  $I$ . Различают два вида такой зависимости:

1-й вид (одночленная формула)

$$V = KI \frac{1}{m}, \text{ или } I = \frac{1}{K^m} V^m, \quad (6.15)$$

где  $m$  – устанавливается при помощи опыта; величина  $m$  лежит в пределах:  $1,0 \leq m < 2,0$ ;

2-й вид (двучленная формула)

$$I = aV + bV^2, \quad (6.16)$$

где  $a$  и  $b$  – постоянные (для данного грунта и данной температуры воды) коэффициенты, устанавливаемые экспериментально. Как видно, при малых скоростях (когда членом можно пренебречь) зависимость (6.16) обращается в формулу Дарси (если положить, что  $a = 1/r$ ); при больших же скоростях (когда можно пренебречь членом  $aV$ ) зависимость (6.16) обращается в формулу

$$I = bV^2, \quad (6.17)$$

отвечающую области квадратичного сопротивления.

Аппроксимирующая зависимость (6.16) более удобна, так как согласно этой зависимости для данного грунта и данной температуры воды градиент  $I$  является функцией только  $V$ ; в случае же зависимости (6.15) для доквадратичной области сопротивления величина  $I = f(V, m)$ .

Пользуясь понятием скорости фильтрации, мы заменяем для расчета действительную грунтовую воду, движущуюся только в порах грунта и имеющую разрывы, обусловленные наличием частиц грунта, обтекаемых водой, некоторой воображаемой движущейся сплошной средой, не имеющей вовсе разрывов, указанных выше. Такая сплошная

среда в данном случае представляет собой обычную движущуюся воду, заполняющую все пространство (и поры, и объемы, занятые твердыми частицами грунта; твердые частицы мы вовсе исключаем из рассмотрения в геометрическом смысле); скорость движения этой воображаемой воды принимается равной «скорости фильтрации»  $v$  (а не «действительной скорости»  $v'$ ). Здесь дополнительно представляем себе, что в каждой точке такого условного потока воды имеются объемные силы сопротивления движению, направленные против течения; величина этих сил, равномерно распределенных (при равномерном движении) по всему объему рассматриваемой области фильтрации, может быть установлена в соответствии, например, с формулой Дарси.

В заключение укажем следующее. Как видно из общей зависимости (6.16), грунтовая вода даже при весьма малых значениях  $I$  (близких к нулю) должна приходить в движение, что и имеем для так называемой ньютоновской жидкости, т. е. для той жидкости, которая подчиняется зависимости Ньютона.

Однако в природе встречаются грунты (плотные глины) с очень малыми порами, измеряемыми микронами. Опыты показывают, что вода, находящаяся в таких порах, теряет свойство ньютоновской жидкости и в состоянии покоя оказывается способной выдерживать (как твердое тело) касательные напряжения той или другой величины. В связи с этим некоторые глины начинают пропускать воду через свое поровое пространство только при градиентах  $I > I_0$  ( $I_0$  называется начальным градиентом). При  $I \leq I_0$  для таких грунтов движение воды не имеет места; существующая здесь разность напоров уравнивается упомянутыми касательными напряжениями.

### 6.3. Методы определения коэффициента фильтрации

Существуют три различных метода определения коэффициента фильтрации, входящего в формулу Дарси:

1) лабораторный метод:  $r$  определяется в лаборатории на специальном приборе, в который закладывается образец интересующего нас грунта (с ненарушенной или нарушенной структурой);

2) расчетный метод:  $r$  определяется расчетом по особым эмпирическим формулам в зависимости от величины диаметра частиц грунта;

3) полевой метод:  $r$  определяется на месте строительства («в поле») путем откачки воды из специально устроенных колодцев.

1. Лабораторный метод. Для определения  $K$  в лаборатории обычно применяют особый прибор, называемый прибором Дарси.

Прибор Дарси представляет собой металлический цилиндр А (рис. 6.8) с сеткой, на которую укладывается испытуемый грунт. Через этот грунт под соответствующим напором фильтруется вода (например, снизу вверх). В сечениях 1-1 и 2-2, находящихся на расстоянии друг от друга, равном  $l$ , к цилиндру А приключены пьезометры  $\Pi_1$  и  $\Pi_2$ , при помощи которых можно измерять напоры  $H_1$  и  $H_2$  в указанных двух сечениях. Вода, прошедшая через грунт, попадает в мерный сосуд Б, посредством которого можно определить величину фильтрационного расхода:

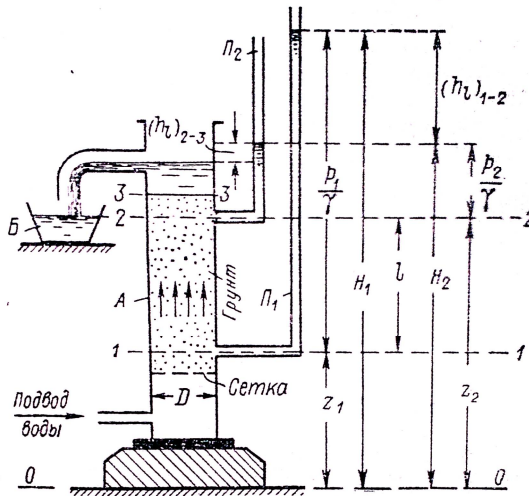


Рис. 6.8. Прибор Дарси для определения коэффициента фильтрации

$$Q = \frac{V}{t}, \quad (6.18)$$

где  $V$  – объем воды, скопившейся в мерном сосуде за время  $t$ .

Решим формулу Дарси (6.13) в отношении  $K$ :

$$K = \frac{Q}{\omega l}. \quad (6.19)$$

По этой зависимости можно найти  $K$  для данного грунта.

Очевидно, для этого в формулу (6.19) следует подставить  $Q$ , полученное по формуле (6.18), и величину  $\omega$ , т. е.

$$\omega = \frac{\pi D^2}{4},$$

где  $D$  – внутренний диаметр цилиндра  $A$ .

Что касается величины  $I$ , то

$$I = \frac{(h_1)_{1-2}}{l}, \quad (6.20)$$

где  $(h_1)_{1-2}$  – потеря напора по длине между сечениями 1–1 и 2–2:

$$(h_1)_{1-2} = H_1 - H_2. \quad (6.21)$$

Заметим, что высота  $(h_1)_{2-3}$ , показанная на чертеже, представляет собой потерю напора в грунте по длине от сечения 2–2 до сечения 3–3.

2. Расчетный метод. В литературе приводится много эмпирических формул, предложенных разными авторами для определения коэффициента фильтрации  $K$ . В этих формулах используются те или другие параметры, устанавливаемые по кривой гранулометрического (зернового) состава грунта (рис. 6.9), которая предварительно строится на основе соответствующего механического анализа грунта.

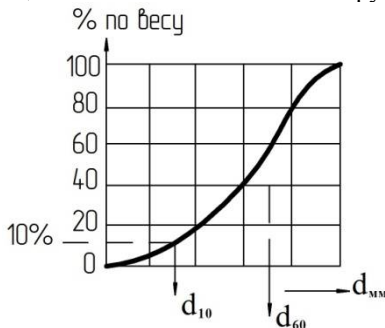


Рис. 6.9. Схема кривой гранулометрического состава грунта

По этой кривой мы можем получить характерные диаметры фракций грунта, обозначаемые через  $d_{10}$ ,  $d_{17}$  и  $d_{60}$  ( $d_{17}$  на рис. 6.9 не показан). Здесь  $d_{10}$ ,  $d_{17}$  и  $d_{60}$  (в мм) являются диаметрами частиц, вес которых вместе с весом более мелких частиц составляет соответственно 10, 17 и 60 % от веса всего грунта. Отношение

$$\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (6.22)$$

называется коэффициентом разнородности, или неоднородности грунта.

Для примера приведем эмпирическую формулу М. П. Павчича:

$$K = 4 \frac{\varphi}{\nu} \sqrt[3]{\eta} \frac{n^2}{(1-n)^2} d_{17}^2, \quad (6.23)$$

где  $\nu$  – кинематический коэффициент вязкости жидкости (зависящий от температуры жидкости,  $\text{см}^2/\text{с}$ ;

$\varphi$  – коэффициент, учитывающий форму частиц грунта, принимаемый: для песчано-гравелистогалечных грунтов  $\varphi = 1,0$ , а для щебеночных грунтов  $\varphi = 0,35 - 0,40$ ;

$K$  – коэффициент фильтрации,  $\text{см}/\text{с}$ .

3. Полевой метод. Производя откачку воды из специально устроенного колодца, можем установить величину  $Q$ ; вместе с тем можно в натуре измерить также получающуюся в грунте кривую депрессии. Имея эту кривую и зная  $Q$ , по особым формулам можно вычислить и величину  $K$ .

В табл. 6.1 приведены ориентировочные значения коэффициента фильтрации для различных грунтов.

Таблица 6.1. Ориентировочные значения коэффициента фильтрации

Грунт	$K$ , см/с	$K$ , м/сут
Песок крупный	0,1–0,01	100–10
Песок мелкий	0,01–0,001	10–1
Супесь плотная	0,001–0,0001	1–0,1
Суглинок	0,0001–0,00001	0,1–0,01
Глина	0,00001–0,0000001	0,01–0,001

Коэффициент фильтрации  $K$  тем меньше, чем меньше будут частицы грунта и грунт будет более разнородный.

2. Величина пьезометрического уклона  $I$  для безнапорного движения обычно бывает значительно менее единицы, только в исключительных случаях  $I$  может быть здесь более 1,0. Имея это в виду и учитывая формулу Дарси (6.11), следует, что скорости движения грунтовых вод бывают весьма малой величины, порядка 0,01 – 0,000001  $\text{см}/\text{с}$ .

#### 6.4. Равномерное движение грунтовой воды

Представим на рис. 6.10 равномерное движение грунтовой воды.

Так как в случае грунтовой воды скоростным напором  $\frac{V^2}{2g}$  пренебре-

гают, то напорная линия  $E-E$  так же, как и пьезометрическая линия  $P-P$ , должна совпадать со свободной поверхностью.

Поскольку свободная поверхность потока при равномерном движении параллельна линии  $D-D$  дна потока, то

$$I = I_B = i, \quad (6.24)$$

а, следовательно, формулу Дарси для случая равномерного безнапорного движения следует переписать в виде

$$V = Ki; \quad (6.25)$$

$$Q = \omega Ki. \quad (6.26)$$

Для плоской задачи, когда рассматриваем единицу ширины потока, вместо формулы (6.26) имеем

$$q = \frac{Q}{b} = h_0 Ki, \quad (6.27)$$

откуда глубина потока при равномерном движении

$$h_0 = \frac{q}{Ki}. \quad (6.28)$$

Уравнение (6.28) и является уравнением безнапорного равномерного движения грунтовой воды в случае плоской задачи.

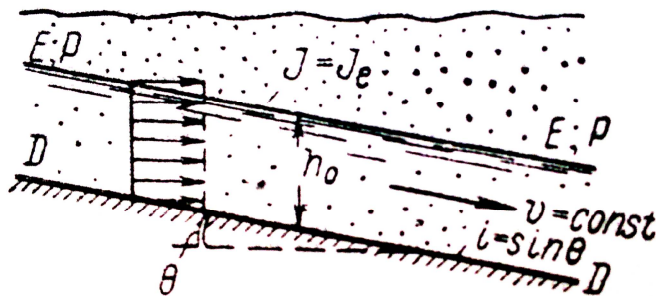


Рис. 6.10. Равномерное движение грунтовой воды

### 6.5. Основное уравнение плавно изменяющегося безнапорного движения грунтовой воды (формула Дюпюи)

В основу исследования неравномерного плавно изменяющегося движения грунтовой воды предполагается так называемая формула Дюпюи. Рассматривая для простоты пояснения только плоскую задачу, представим на рис. 6.11 «действительную» картину фильтрации. На этом рисунке штриховой линией показаны линии тока, пунктиром несколько искривленные действительные живые сечения.

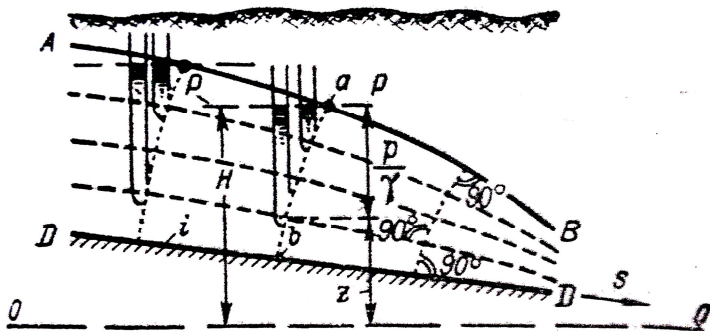


Рис. 6.11. Схема действительного фильтрационного потока в случае плавно изменяющегося движения

Ясно, что самой верхней линией тока будет кривая депрессии  $AB$ , самой нижней – линия дна  $D-D$ . Ясно также, что линии тока должны быть ортогональны живым сечениям. Поэтому живые сечения (пунктир) должны подходить ортогонально к кривой депрессии  $AB$  и к линии дна  $D-D$ .

Напор в случае грунтовых вод может быть записан в виде

$$H = z + \frac{p}{\gamma}. \quad (6.29)$$

Поскольку мы рассматриваем плавно изменяющееся движение, то можем утверждать, что горизонты воды в пьезометрах, подключенных к разным точкам одного и того же живого сечения (например, сечения  $a - b$ ), должны устанавливаться в одной и той же горизонтальной плоскости (см. плоскость  $P-P$ , возвышающуюся над плоскостью сравнения  $O-O$  на величину напора  $H$ , отвечающего живому сечению  $a - b$ ).

Можно написать

$$H = z + p/\gamma = \text{const} \quad (\text{для данного живого сечения}), \quad (6.30)$$

отсюда заключаем, что в рассматриваемом случае живые сечения являются линиями равного напора ( $H = \text{const}$ ).

Следует подчеркнуть, что упомянутая выше напорная (пьезометрическая) плоскость  $P - P$  должна обязательно проходить через точку  $a$ , т. е. через точку пересечения данного живого сечения с кривой депрессии. Это ясно из того, что для точки  $a$  напор  $H = z$  (атмосферное давление в точках кривой депрессии не учитываем).

Изучение плавно изменяющегося безнапорного движения грунтовых вод основано на двух положениях (допущениях):

- а) живые сечения считаются плоскими, поскольку кривизна их невелика;
- б) живые сечения считаются вертикальными, поскольку уклон дна русла  $i$  мал.

Принимая эти два допущения, вместо действительного фильтрационного потока (рис. 6.11) получаем расчетную модель, представленную на рис. 6.12. Эта модель характеризуется вертикальными плоскими живыми сечениями; линии тока здесь несколько неперпендикулярны к живым сечениям; однако этой неувязкой пренебрегаем.

Упрощенное гидравлическое рассмотрение вопроса, в соответствии с которым составляется формула Дюпюи, заключается в замене (для расчета) действительной картины фильтрации (см. рис. 6.11) схемой фильтрационного потока на рис. 6.12.

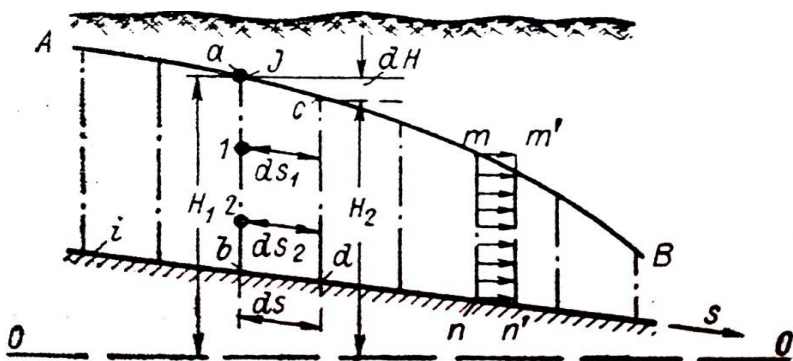


Рис. 6.12. Расчетная модель фильтрационного потока по Дюпюи

Рассматривая последнюю схему, намечаем два живых сечения:  $a - b$  и  $c - d$ . Расстояние между этими живыми сечениями, измеренное в направлении оси  $s$ , всюду одинаково и равно  $ds$  ( $ds_1 = ds_2 = \dots = ds$ ).

Напоры в сечениях  $a - b$  и  $c - d$  соответственно обозначим через  $H_1$  и  $H_2$ ; потеря напора от сечения  $a - b$  до сечения  $c - d$  (на длине любого отрезка  $ds$ ) запишется в виде

$$-dH = H_1 - H_2. \quad (6.31)$$

Как видно, для всех точек, намеченных на живом сечении  $a - b$ , потеря напора на соответствующей длине  $ds$  (всюду одинакового размера) будет одинакова и равна  $(-dH)$ .

Из сказанного ясно, что для схемы на рис. 6.12 величина пьезометрического уклона во всех точках данного живого сечения (например, сечения  $a - b$ ) одинакова и равна уклону свободной поверхности:

$$I = -\frac{dH}{ds} = \text{const} \quad (\text{для живого сечения}). \quad (6.32)$$

Знак «минус» в этой формуле поставлен потому, что величина  $dH$  отрицательна (напор  $H$  в направлении оси  $s$  убывает).

Учитывая это положение, можем утверждать, что при плавном изменяющемся движении скорости фильтрации во всех точках данного живого сечения (например, сечения  $a - b$ ) одинаковы и равны, согласно закону Дарси:

$$u = KI = -K \frac{dH}{ds} = \text{const} \quad (\text{для живого сечения}). \quad (6.33)$$

Отсюда заключаем, что эпюра скоростей фильтрации  $u$  в случае плавного изменяющегося движения грунтовых вод для любого живого сечения, например для сечения  $m - n$ , выражается прямоугольником  $m - m' - n' - n$  (см. рис. 6.12).

На основании тех же соображений можно утверждать, что и для равномерного движения грунтовой воды (рис. 6.10) эпюра скоростей живого сечения должна иметь вид прямоугольника.

Таким образом, средняя скорость для данного живого сечения в случае плавного изменяющегося движения грунтовых вод

$$V = u, \quad (6.34)$$

где  $u$  – скорость в любой точке рассматриваемого живого сечения.

Учитывая выражения (6.33) и (6.34), можем окончательно написать

$$V = -K \frac{dH}{ds}, \quad (6.35)$$

где  $V$  – средняя скорость в рассматриваемом плоском вертикальном живом сечении;

$H$  – возвышение точки кривой депрессии, принадлежащей данному плоскому сечению, над произвольной горизонтальной плоскостью сравнения  $OO$ ; величина  $H$  представляет собой также напор для рассматриваемого вертикального сечения;

$-\frac{dH}{ds}$  – уклон кривой депрессии в точке, принадлежащей данному живому сечению.

Формула (6.35) и называется формулой Дюпюи. Есть различия между формулами Дарси и Дюпюи. Формула Дарси дает нам скорость фильтрации в любой точке области фильтрации при любом характере движения грунтовых вод (плавно или резко изменяющемся); формула же Дюпюи дает нам среднюю скорость  $V$  в плоском вертикальном живом сечении только для плавно изменяющегося (а также для параллельноструйного) фильтрационного потока, причем, согласно формуле Дюпюи, скорость  $v$  выражается через уклон свободной поверхности.

Сущность формулы Дюпюи можно выразить следующим образом: средняя скорость  $V$  в данном плоском вертикальном живом сечении равна уклону свободной поверхности в этом сечении, умноженному на коэффициент фильтрации.

Исследования некоторых авторов (И. А. Чарного, С. Н. Нумерова и др.) показали, что формула Дюпюи отвечает не только модели потока с плоскими вертикальными живыми сечениями (рис. 6.12), но также и модели потока с криволинейными параболическими живыми сечениями. Этим обстоятельством объясняется относительно большая точность формулы Дюпюи.

### **6.6. Неравномерное безнапорное плавно изменяющееся движение грунтовых вод (плоская задача; случай, когда $i > 0$ )**

Представим на рис. 12.6 неравномерное движение грунтовых вод. Наметим плоскость сравнения  $O-O$ . Расстояния  $s$  будем отсчитывать вдоль поверхности водоупора от начального сечения  $A-A$ . Напомним, что в случае безнапорных грунтовых вод напорная линия (так же, как

и пьезометрическая) совпадает со свободной поверхностью потока, так как величиной  $\frac{V^2}{2g}$  пренебрегают. Следовательно, напор  $H$  в некотором рассматриваемом живом сечении потока представляет собой возвышение свободной поверхности над плоскостью сравнения  $O-O$  и может быть записан в следующем виде (рис. 6.13):

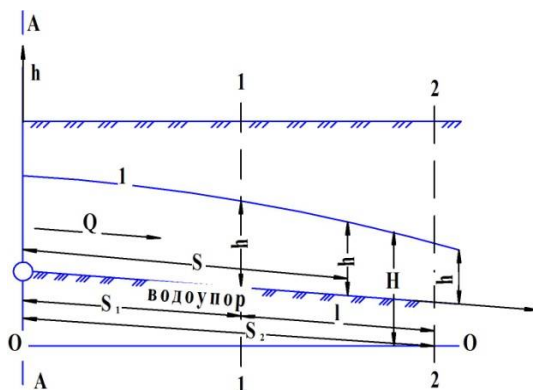


Рис. 6.13. К выводу дифференциального уравнения неравномерного движения ( $i > 0$ )

$$H = a + h - is, \quad (6.36)$$

где  $h$  – глубина потока в рассматриваемом сечении;

$a$  – возвышение дна (водоупора) в начальном сечении  $A-A$  над плоскостью сравнения;

$i$  – уклон водоупора (подстилающего слоя).

Дифференцированное уравнение неравномерного движения запишем в виде

$$a - i > 0; b - i = 0.$$

Дифференцируя уравнение, получаем

$$dH = -ids + dh.$$

Откуда

$$-\frac{dH}{ds} = i - \frac{dh}{ds}. \quad (6.37)$$

Учитывая зависимость (6.37), формулу Дюпюи (6.35) можно записать в следующем виде:

$$V = K \left( i - \frac{dh}{ds} \right). \quad (6.38)$$

Следовательно, расход грунтовой воды

$$Q = \omega V = \omega K \left( i - \frac{dh}{ds} \right). \quad (6.39)$$

При большой ширине фильтрационного потока расчет ведут на единицу его ширины (рассматривают плоскую задачу). Расход, приходящийся на единицу ширины потока, или удельный расход,

$$q = Kh \left( i - \frac{dh}{ds} \right), \quad (6.40)$$

где  $h$  – глубина воды в рассматриваемом сечении.

Уравнение (6.40) представляет собой дифференциальное уравнение неравномерного безнапорного движения грунтовых вод (при  $i > 0$ ).

Для интегрирования преобразовываем уравнение (6.40) аналогично тому, как делали это в случае наземных потоков. В соответствии с этим в дифференциальное уравнение грунтовых вод вводим нормальную глубину, т. е. глубину, которая установилась бы в русле при заданных уклоне подстилающего слоя  $i$  и расходе  $Q$  в случае равномерного движения грунтовых вод.

Удельный расход  $q$  в случае равномерного режима выражается зависимостью (6.27). Подставив величину  $q$  согласно этой зависимости в формулу (6.40), получаем

$$Kh_0 i = Kh \left( i - \frac{dh}{ds} \right).$$

Как видно из данного выражения, коэффициент фильтрации здесь сокращается, получаем

$$h_0 i = h \left( i - \frac{dh}{ds} \right),$$

или

$$\frac{dh}{ds} = i \left( 1 - \frac{h_0}{h} \right). \quad (6.41)$$

Обозначим  $\frac{h}{h_0} = \eta$ , тогда  $h = h_0\eta$ ;  $dh = h_0d\eta$ .

Вводя указанное обозначение в уравнение (6.41), имеем

$$\frac{h_0 d\eta}{ds} = i \left( 1 - \frac{1}{\eta} \right) = i \left( \frac{\eta - 1}{\eta} \right), \quad (6.42)$$

или

$$\frac{ids}{h_0} = \frac{\eta}{\eta-1} d\eta = \frac{\eta-1+1}{\eta-1} d\eta.$$

Окончательно дифференциальное уравнение грунтовых вод принимает следующий вид:

$$\frac{ids}{h_0} = d\eta + \frac{d\eta}{\eta-1}. \quad (6.43)$$

Интегрируя уравнение (6.43) от сечения 1–1 до сечения 2–2, имеем

$$\frac{i}{h_0} (S_1 - S_2) = \eta_2 - \eta_1 + 1n \frac{\eta_2 - 1}{\eta_1 - 1},$$

или

$$\frac{il}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 + 1n \frac{1 - \eta_2}{1 - \eta_1},$$

где  $l = s_2 - s_1$  – расстояние между сечениями 1–1 и 2–2;

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

где  $h_1$  и  $h_2$  – глубины соответственно в сечении 1–1 и сечении 2–2.

Переходя от натуральных логарифмов к десятичным, окончательно получаем

$$\frac{il}{h_0} = \eta_2 - \eta_1 + 2,3 \lg \frac{1 - \eta_2}{1 - \eta_1}. \quad (6.44)$$

Это уравнение представляет собой уравнение кривой свободной поверхности грунтовых вод (так называемой кривой депрессии) для случая, когда  $i > 0$ . Пользуясь этим уравнением, можно решать те же задачи, что и при рассмотрении наземных потоков.

**6.7. Уравнение неравномерного безнапорного движения  
грунтовых вод для горизонтального подстилающего слоя  
(плоская задача; случай, когда  $i = 0$ )**

Дифференциальное уравнение (6.40) при  $i = 0$  принимает вид

$$q = -Kh \frac{dh}{ds}.$$

Разделив переменные, получим

$$\frac{q}{K} ds = -hdh.$$

Интегрируя это уравнение от сечения 1-1 до сечения 2-2 (рис. 6.14), имеем

$$\frac{q}{K}(S_2 - S_1) = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2},$$

или окончательно

$$q = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2l} K, \quad (6.45)$$

где  $l$  – расстояние между сечениями 1-1 и 2-2;

$h_1$  и  $h_2$  – глубины соответственно в сечениях 1-1 и 2-2.

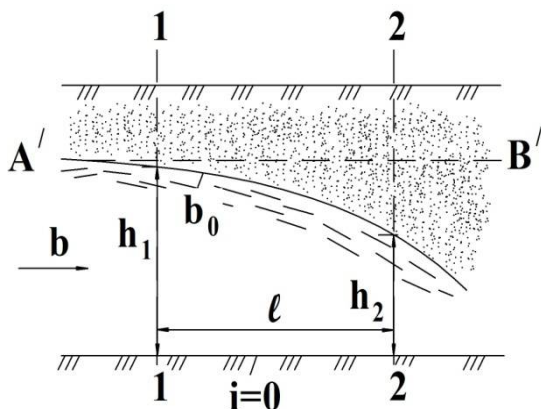


Рис. 6.14. К выводу дифференциального уравнения неравномерного движения ( $i = 0$ )

По уравнению (6.45) легко построить кривую депрессии (свободную поверхность), а также найти фильтрационный расход  $q$ . Уравнение (6.45), так же как и (6.35), называют уравнением Дюпюи.

### 6.8. Формы свободной поверхности (кривой депрессии) в случае неравномерного движения грунтовых вод

При построении кривых свободной поверхности в случае напора открытых потоков учитывают величину скоростного напора  $\frac{V^2}{2g}$ , поскольку скорости здесь относительно велики.

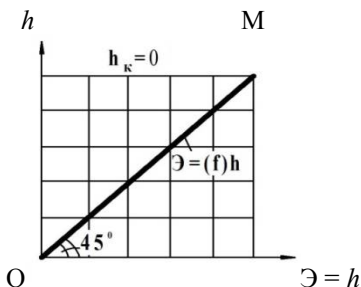


Рис. 6.15. Зависимость удельной энергии сечения  $\mathcal{E}$  от глубины  $h$  в случае фильтрационного потока.  $\mathcal{E} = f(h)$

В случае грунтовых вод величиной  $\frac{V^2}{2g}$ , как было отмечено выше, всегда пренебрегают (ввиду ее малости), поэтому график удельной энергии сечения приобретает форму, изображенную на рис. 6.15. Из графика на рис. 6.15 видно, что для грунтовых вод критическая глубина (т. е. глубина, отвечающая минимуму удельной энергии сечения) всегда равна нулю:

$$h_k = 0.$$

Поэтому известная линия критических глубин  $K - K$  в случае грунтовых вод всегда должна совпадать с линией дна.

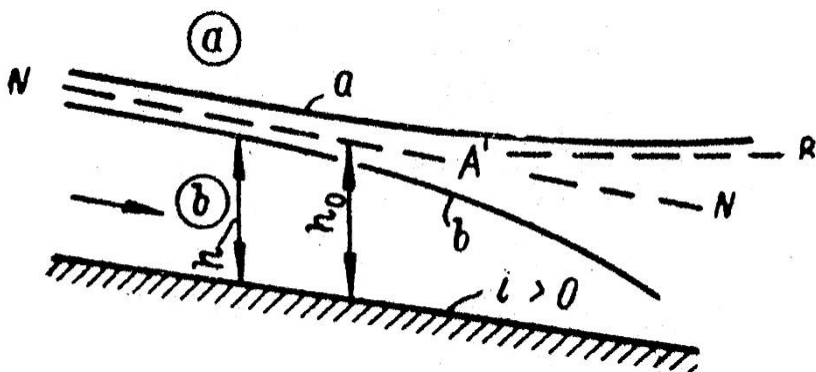


Рис. 6.16. Формы кривой свободной поверхности: при  $i > 0$

Из сказанного ясно, что при рассмотрении возможных форм кривых свободной поверхности для грунтовых вод приходится иметь дело только с зонами  $a$  и  $b$ ; зона с критической глубиной в данном случае отпадает. Как видно, при  $i > 0$  возможны только две формы кривой свободной поверхности: кривая подпора  $a$  и кривая спада  $b$  (рис. 6.16). В случае горизонтального подстилающего слоя ( $i = 0$ ) остается только одна зона  $b$  (рис. 6.17). В связи с этим здесь возможна только одна кривая свободной поверхности – кривая спада  $b_0$ .

### 6.9. Приток воды к круглому грунтовому колодезю (случай безнапорного движения воды)

На рис. 6.17 представлен грунтовой колодезь, доходящий до водоупора (в плане показана половина колодца). До откачки воды из колодца уровень воды в нем совпадал с естественным горизонтом грунтовых вод.

Возвышение естественного уровня грунтовых вод  $H_0$  над линией водоупора называется мощностью водоносного пласта.

Если из рассматриваемого колодца начать откачивать определенный расход воды ( $Q = \text{const}$ ), то уровень воды в нем будет понижаться. Чем больше понизится уровень воды в колодце, тем больше воды будет просачиваться из грунта в колодезь. В конце концов, при некоторой определенной глубине воды  $h_0$  наступит такой момент, когда расход воды, поступающей из грунта в колодезь, окажется равным расходу  $Q$ , откачиваемому из колодца. При этом горизонт воды в колодце перестанет опускаться; в грунте же мы получим установившийся

ся фильтрационный поток. Форма этого потока следующая: сверху грунтовый поток ограничивается так называемой депрессионной воронкой, представляющей собой поверхность, образованную вращением кривой депрессии  $AB$  вокруг оси  $oh$ . Живые сечения данного потока будут представлять собой поверхности коаксиальных вертикальных круговых цилиндров. Каждое живое сечение будет характеризоваться своим радиусом  $r$ .

Обозначим через  $r_0$  радиус колодца, а через  $R$  — так называемый радиус действия колодца (т. е. радиус депрессионной воронки; см. рис. 6.17. За пределами радиуса  $R$  можно считать, что уровень воды остается в естественном состоянии (влияние колодца здесь уже практически не проявляется).

Наметим координатные оси: вертикальную ось колодца  $oh$  и горизонтальную ось  $or$ , совпадающую с водоупором. Поставим себе цель найти фильтрационный расход  $Q$  (дебит колодца), а также уравнение кривой депрессии  $AB$ . Для решения этой задачи возьмем произвольное живое сечение на расстоянии  $r$  от оси  $oh$ . Глубина воды в нем равна  $h$ .

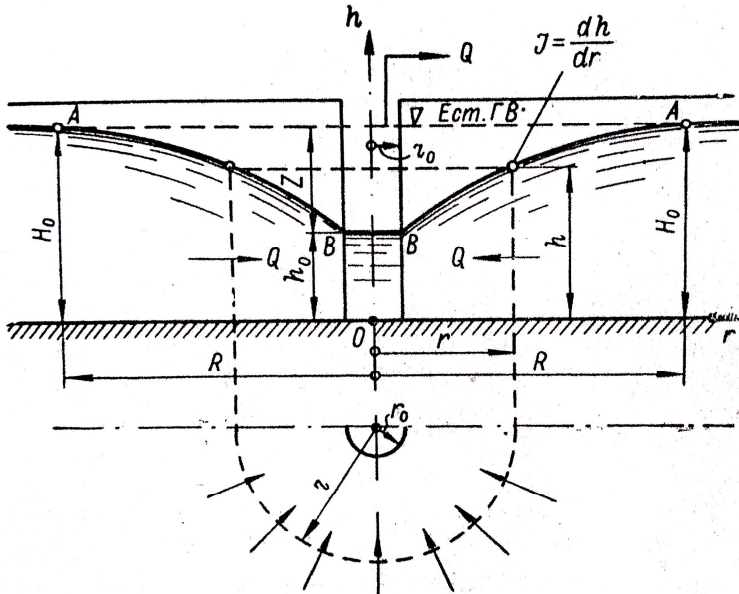


Рис. 6.17. К расчету притока воды к круглому грунтовому колодцу, доходящему до водоупора (совершенному колодцу)

Расход воды через рассматриваемое сечение

$$Q = \omega V ,$$

где

$$\omega = 2\pi r h ,$$

следовательно,  $Q = 2\pi r h K \frac{dh}{dr}$ .

Разделив в этом уравнении переменные, получим

$$\frac{Q}{K \cdot 2\pi} \frac{dr}{r} = h \cdot dh. \quad (6.46)$$

Интегрируя дифференциальное уравнение (6.46) в пределах изменения  $r$  от  $r = r_0$  до  $r = R$ , находим

$$\frac{Q}{2\pi K} \ln \frac{R}{r_0} = \frac{H_0^2}{2},$$

откуда

$$Q = \pi K \frac{H_0^2 - h_0^2}{\ln \frac{R}{r_0}}.$$

Переходя от натуральных логарифмов к десятичным, окончательно получаем

$$Q = 1,36K \frac{H_0^2 - h_0^2}{\lg \frac{R}{r_0}}. \quad (6.47)$$

По этой формуле и находят дебит колодца.

Уравнение кривой депрессии получим, если дифференциальное уравнение (6.46) проинтегрируем в пределах изменения  $r$  от  $r_0$  до произвольного радиуса  $r$  и  $h$  от  $h_0$  до глубины  $h$ , соответствующей радиусу  $r$ . После интегрирования в указанных пределах имеем

$$\frac{Q}{K \cdot 2\pi} \ln \frac{r}{r_0} = \frac{h^2 - h_0^2}{2}.$$

Окончательно уравнение кривой депрессии можно представить (заменяя натуральные логарифмы десятичными) в виде

$$h = \sqrt{h_0^2 + 0,73 \frac{Q}{K} I_g \frac{r}{r_0}}. \quad (6.48)$$

Задавая в этой формуле разными значениями  $r$ , находим соответствующие им величины  $h$ ; в результате можно по точкам построить кривую депрессии  $AB$ .

Для определения  $Q$  и построения кривой депрессии следует знать величину  $R$ , т. е. радиус действия колодца. В практике  $R$  назначают в зависимости от рода грунта.

Радиус действия колодца иногда определяют также по эмпирической формуле Зихарда:

$$R = 3000Z\sqrt{K}, \quad (6.49)$$

где  $Z = (H_0 - h_0)$  – глубина откачки, м;

$K$  – коэффициент фильтрации, м/с.

Следует обратить внимание на то, что погрешность, которая получается при назначении величины  $R$ , мало влияет на результаты расчета, поскольку  $R$  входит под знак логарифма.

Рассматривая вопрос о притоке воды к колодцу, следует иметь в виду следующие два обстоятельства.

1. Действительная картина движения грунтовой воды в случае притока воды к колодцу несколько отличается от схемы, представленной на рис. 6.17. В действительности кривая депрессии выклинивается все выше горизонта воды в колодце на величину  $\Delta h$ , называемую промежутком высачивания (рис. 6.18). Следовательно, действительная кривая депрессии всегда лежит выше той теоретической кривой, которая может быть построена по формуле (6.48).

Однако при небольшом снижении горизонта воды в колодце величиной промежутка высачивания  $\Delta h$  можно всегда пренебречь. Только при большом понижении уровня воды величина  $\Delta h$  приобретает столь большое значение, что неучет влечет за собой сильное искажение кривой депрессии.

Для определения величины промежутка высачивания в случае, когда  $h_0 \approx 0$ , можно пользоваться приближенной формулой:

$$\Delta h = 2,3r_0 I_g \frac{R}{r_0} \sqrt{\left(2,3r_0 I_g \frac{R}{r_0}\right)^2} + H_0. \quad (6.50)$$

Что касается величины расхода, то, как показывают специальные исследования, формула (6.47), несмотря на неучет в ней величины  $\Delta h$ , дает достаточно точные результаты и в случае большого снижения уровня воды в колодце.

2. Понятие радиуса действия колодца  $R$  носит несколько условный характер. Разумеется, в точке  $A$  кривой депрессии (см. рис. 6.17) уклон свободной поверхности теоретически не может быть равен нулю.

Следует отметить, что в литературе, помимо формул типа (6.49), приводятся еще и зависимости для определения  $R$ , основанные на рассмотрении неустановившегося режима движения грунтовой воды.

Расчет колодцев, не доходящих до водопора (несовершенных), рассматривается в специальной литературе.

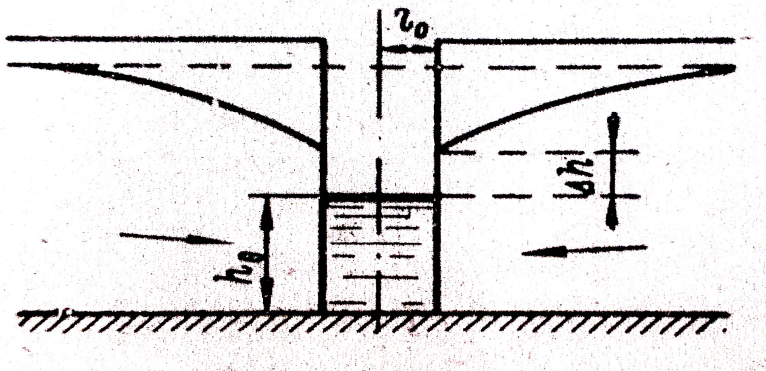


Рис. 6.18. К расчету промежутка высачивания

### 6.10. Поглощающие (адсорбирующие) колодцы

При наличии водоносных пластов, обладающих достаточно большой проницаемостью, воду с поверхности земли (с целью, например, осушения этой поверхности) можно отвести в эти водоносные пласты при помощи поглощающих (адсорбирующих) колодцев (рис. 6.19). В отличие от рассмотренного выше колодца здесь движение грунтовой воды направлено не к его оси, а в противоположную сторону (вода просачивается из колодца в водоносный пласт).

Как видно, этот случай движения грунтовой воды является обратным тому, который мы рассматривали в подразделе 6.9. Применяя тот же метод рассуждения, что и в подразделе 6.9, величину поглощаемого колодцем расхода получим в виде

$$Q = -2\pi rhK \frac{dh}{dr},$$

(знак «минус» поставлен потому, что глубина  $h$  здесь уменьшается в направлении оси  $r$  и, следовательно,  $dh < 0$ ).

Деля переменные и интегрируя это уравнение в пределах от  $r_0$  до  $R$  и от  $h_0$  до  $H$ , получим

$$Q = \pi K \frac{h_0^2 - H_0^2}{\ln \frac{R}{r_0}}.$$

Переходя к десятичным логарифмам, окончательно имеем

$$Q = 1,36K \frac{h_0^2 - H_0^2}{I g \frac{R}{r_0}}. \quad (6.51)$$

Пользуясь этим уравнением, можно определить поглощающую способность колодца (рис. 6.19).

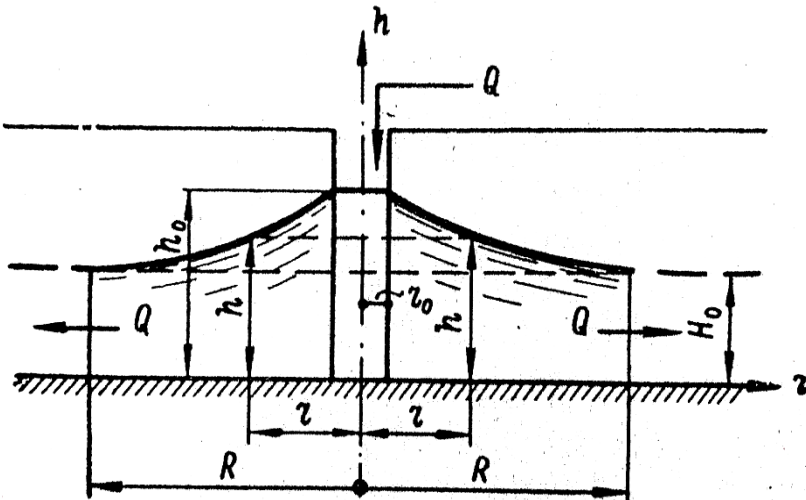


Рис. 6.19. К расчету поглощающих (адсорбирующих) колодцев

### 6.11. Артезианский колодец (случай напорного движения воды)

Если водоносный пласт  $A$  прикрыт сверху водонепроницаемым, причем грунтовые воды, насыщающие пласт  $A$ , находятся под давлением, большим атмосферного, то такой водоносный пласт называется артезианским, а колодец, питающийся из этого пласта, носит название артезианского колодца (рис. 6.20).

Следует отметить, что артезианский колодец получил свое название от французской провинции Артуа, где в XII в. впервые в Европе был устроен. Однако подобные колодцы были известны еще в глубокой древности в Китае, Египте и древней Руси.

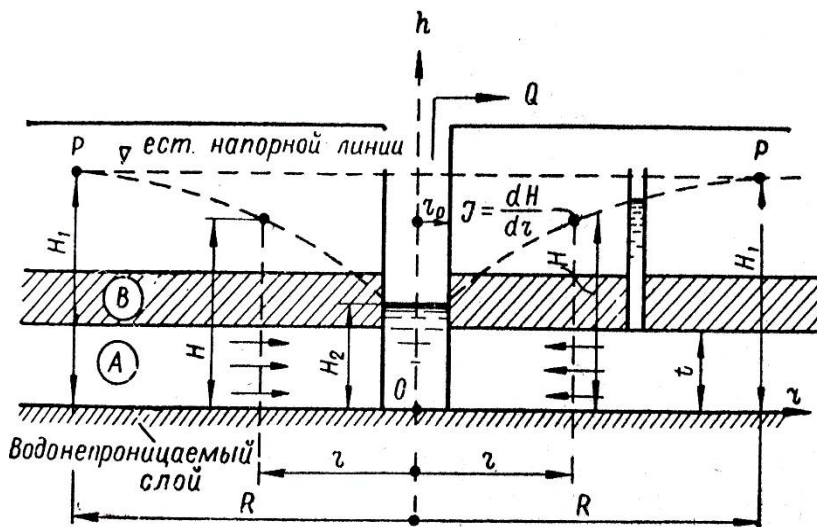


Рис. 6.20. К расчету совершенных артезианских колодцев

Если прорезать водонепроницаемую породу, прикрывающую водоносный пласт буровыми скважинами, то грунтовая вода в этих скважинах поднимается до некоторой высоты  $H_1$ , соответствующей давлению воды в водоносном пласте. Очевидно, горизонтальная линия  $P-P$ , до которой поднимается вода в скважинах, будет являться линией естественного напора грунтовых вод.

При откачке воды из артезианского колодца вокруг него образуется

депресссионная воронка, причем кривая депрессии в данном случае будет являться кривой напоров, а не кривой свободной поверхности, как в обыкновенном колодце. Эту кривую можно получить лишь с помощью скважин, доведенных до водоносного пласта.

Живые сечения потока в водоносном слое имеют постоянную высоту, равную толщине водоносного пласта  $t$ .

Площадь круглоцилиндрического живого сечения,  $\omega$  на некотором расстоянии  $r$  от оси колодца определяется формулой

$$\omega = 2\pi r t.$$

В связи с этим дифференциальное уравнение движения грунтовых вод имеет вид

$$Q = 2\pi r t K \frac{dH}{dr},$$

где  $H$  – напор в точке, определяемой координатой  $r$ .

Разделив переменные, получаем

$$\frac{2\pi r t K}{Q} dH = \frac{dr}{r}.$$

Интегрируя это уравнение в пределах от  $r_0$  до  $r$  и от  $H_2$  до  $H$ ,

$$\frac{2\pi r t K}{Q} (H - H_2) = \ln \frac{r}{r_0}.$$

Переходя к десятичным логарифмам, окончательно имеем

$$H - H_2 = 0,37 \frac{Q}{Kt} I_g \frac{r}{r_0}. \quad (6.52)$$

По этому уравнению можно построить кривую напоров.

Дебит колодца  $Q$  легко определяется из уравнения (6.52), если принять  $H = H_1$  и  $r = R$ :

$$Q = 2,73 Kt \frac{H_1 - H_2}{I_g \frac{R}{r_0}}, \quad (6.53)$$

где  $R$  – радиус действия колодца.

## 6.12. Приток грунтовой воды к водосборной галерее или осушительному каналу

Рассмотрим случай, когда дно галереи (или канала) располагается непосредственно на водоупоре. После сооружения такой галереи по истечении некоторого времени поверхность грунтовой воды примет вид кривых депрессии  $AB$ , показанных на рис. 6.21. При этом вода, просачивающаяся в галерею с двух ее сторон, должна непрерывно отводиться по ней, для чего галерее (или каналу) придается определенный продольный уклон.

Обозначим через  $q$  односторонний приток грунтовой воды, приходящейся на единицу длины галереи. Координатные оси расположены так, как это показано на рис. 6.21.

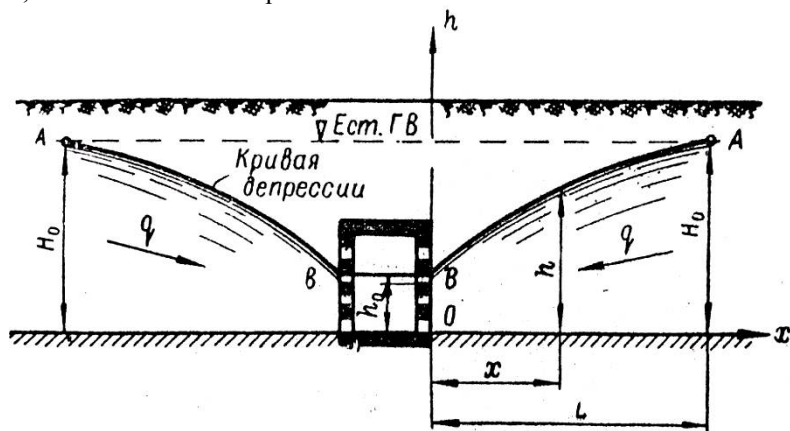


Рис. 6.21. Приток грунтовой воды к водосборной галерее или осушительному каналу

Для определения расхода  $q$  возьмем произвольное живое сечение на расстоянии  $x$  от галереи. Глубину грунтовой воды в этом сечении обозначим через  $h$ . Тогда расход воды для этого сечения запишется в виде

$$q = \omega v = hK \frac{dh}{dx},$$

или

$$\frac{q}{K} dx = h dh.$$

Интегрируя это уравнение в пределах изменения горизонтальной координаты от  $h_0$  до  $H_0$ , получаем:

$$\frac{q}{K}x = \frac{H_0^2 - h_0^2}{2}, \quad (6.54)$$

где  $h_0$  – глубина воды в галерее.

Окончательно уравнение кривой дисперсии получаем в виде

$$h = \sqrt{2 \frac{q}{K}x + h_0^2}. \quad (6.55)$$

Задаваясь различными расстояниями  $x$ , по уравнению (6.55) находим соответствующие глубины  $h$ . В результате по точкам можем построить искомую кривую депрессии.

Для определения расхода  $q$ , входящего в уравнение (6.55), полагаем в этом уравнении

$$h = H_0 \text{ и } x = L,$$

в результате получаем

$$q = K \frac{H_0^2 - h_0^2}{2L}, \quad (6.56)$$

где  $L$  – так называемая длина влияния галереи, т. е. та длина, на которой сказывается осушительное действие галереи.

Иногда принимают

$$L = \frac{H_0 - h_0}{I_{\text{cp}}},$$

где  $I_{\text{cp}}$  – средний уклон кривой депрессии.

Величина  $I_{\text{cp}}$  принимается в зависимости от рода грунта в пределах от 0,15 (для глины) до 0,0003 (для крупного песка).

### 6.13. Фильтрация воды через грунтовую плотину

На рис. 6.22 представлена грунтовая плотина на водонепроницаемом основании.

Гидравлический расчет такой плотины состоит в определении фильтрационного расхода воды, просачивающейся через нее, и в по-

строении кривой депрессии  $BC$ , которую необходимо иметь при проектировании плотины (дамбы), в частности для расчета устойчивости ее откосов.

Как видно, фильтрационный поток в теле плотины ограничен линиями  $AB$ ,  $BC$ ,  $CD$ ,  $DE$  и  $AE$ . Выясним, каким условиям удовлетворяет фильтрационный поток на каждой из этих линий (установим пограничные условия для данного фильтрационного потока).

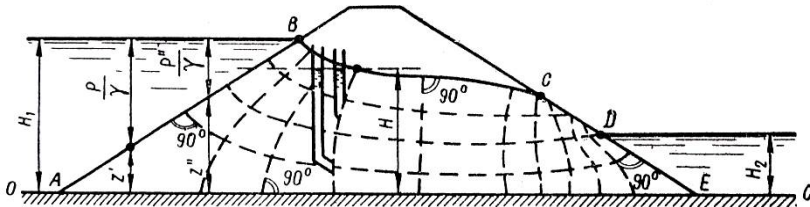


Рис. 6.22. Фильтрация воды через грунтовую плотину на водонепроницаемом основании

1. Линия  $AB$  (верховой откос плотины) является линией равного напора. Во всех точках ее напор ( $H = z + \frac{p}{\gamma}$ ) одинаков и равен  $H_1$  (за плоскость сравнения  $OO$  принимаем линию водоупора  $AE$ ).

2. Линия  $DE$  также является линией равного напора: во всех точках ее напор равен  $H_2$ .

3. Линия  $BC$  (кривая депрессии) является самой верхней линией тока. Она характеризуется тем, что во всех точках ее давление одинаково и равно атмосферному. Следовательно, в любой точке кривой депрессии  $H = z$ , атмосферное давление не учитываем, т. е. в каждой точке кривой  $BC$  напор равен превышению этой точки над плоскостью сравнения. В точке  $C$  кривая депрессии касательна к низовому откосу.

4. Линия  $CD$  называется промежутком высачивания; во всех точках ее давление одинаково и равно атмосферному, поэтому в любой точке этой линии (так же, как и для кривой депрессии) напор  $H = z$ . Однако эта линия не является ни линией тока, ни линией равного напора. Линии тока подходят к линии  $CD$  под некоторым углом, не равным  $90^\circ$ ; при этом вода из тела плотины высачивается на откос.

Как видно, в средней части плотины (рис. 6.22) движение воды плавно изменяющееся, в пределах же верхового и низового клиньев плотины – резко изменяющееся.

Для приближенного расчета тела плотины ее трапецидальное по-

перечное сечение  $abcd$  можно заменить условным трапециевидальным сечением  $A'b'c'D'$ , имеющим вертикальную верховую грань  $A'b'$  (рис. 6.23).

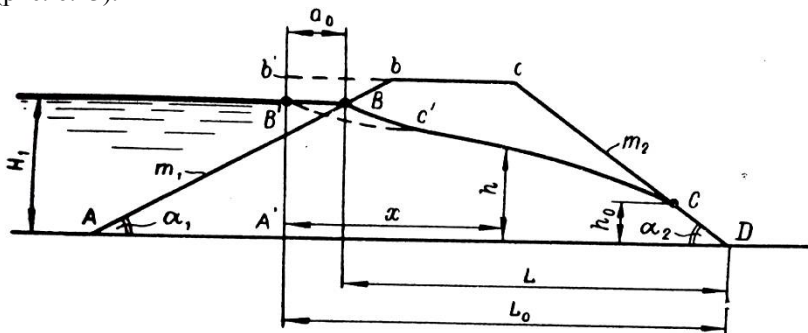


Рис. 6.23. К фильтрационному расчету грунтовой плотины

Как показывают особые гидромеханические исследования, эту вертикальную грань следует намечать на расстоянии  $a_0$  от уреза воды верхнего бьефа:

$$a_0 = \varepsilon H_1 \approx 0,4H_1. \quad (6.57)$$

Строго говоря, величина коэффициента  $\varepsilon$  зависит от коэффициента верхового откоса  $m_1 = \operatorname{ctg} \alpha_1$ , однако этой зависимостью можно пренебречь и в среднем численное значение  $\varepsilon$  считать равным 0,4.

Для случая, когда вода в нижнем бьефе отсутствует ( $H_2 = 0$ ), величина промежутка высачивания  $h_0$ , показанная на чертеже, может быть определена по формуле, составленной в соответствии с решением С. Н. Нумерова:

$$h = (m_2 + 0,7) \frac{q}{K}, \quad (6.58)$$

где  $m_2 = \operatorname{ctg} \alpha_2$  – коэффициент заложения низового откоса;

$q$  – удельный фильтрационный расход.

Величину  $q$  предварительно с достаточной точностью можно найти по формуле Дюпюи, написанной в виде

$$q = K \frac{H_1^2}{2L_0}. \quad (6.59)$$

Как указано на рис. 6.22,

$$L_0 = L + 0,4 H_1.$$

Зная фильтрационный расход  $q$  и промежуток высачивания  $h_0$ , можно построить кривую депрессии  $B'C$ .

Уравнение кривой депрессии напишем, используя формулу Дюпюи, в виде

$$\frac{q}{K} = \frac{H_1^2 - h^2}{2x};$$
$$h = \sqrt{H_1^2 - 2 \frac{q}{K} x}. \quad (6.60)$$

Задавая расстоянием  $x$ , по формуле (6.60) находим глубину  $h$  в соответствующем сечении (см. рис. 6.23). Очевидно, что глубины  $h$  изменяются в пределах от  $H_1$  до  $h_0$ .

Получив для условной схемы  $A'b'cD'$  кривую депрессии  $B'C$ , далее визуально заменяем ее начальный участок  $B'c'$  линией  $Bc'$ , проведенной нормально к верховому откосу  $Ab$ , как было отмечено выше, к низовому откосу кривая депрессии должна подходить (в точке  $C$ ) касательно.

#### 6.14. Напорная фильтрация воды под бетонным сооружением

Картина движения воды под сооружением. Если в области фильтрации давление фильтрационного потока больше атмосферного, т. е. отсутствует свободная (депрессионная) поверхность фильтрационного (грунтового) потока, то такую фильтрацию называют напорной. Обычно такой вид фильтрации наблюдается в основании маловодопроницаемых сооружений, например, под бетонной плотиной. Картина движения воды под сооружением представлена на рис. 6.24. В данном случае мы получаем резко изменяющуюся фильтрацию, которая характеризуется наличием сильно искривленных живых сечений. Линия 1–2–3–4–5–6–7, ограничивающая снизу водонепроницаемые части сооружения, называется подземным контуром плотины. Для увеличения длины подземного контура плотины под ней устраивают свайные шпунтовые ряды, а перед ней – так называемый понур, представляющий собой, например, относительно тонкий слой водонепроницаемого грунта.

Величина  $Z$  (рис. 6.24) называется напором на сооружении. При от-

сутствии воды в нижнем бьефе величина  $Z$  представляет собой превышение горизонта воды верхнего бьефа над дном нижнего бьефа. Под действием напора на сооружении  $Z$  вода фильтруется через дно верхнего бьефа, движется под сооружением и выходит наружу через дно нижнего бьефа (см. стрелки на чертеже); линии тока здесь получаются в виде сильно искривленных линий.

Изучение поясненного фильтрационного напорного потока (не имеющего свободной поверхности) необходимо в связи с проектированием подземного контура бетонных сооружений (плотин, перепадов и т. п.). Вообще говоря, фильтрация воды под сооружением порождает следующие обстоятельства, которые должны учитываться при проектировании подземного контура:

1) вода, омывая сооружение снизу, оказывает давление  $W$  на его подошву (рис. 6.24);

2) сила  $W$  называется противодавлением (для расчета устойчивости сооружения необходимо знать эту силу);

3) из-за фильтрации получается потеря воды из верхнего бьефа, что иногда нежелательно; в связи с этим возникает вопрос о величине фильтрационного расхода  $Q$ ;

4) в основании сооружения получаются некоторые скорости фильтрации и если они оказываются большими, то при этом может возникнуть суффозия (размыв) грунта фильтрационным потоком, поэтому в некоторых случаях приходится определять величину скоростей  $v$  в разных точках основания сооружения;

5) фильтрационный поток, пронизывая грунт основания, стремится сдвинуть последний в сторону нижнего бьефа. Эта сдвигающая сила зависит от величины пьезометрических уклонов  $I$  в разных точках основания.

Задача гидравлического расчета нескального основания бетонного сооружения обычно ставится следующим образом. Даны: подземный контур сооружения, напор на сооружении  $Z$ , область фильтрации (ее форма, размеры и величина коэффициента фильтрации). Требуется найти величины  $W$ ,  $Q$ , а также  $V$  и  $I$  для различных точек основания.

Поскольку в данном случае имеется резко изменяющееся движение воды, то приходится отказываться от обычных гидравлических приемов расчета (в соответствии с которыми живые сечения принимаются плоскими и т. п.) и пользоваться или сложными математическими расчетами, относящимися к области теоретической гидромеханики, или некоторыми специальными упрощенными расчетами (так называемым

«методом коэффициентов сопротивления» и т. п.), или, наконец, особым экспериментальным способом, называемым методом электрогидродинамических аналогий (методом ЭГДА).

Ниже, после некоторого дополнительного пояснения, получающегося в данном случае фильтрационного потока, остановимся на освещении только упомянутого экспериментального метода ЭГДА. Далее всюду будем иметь в виду случай изотропного однородного грунта основания, причем как пример бетонного сооружения рассмотрим плотину.

### 6.14.1. Условия на границах фильтрационного потока (пограничные условия)

Наметим на уровне дна нижнего бьефа (рис. 6.24) плоскость сравнения  $O - O$ . Через  $\alpha$  обозначим превышение дна верхнего бьефа над плоскостью сравнения. Начало оси  $y$  расположим на уровне  $O - O$ .

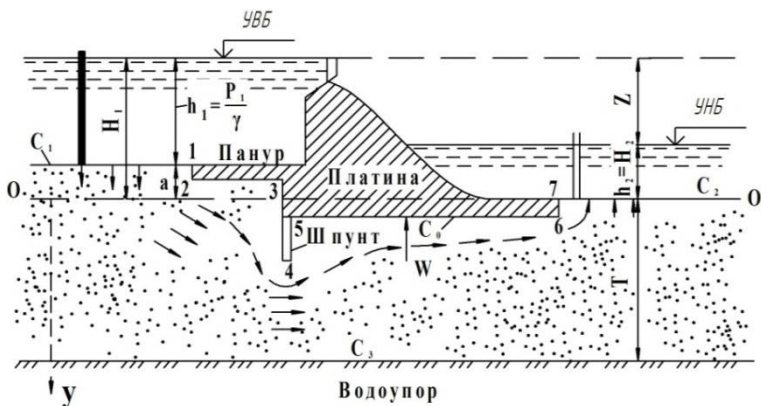


Рис. 6.24. Движение воды под бетонной плотиной

Границы области фильтрации обозначим следующим образом:  $C_1$  – линия дна верхнего бьефа;  $C_2$  – линия дна нижнего бьефа;  $C_3$  – поверхность водоупора; иногда величина  $T$ , определяющая положение водоупора (см. рис. 6.24), принимается в расчетной схеме сооружения равной бесконечности, при этом граница  $C_3$  исчезает (уходит в бесконечность);  $C_0$  – подземный контур сооружения.

Рассмотрим каждую из названных граничных линий в отдельности.

Линия  $C_1$ . Как видно из чертежа, напор во всех точках линии  $C_1$  одинаков:

$$H = h_1 = H_1 - a = \text{const}, \quad (6.61)$$

где  $h_1$  – глубина воды в верхнем бьефе.

Таким образом, линия  $C_1$  является линией равного напора:  $H_1 = \text{const}$  (превышение горизонта воды в верхнем бьефе над плоскостью сравнения). Из сказанного ясно также, что линия  $C_1$  – входное живое сечение фильтрационного потока.

Линия  $C_2$ . Напор во всех точках линии  $C_2$  также одинаков:

$$H = H_2 = h_2 = \text{const}, \quad (6.62)$$

где  $h_2$  – глубина воды в нижнем бьефе.

Таким образом, линия  $C_2$  есть линия равного напора,  $H_2 = \text{const}$  ( $H_2$  – превышение горизонта воды в нижнем бьефе над плоскостью сравнения). Линия  $C_2$  является также выходным живым сечением фильтрационного потока.

Линия  $C_3$ . Вдоль линии  $C_3$  движутся одна за другой отдельные частицы жидкости. Отсюда заключаем, что линия  $C_3$  является линией тока. Поскольку живые сечения (линии равного напора) должны составлять с линиями тока углы в  $90^\circ$ , то заключаем, что для всех точек линии  $C_3$  должно соблюдаться условие

$$\frac{dH}{dn} = 0, \quad (6.63)$$

где  $n$  – нормаль, проведенная к рассматриваемой линии тока.

Линия  $C_0$ . Эта линия является верхней граничной линией тока. Для любой точки линии  $C_0$  должно соблюдаться условие (6.63).

#### **6.14.2. Гидродинамическая сетка для нескального основания плотины**

Представим на рис. 6.25 так называемую гидродинамическую сетку фильтрационного потока в случае одношпунтового подземного контура. Как видно, она образована системами линий тока (см., например, линию тока  $CBA$ ) и линий равного напора, т. е. живыми сечениями (см., например, линию равного напора – живое сечение  $aCб$ ).

Сеть, состоящую из линий равных напоров и линий токов, называют гидродинамической сеткой фильтрационного потока.

Линии равного напора дополнительно могут быть пояснены при помощи рис. 6.25, на котором изображен фрагмент гидродинамической сетки. Из этого рисунка видно следующее:

1) горизонты воды в воображаемых пьезометрах, подключенных к разным точкам данной линии равного напора (см., например, линию  $a - a$ ), устанавливаются в одной горизонтальной плоскости (рис. 6.26). Превышение этой горизонтальной  $H_1$  является наименованием данной линии равного напора;

2) величины  $h_{1ab}$ ;  $h_{1bv}$  и т. д. представляют собой потери напора на пути от линии равного напора  $a - a$  до линии равного напора  $b - b$ , от линии  $b - b$  до линии  $v - v$  и т. д.;

3) линии тока всюду ортогональны к линиям равного напора.

В отношении рис. 6.24 можно сделать следующие указания:

1) здесь две линии тока всегда являются заранее известными, это линии  $C_0$  и  $C_3$ ;

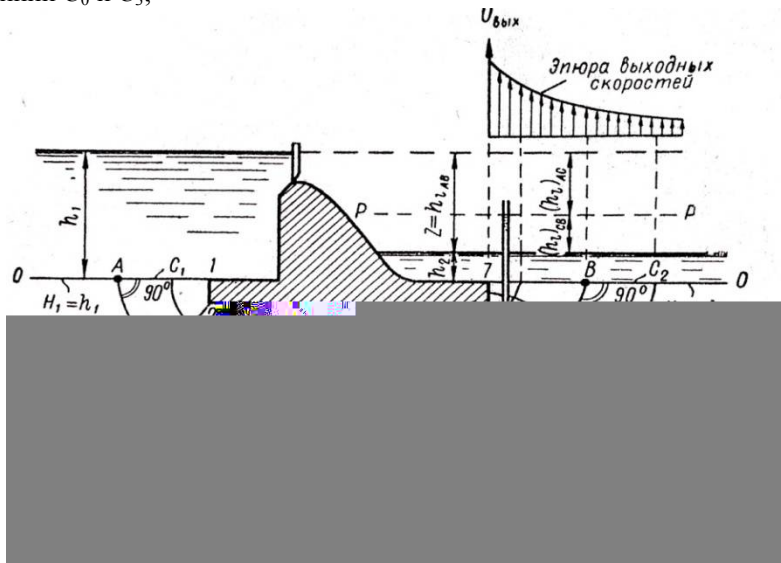


Рис. 6.25. Гидродинамическая сетка фильтрационного потока

2) так как линии равного напора ортогональны линиям тока, то:

а) все линии равного напора должны быть ортогональны подземному контуру и поверхности водоупора;

б) все линии тока должны быть ортогональны дну верхнего и дну

нижнего бьефов (поскольку линии  $C_1$  и  $C_2$  являются линиями равного напора);

3) величина фильтрационного расхода воды, движущейся между двумя линиями тока, постоянна по длине потока.

Рассмотрим линию тока  $ABC$ . В ее точке  $A$  напор  $H = h_1$ , в точке  $B$  напор  $H = h_2$ . Очевидно, жидкая частица, двигаясь вдоль линии тока  $ABC$  от границы  $C_1$  до границы  $C_2$ , теряет напор:

$$(h_1) = h_1 - h_2 = Z. \quad (6.64)$$

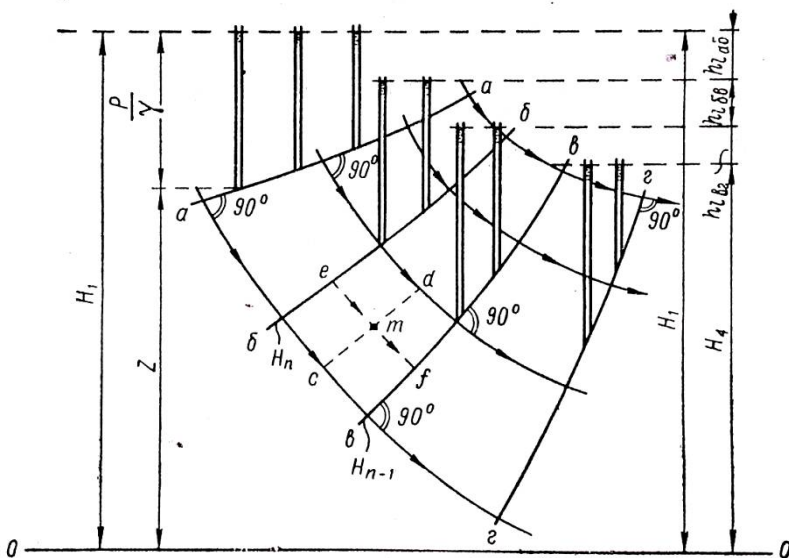


Рис. 6.26. Фрагмент гидродинамической сетки

Таким образом, можно утверждать, что напор на сооружении  $Z$  представляет собой потерю напора при фильтрации воды под сооружением.

Рассмотрим линию равного напора (живое сечение)  $aCb$ . Подключим ее точке  $C$  пьезометр. Горизонт воды в этом пьезометре будет стоять на уровне некоторой горизонтальной пьезометрической плоскости  $P - P$ , отвечающей данному живому сечению. Из рисунка видно, что величина  $(h_1)_{AC}$  представляет собой потерю напора на длине  $AC$  рассматриваемой линии тока, величина же  $(h_1)_{CB}$  является потерей на длине  $CB$  рассматриваемой линии тока:

$$(h_i)_{AC} + (h_i)_{CB} = Z. \quad (6.65)$$

Если линии равного напора мы условимся проводить так, чтобы их наименования отличались друг от друга на величину, равную  $0,1 Z$ , то наименование этих линий будет таким, какое указано на чертеже. Само собой разумеется, что потеря напора вдоль любой линии тока на участке ее между соседними линиями равного напора должна составлять при указанном условии величину, равную  $0,1 Z$ .

### 6.14.3. Особые свойства гидродинамической сетки

В теории фильтрации доказаны следующие четыре положения относительно гидродинамической сетки:

1) если границы двух каких-либо однородных областей фильтрации геометрически подобны, то гидродинамические сетки для этих областей также геометрически подобны;

2) в случае однородного грунта форма гидродинамической сетки и наименование линий равного напора вовсе не зависят от коэффициента фильтрации; от коэффициента фильтрации зависит только расход, величина которого прямо пропорциональна коэффициенту фильтрации;

3) форма (начертание) гидродинамической сетки вовсе не зависит от величины напора на сооружении  $Z$ , а также от величин  $h_1$  и  $h_2$  (глубин воды в верхнем и нижнем бьефах); с изменением  $Z$ ,  $h_1$  и  $h_2$  изменяется только наименование имеющихся линий равного напора;

4) величина расхода  $q$  прямо пропорциональна напору на сооружении  $Z$ .

Основываясь на этих положениях, следует, что исходя из имеющегося решения какой-либо схемы (области фильтрации), можно легко получить решение любой другой схемы, характеризуемой любыми величинами коэффициента фильтрации  $K$ ,  $Z$ ,  $h_1$  и  $h_2$ , если только эта схема геометрически подобна решенной схеме.

### 6.14.4. Расчеты по гидродинамической сетке

С помощью гидродинамической сетки можно определить все параметры фильтрационного потока – напоры, гидравлические градиенты, скорости и расходы. Достоинство сеток: все параметры легко вычисляются и, что очень существенно, их можно определить в любой заданной точке области фильтрации.

Полосу, ограниченную соседними линиями тока, называют лентой расхода, а полосу между линиями равного напора – поясом давлений. Следует отметить, что подземный контур является первой линией тока, а водоупор – последней, т. е. верхней граничной линией тока является водонепроницаемая часть подземного контура флюэтбета, нижней – водоупор. Верхняя граничная линия равного напора (с напором)  $h_x = H$  находится на поверхности дна верхнего бьефа, нижняя (с напором  $h_x = 0$ ) – на поверхности дна нижнего бьефа и линии дренажей в основании (если они есть) (рис. 6.27).

Число лент расхода и поясов равных напоров выбирают в зависимости от требуемой точности решения. Чем меньше шаг  $\Delta S$  и  $\Delta l$ , тем точнее можно определить параметры фильтрационного потока.

Отношение  $\Delta S / \Delta l$  называют коэффициентом формы сетки. При  $\Delta S / \Delta l = 1$  сетка будет квадратной, при  $\Delta S / \Delta l \neq 1$  неквадратной. Квадратная сетка обеспечивает большую точность расчетов.

Соотношение  $M = \frac{\Pi}{L}$  называют модулем сетки ( $\Pi$  – число поясов давления;  $L$  – число лент расхода).

Для правильно построенной сетки в данной области фильтрации при любом числе лент расхода и поясов давления модуль сетки  $M$  должен быть постоянным.

**Способы построения гидродинамических сеток.** Гидродинамическую сетку можно построить по уравнениям для простых очертаний подземного контура экспериментально на приборе ЭГДА и приближенно графически.

Метод ЭГДА был предложен Н. Н. Павловским в 1921–1922 гг. С помощью этого метода можно построить гидродинамическую сетку для области фильтрации практически любой сложной формы. Данный метод основан на математическом подобии между движением воды в грунте и постоянным электрическим током в проводнике (табл. 6.2).

Такая аналогия между движением электрического тока в проводнике и движением фильтрационного потока в грунте позволяет на модели, выполненной из электропроводного материала и геометрически подобной изучаемой области фильтрации, находить точки с одинаковыми значениями потенциалов. Проведенные через эти точки линии будут линиями равных потенциалов, соответствуют линиям равных напоров, а перпендикулярные им – силовым линиям, т. е. линиям тока фильтрационного потока.

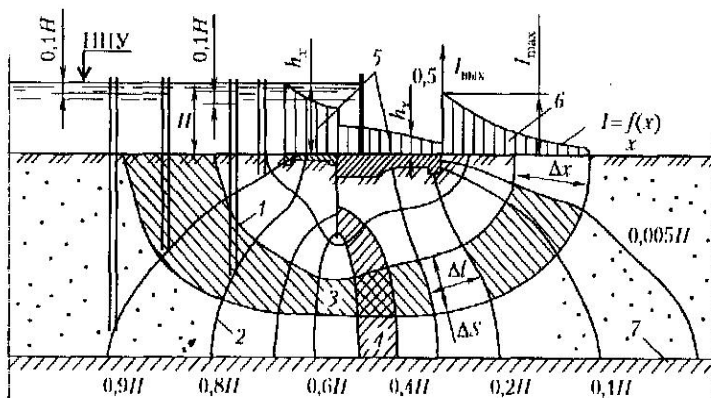


Рис. 6.27. Гидродинамическая сетка:

1, 2 – линии токов и равных напоров; 3 – лента расхода; 4 – пояс давления; 5, 6 – эпюры соответственно фильтрационного противодавления и выходных градиентов фильтрационного потока в нижнем бьефе, построенные на гидродинамической сетке; 7 – водопупор;  $I$  – выходной градиент напора

Используя метод ЭГДА, можно получить линии равных напоров и линии токов, т. е. построить гидродинамическую сетку движения фильтрационного потока. В практике чаще всего ограничиваются нахождением линии равных напоров, а линии токов, перпендикулярные линиям равных напоров, строят графически.

Интегратор ЭГДА (электродинамических аналогий) представляет собой измерительный мостик Уитстона постоянного тока с выпрямителем для питания от сети переменного тока. Кроме этого в схему интегратора входят потенциметрический делитель напряжения, необходимый для реализации граничных условий, и ампервольтметр для измерения режима работы интегратора и определения электрических параметров в модели.

В приборе ЭГДА водопроницаемый грунт моделируется специальной электропроводной бумагой, электролитическими растворами или металлической фольгой.

Работа мостовой схемы (рис. 6.28, а) сводится к тому, что при выполнении соотношения сопротивлений  $\frac{R_1}{R_2} = \frac{R_3}{R_4}$  потенциалы в точках  $c$  и  $d$  будут равны, т. е. ток между ними отсутствует.

Таблица 6.2. Элементы электрического тока и соответствующие им элементы фильтрационного потока

Элементы электрического тока	Элементы фильтрационного тока
Электрический ток	Фильтрационный поток
Электрический потенциал $C$	Пьезометрический напор $H$
Удельная проводимость $C = \frac{1}{\rho}$	Коэффициент фильтрации $K$
Плотность тока $i$	Скорость фильтрации $v$
Закон Ома: $i = -c \frac{du}{dl}$	Закон Дарси: $v = -K \frac{dh}{dl}$
Уравнение Лапласа для электрического потенциала: $\frac{d^2 u}{dx^2} + \frac{d^2 u}{dy^2} + \frac{d^2 u}{dz^2} = 0$	Уравнение Лапласа для напора: $\frac{d^2 h}{dx^2} + \frac{d^2 h}{dy^2} + \frac{d^2 h}{dz^2} = 0$
Изоляционная поверхность: $\frac{dU}{dn} = 0,$ где $n$ – нормаль	Поверхность равнонапорная: $\frac{dU}{dn} = 0,$ где $n$ – нормаль
Интеграл уравнения Лапласа (функция потенциала): $U = f(x, y, z)$	Интеграл уравнения Лапласа (напорная функция): $h = f(x, y, z)$
Эквипотенциальная поверхность: $U = \text{const}$	Поверхность равных напоров: $h = \text{const}$
Сила тока $I$	Фильтрационный расход $Q$
Площадь сечения $F$	Площадь сечения $\omega$
Длина линии тока $L$	Длина пути фильтрации $L$
Напряженность электрического поля: $E = \frac{U_1 - U_2}{L}$	Градиент фильтрационного потока: $I = \frac{h_1 - h_2}{L}$

Измерительное устройство интегратора (рис. 6.28) состоит из градуированного потенциометра, составляющего два плеча моста ( $R_3$  и  $R_4$ ) и гальванометра-индикатора равновесия моста. Два других плеча моста  $R_1$  и  $R_2$  составляют модель задачи, изготовленную из специальной электропроводной бумаги, являющейся сопротивлением с большой поверхностью. В качестве источника питания применен выпрямитель, включенный в электрическую сеть переменного тока через понижающий трансформатор. Соединив модель с измерительным устройством и подключив к ней источник питания, получим схему обычного четырехплечного моста.

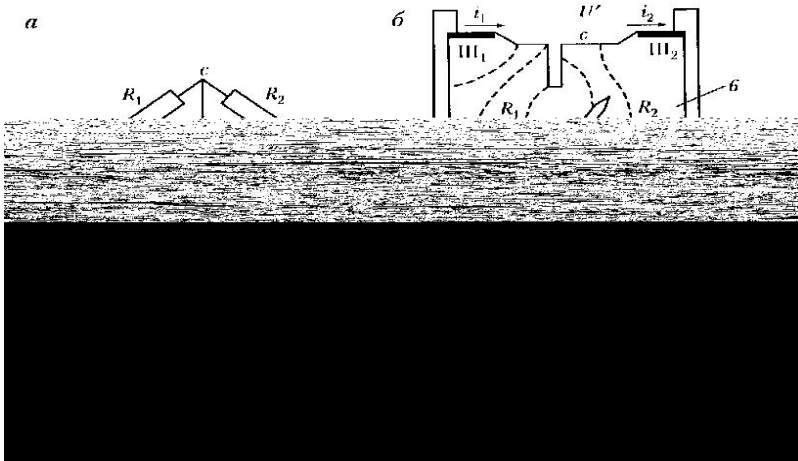


Рис. 6.28. Схема мостика Уитстона (а) и прибора ЭГДА (б):  
 1 – понижающий трансформатор; 2 – выпрямитель; 3 – реохорд;  
 4 – гальванометр; 5 – игла-шуп; 6 – модель

Если измерительной иглой подключиться к модели в какой-либо точке  $c$ , то будут иметь место отмеченные на схеме токи  $i$  и потенциалы  $U$ . Если же градуированное сопротивление (потенциометр) измерительного устройства отрегулировать так, чтобы потенциал  $U'$  в точке  $c$  был равен потенциалу  $U''$  в точке  $d$ , то мост будет уравновешен, в чем убедимся по отсутствию отклонения стрелки гальванометра ( $U' - U'' = 0$ , ток  $i = 0$ ).

Достоинство схемы моста сопротивлений заключается в том, что результаты измерения потенциалов на модели не зависят от величины напряжения, приложенного в вершинах моста, т. е. колебания напряжения в источнике питания (электрической сети) не влияют на результаты опытов. Эта особенность схемы позволяет разность потенциалов принимать равной единице. Разбив потенциометр на равные части (5; 10; 20; 50; 100), можно на исследуемой модели определять эквипотенциальные линии в долях напора.

В случае неоднородного основания электрическая модель задачи изготавливается из различной по проводимости электропроводной бумаги, вырезанной по форме, геометрически подобной различным зонам в натуре. Удельное сопротивление одной из зон выбирается произвольно, а всех остальных зон определяется по формуле

$$\frac{p_v}{p_1} = \frac{K_1}{K_v}, \quad (6.66)$$

где  $p_1$  и  $p_v$  – удельные сопротивления первого слоя электропроводной бумаги и слоя  $v$ ;

$K_1$  и  $K_v$  – коэффициенты фильтрации первого слоя и слоя  $v$ ;

$v$  – номер соответствующих слоев модели и природы,  $v = 2, 3, 4, \dots, n$ .

Различные зоны модели склеивают электропроводным клеем.

При бесконечно удаленном водоупоре на определенной глубине от сооружения влияние флюتبета на движение грунтового потока затухает. Активная зона влияния флюتبета, по рекомендациям профессора Е. А. Замарина, принимается по кривой (рис. 6.29), проходящей на расстоянии  $(0,8-1,0)$  по горизонтали от понура и водобоя и по длине  $(1,0-1,5)$   $S$  по вертикали от нижнего конца шпунта ( $L$  – длина по горизонтали водонепроницаемой части флюتبета,  $S$  – длина шпунта).

В основу графического метода построения гидродинамической сетки положена ортогональность, непрерывность и плавность линий тока и равного напора. При графическом построении гидродинамической сетки необходимо соблюдать следующие основные требования:

- линии токов и линии равных напоров должны пересекаться под прямыми углами (быть ортогональными), т. е. касательные, проведенные к линиям тока и линиям равных напоров в точках их пересечения, должны быть перпендикулярны;

- линии равных напоров в точках примыкания к контуру сооружения и линии водоупора должны быть ортогональны;

- линии токов в точках примыкания к линиям дна верхнего и нижнего бьефов также должны быть ортогональны;

- сетка движения должна быть образована криволинейными квадратами или прямоугольниками.

Сетку строят на чертеже в масштабе. Область фильтрации делят на число лент расхода и проводят линии токов. Затем строят криволинейные ячейки сетки – квадраты с принятым соотношением  $\Delta S/\Delta l$  и одновременно корректируют положение линий токов.

Вблизи уступа или шпунтовой стенки (в особых областях подземного контура) ячейки сетки будут не криволинейными квадратами, а криволинейными многоугольниками (см. рис. 6.26). Для удобства нахождения точек распределения давления фильтрационного потока непосредственно вдоль подошвы подземного контура флюتبета ( $0,9 H$ ,  $0,8 H$ ,  $0,7 H$  и т. д.) можно воспользоваться, например, методом удлиненной контурной линии.

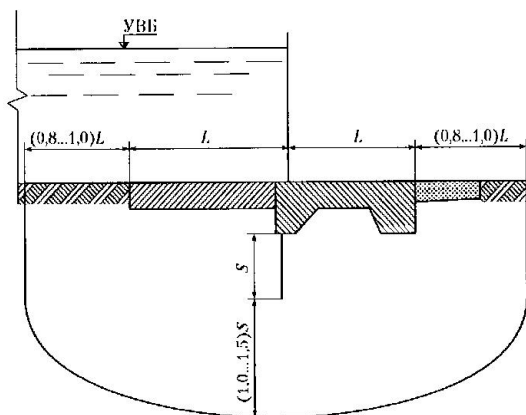


Рис. 6.29. Граница активной зоны фильтрации

Если фактический водоупор залегает глубоко, при построении гидродинамической сетки принимают условный водоупор на глубине, где  $T = 2,5l_0$ , где  $l_0$  горизонтальная проекция водонепроницаемой части флютбета.

Рассмотрим определение элементов фильтрационного потока по сетке.

Напор в любой точке области фильтрации определяется по формуле

$$h_x = n \frac{H}{\Pi}, \quad (6.67)$$

где  $n$  – число поясов давления, отсчитываемых от конца водонепроницаемой части флютбета;

$H$  – действующий напор;

$\Pi$  – общее число поясов давления в сетке.

Если пояса давления отсчитывать со стороны верхнего бьефа (от начала флютбета), то по формуле (6.67) определяет потерю напора до рассматриваемой точки. Сумма оставшегося и потерянного напора всегда равна действующему напору.

В практических случаях напор обычно определяют в характерных точках по подземному контуру для построения эпюры напоров.

Для определения градиентов напора по сетке берут две точки в области фильтрации по направлению линии тока, находят разность напоров между ними и делят на расстояние между этими точками, измеряя его по линии тока. При действующем напоре  $H$  средний градиент напора между соседними линиями равного напора определяют по формуле

$$I = \frac{H}{\Pi \Delta l}, \quad (6.68)$$

где  $\Delta l$  – расстояние между рассматриваемыми точками.

Скорость движения определяют по формуле Дарси:

$$KI = K \frac{H}{\Pi \Delta l}, \quad (6.69)$$

где  $K$  – коэффициент фильтрации грунта основания.

Фильтрационный расход через одну ленту шириной  $\Delta S$  на один погонный метр ширины сооружения (в условиях плоской схемы фильтрации) будет равен

$$q_1 = V_2 \omega_1 = K \frac{\Delta SH}{\Pi \Delta l}, \quad (6.70)$$

а в случае квадратной сетки, когда  $\Delta S = \Delta l$ ,

$$q_1 = K \frac{H}{\Pi}. \quad (6.71)$$

При числе лент  $L$  фильтрационный расход под сооружением в случае квадратной сетки на единицу ширины

$$q = KH \frac{L}{\Pi}. \quad (6.72)$$

Полный расход под сооружением шириной  $B$  составит:

$$Q = KH \Delta S \frac{L}{\Pi \Delta l}, \quad (6.73)$$

а в случае квадратной сетки, когда  $\Delta S = \Delta l$ ,

$$Q = KHB \frac{L}{\Pi}. \quad (6.74)$$

Если при фильтрационных расчетах нельзя ограничиться решением плоской задачи, а нужно решать пространственную, то пользуются пространственным прибором ЭГДА с заменой грунта жидкостью–электролитом. В некоторых случаях, когда гидротехническое сооружение имеет значительную протяженность, можно по нескольким характерным поперечникам решить плоскую задачу, а потом подсчитать осредненные значения расчетных величин для перехода к пространственным условиям.

В заключение следует отметить, что другие методы фильтрационного (гидротехнического) расчета рассматриваются в литературе по гидротехническим сооружениям.

**Пример 6.1.** При бурении скважины для целей водоснабжения вскрыты грунтовые воды в песке среднем, подстилаемом глинами, с коэффициентом фильтрации  $K = 0,01$  см/с (8,64 м/сут). Мощность потока грунтовых вод  $H_0 = 2,0$  м, диаметр скважины  $d_0 = 273$  мм. Требуется определить дебит скважины при понижении уровня грунтовых во время откачки ( $Z = 1,0$  м), причем скважина оборудуется сквозным фильтром на всю мощность водоносного пласта. Уровень грунтовых вод находится на глубине 16,5 м.

**Решение.** В данном случае скважина «совершенная», так как фильтр перекрывает всю мощность фильтрующих пород, поэтому здесь применима зависимость (6.47). Расчетная схема приведена на рис. 6.16.

Вначале определим радиус действия скважины:

$$R = 3000 \cdot 1\sqrt{0,0001} = 30,0 \text{ м}. \quad (6.75)$$

Подставляем в зависимость (6.47) исходные данные, тогда дебит скважины будет равен:

$$Q = 1,36 \cdot 8,64 \cdot \frac{2^2 - 1^2}{\lg \frac{30}{0,273}} = 12,96 \text{ м}^3/\text{сут}.$$

**Пример 6.2.** Построить кривую депрессии и определить расход откачки из совершенного дренажного колодца диаметром  $d = 373$  мм при мощности водоносного слоя  $H_0 = 4$  м и глубине откачки  $h_0 = 2,0$  м.

Грунт – песок крупный с коэффициентом фильтрации  $K = 0,07$  см/с.

**Решение.** 1. Определяем радиус действия колодца по формуле (6.49).

Расчетная схема приведена на рис. 6.17:

$$R = 300 \cdot 2\sqrt{0,0007} = 158,74 \text{ м.}$$

2. По зависимости (6.47) найдем расход откачки:

$$Q = 1,36 \cdot 7 \cdot 10^{-4} \frac{4^2 - 2^2}{\lg \frac{158,7 \cdot 4}{0,186}} = 3,9 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3/\text{сут.}$$

3. Пользуясь зависимостью (6.48), определяем координаты ветви кривой депрессии:

$r, \text{ м}$	0	2	4	6	12	20	40	60	80	100	120	140	158,74
$h, \text{ м}$	2	2,86	3,06	3,18	3,37	3,50	3,67	3,77	3,84	3,89	3,93	3,96	4,00

По результатам расчета строим ветвь кривой депрессии (рис. 6.30).

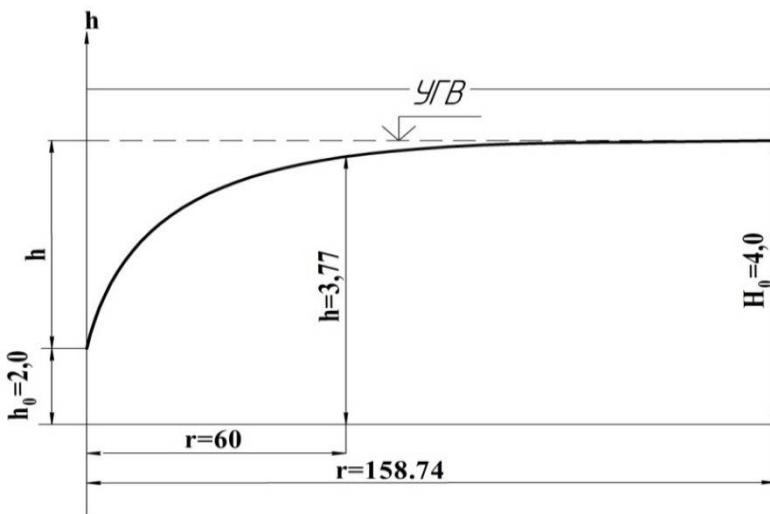


Рис. 6.30. Кривая депрессии (к примеру 6.2, размеры в метрах)

**Пример 6.3.** Используя гидродинамическую сетку фильтрационного потока в основании бетонной водосливной плотины (см. рис. 6.24), требуется определить максимальный выходной градиент напора, т. е. максимальный градиент напора в зоне выхода фильтрационного потока в нижний бьеф и расход фильтрации в основании плотины. Масштаб гидродинамической сетки 1 : 1000.

$K = 4,2 \cdot 10^{-2}$  см/с, 36,28 м<sup>3</sup>. Глубины воды: в верхнем бьефе,  $h_1 = 17,0$  м в нижнем  $h_2 = 4,0$  м. Длина плотины составляет 16,5 м.

**Решение.** Пользуясь гидродинамической сеткой (см. рис. 6.24), необходимо определить потери напора фильтрационного потока в зоне его выхода в нижний бьеф. Так как требуется определить максимальный выходной градиент в НБ, то длину выходного участка берут минимальную, которую определяем по рис. 6.24 соответственно масштаба 1 : 1000, высота подземной части плотины (задняя стенка) и будет равна 3,0 м, т. е.  $\Delta l = l_{\text{вых}} = 3,0$  м. Потери напора на выходе определяем по гидродинамической сетке и они будут равны  $\Delta h = 0,15 H$ ,

где  $H$  – напор на сооружении, равный

$$H = h_1 - h_2 = 17,0 - 4,0 = 13,0 \text{ м.}$$

$$\text{Тогда } \Delta h = 0,15 \cdot 13,0 = 1,95 \text{ м.}$$

Соответственно максимальный выходной градиент равен:

$$I_{\text{вых, max}} = \frac{\Delta h}{l_{\text{вых}}} = \frac{1,95}{3,0} = 0,65.$$

Полный расход фильтрации под плотинной определяем по зависимости (6.73). Все необходимые значения, входящие в вышеуказанную формулу, снимаем с рис. 6.25. Пользуемся второй лентой расхода и вторым поясом напоров. Согласно рис. 6.25  $\Delta S = 6,0$  м,  $\Delta l = 6,0$  м, количество лент расхода  $L = 4$ , поясов напоров  $\Pi = 10$ .

Расход фильтрации в основании плотины будет:

$$Q = KH\Delta S \frac{L}{\Pi \Delta l} \cdot B = 36,28 \cdot 13,0 \cdot 6,0 \frac{4}{10 \cdot 6,0} \cdot 16,5 = 3,1 \cdot 10^3 \text{ м}^3/\text{сут.}$$

### Вопросы для самоконтроля

1. Что такое фильтрация?
2. Дайте определение кривой депрессии.
3. По какой зависимости определяется скорость фильтрации?
4. Когда наблюдается турбулентная фильтрация?

5. Какие существуют методы определения коэффициента фильтрации грунтов?
6. Для каких целей служит прибор Дарси?
7. Что собой представляет равномерное движение грунтовой воды?
8. Какому закону (зависимости) подчиняется неравномерное плавное изменяющееся движения грунтовой воды?
9. Что такое линии равного напора?
10. Приведите зависимость Дюпюи.
11. Дайте определение радиусу действия грунтового колодца.
12. Какой колодец называют артезианским?
13. От чего зависит приток грунтовой воды к осушительному каналу?
14. Какую фильтрацию называют напорной?
15. Что представляет собой гидродинамическая сетка фильтрационного потока?
16. Какие задачи можно решать с помощью гидродинамической сетки?
17. Какими способами можно построить гидродинамическую сетку фильтрационного потока?
18. Что положено в основу построения гидродинамической сетки фильтрационного потока методом ЭГДА?
19. Что называют лентой расхода фильтрационного потока?
20. Кем был предложен метод ЭГДА построения гидродинамической сетки фильтрационного потока?

## ПРИЛОЖЕНИЕ

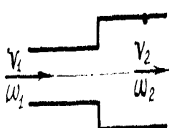
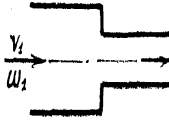
Таблица 1. Плотность и удельный вес жидкости

Жидкость	$t, ^\circ\text{C}$	$\rho, \text{кг/м}^3$	$\gamma, \text{Н/м}^3$
Алкоголь (безводный)	20	795	7799
Бензин	15	680–740	6671–7259
Вода: дистиллированная	4	1000	9810
морская	4	1020–1030	10006–10104
Глицерин (безводный)	15	1270	11772
Керосин	15	790–820	7750–8044
Масло: машинное	20	898	8809
смазочное	15	890–960	8731–9418
солярное	15	880–890	8633–8731
трансформаторное	20	887–896	8701–8790
Молоко цельное	20	1029	10094
Нефть натуральная	15	700–900	6867–8829
Пиво	15	1040	10202
Ртуть	20	13546	132886
Серная кислота (87 %)	15	1800	17658
Спирт этиловый	15–18	790	7750
Чугун расплавленный	1200	7000	68670

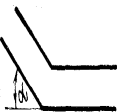
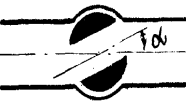
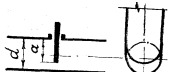
Таблица 2. Значения кинематического коэффициента вязкости  $\nu$ ,  
 $\text{С}_T$  ( $\text{см}^2/\text{с}$ ) пресной воды в зависимости от температуры

$t^\circ$	$\nu$	$t^\circ$	$\nu$	$t^\circ$	$\nu$
1	0,017321	11	0,012740	22	0,009892
2	0,016740	12	0,012396	24	0,009186
3	0,016193	13	0,012067	26	0,008774
4	0,015676	14	0,011756	28	0,008394
5	0,015188	15	0,011433	30	0,008032
6	0,014726	16	0,011177	35	0,007251
7	0,014289	17	0,010888	40	0,006587
8	0,013873	18	0,010617	45	0,006029
9	0,013479	19	0,010356	50	0,005558
10	0,013101	20	0,010105	60	0,004779

Т а б л и ц а 3. Местные сопротивления

Название и схема местного гидравлического сопротивления	Коэффициент местного гидравлического сопротивления									
1	2									
<b>Вход в трубопровод</b> Прямой вход, заделанный заподлицо	$\xi_{вх} = 0,50$									
Косой вход, заделанный заподлицо в стенку под углом $\theta$	$\theta, \text{град}$	20	30	45	60	80	90			
	$\xi_{вх}$	0,96	0,91	0,81	0,70	0,56	0,50			
Вход во всасывающую трубу, снабженный приемной сеткой и клапаном	$d, \text{мм}$	40	50	75	100	150	200	300	500	750
	$\xi_{с.к}$	12	10	8,5	7,0	6,0	5,2	3,7	2,5	1,6
<b>Внезапное расширение</b> $h_{в.р} = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} = \zeta_{в.р} \frac{V_2^2}{2g}$ 	$\zeta_{в.р} = \left( \frac{\omega_2}{\omega_1} - 1 \right)^2$									
<b>Внезапное сужение</b> $h_{в.с} = \zeta_{в.с} \frac{V_2^2}{2g}$ 	$\zeta_{в.с} = f \left( \frac{\omega_2}{\omega_1} \right)$									
	$\frac{\omega_2}{\omega_1}$	0,01	0,10	0,20	0,40	0,60	0,80			
$\zeta_{в.с}$	0,50	0,45	0,40	0,30	0,20	0,10				

Продолжение табл. 3

1	2							
<p><b>Колено без закругления</b></p> $h_{\text{кол}} = \zeta_{\text{кол}} \frac{V_2^2}{2g}$ 	Угол $\alpha^\circ$	40	50	60	70	80	90	
	$\zeta_{\text{кол}}$	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90	1,10	
<p>Значения <math>\zeta_{\text{кол}}</math> получены на основании опытов с трубами <math>d &lt; 50</math> мм. При увеличении диаметра значения <math>\zeta_{\text{кол}}</math> уменьшаются</p>								
<p><b>Кран</b></p> $h_{\text{кр}} = \zeta_{\text{кр}} \frac{V_2^2}{2g}$ 	$\alpha^\circ$	5	10	20	30	40	50	60
	$\zeta_{\text{кр}}$	0,05	0,29	1,56	5,47	17,3	52,6	206
<p><b>Задвижка</b></p> $h_{\text{зад}} = \zeta_{\text{зад}} \frac{V_2^2}{2g}$ 	$\frac{a}{d}$	0	$\frac{1}{4}$	$\frac{3}{8}$	$\frac{4}{8}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{6}{8}$	$\frac{7}{8}$
	$\zeta_{\text{зад}}$	0,12	0,26	0,81	2,06	5,25	17,0	978

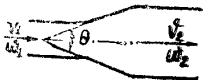
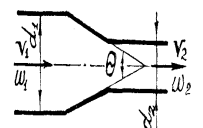
1	2						
<p><b>Конический диффузор</b></p> $h_{\text{диф}} = \zeta_{\text{д}} \frac{V_2^2}{2g}$ 	$\zeta_{\text{диф}} = k_{\text{диф}} \left( \frac{\omega_2}{\omega_1} - 1 \right)^2,$ <p>где <math>k_{\text{диф}}</math> – безразмерный коэффициент, выражающий долю потерь в диффузоре от потерь при внезапном расширении</p>						
	$\Theta$	7,5	10	15	20	30	
	$k_{\text{диф}}$	0,14	0,16	0,27	0,43	0,81	
<p><b>Конический конфузор</b></p> $h_{\text{кон}} = \zeta_{\text{кон}} \frac{V_2^2}{2g}$ 	$\frac{d_1}{d_2}$	Угол					
	$\Theta$	10	20	30	40	50	
	При $\frac{d_1}{d_2} = 1,2$	$\zeta_{\text{кон}}$	0,04	0,05	0,07	0,08	0,10
	При $\frac{d_1}{d_2} = 2,0$	$\zeta_{\text{кон}}$	0,07	0,09	0,12	0,14	0,16
	При $\frac{d_1}{d_2} = 3,0$	$\zeta_{\text{кон}}$	0,8	0,10	0,14	0,17	0,20

Таблица 4. Средние значения расходных коэффициентов при истечении через отверстие и насадки (при  $Re > 10^4$ )

Тип отверстия в тонкой стенке	$\epsilon$	$\phi$	$\mu$
Малое отверстие в тонкой стенке	0,64	0,97	0,62
Внешний цилиндрический насадок	1,0	0,82	0,82
Конический сходящий насадок (угол конусности 12–15°)	0,98	0,96	0,94
Конический расходящийся насадок	1,0	0,97	0,97

Таблица 5. Значения высоты выступов шероховатости  $\Delta$  и коэффициента шероховатости  $n$

№ п.п.	Характеристика поверхности труб	$\Delta$ , мм	$n$
1	2	3	4
<b>Цельнотянутые трубы</b>			
1	Новые стальные	0,02–0,10	0,010
2	Стальные для водяных систем отопления	0,20	0,011

1	2	3	4
3	Стальные нефтепроводы для средних условий эксплуатации	0,20	0,011
4	Стальные водопроводные, находящиеся в эксплуатации	1,20–1,50	0,014
<b>Чугунные трубы</b>			
5	Новые	0,25–1,00	0,012
6	Водопроводные, бывшие в эксплуатации	1,40	0,014
7	Бывшие в эксплуатации, корродированные	1,00–1,50	0,013
8	Со значительными отложениями	2,00–4,00	0,020
<b>Бетонные, асбестоцементные и другие трубы</b>			
9	Бетонные трубы при хорошей поверхности с затиркой	0,30–0,80	0,012
10	Железобетонные трубы	2,50	0,017
11	Асбестоцементные трубы, новые	0,05–0,10	0,010
12	Асбестоцементные трубы, бывшие в эксплуатации	0,60	0,012
13	Цементные трубы при необработанной поверхности	1,00–2,00	0,015
14	Трубы из чистого стекла	0,002–0,01	0,009

Таблица 6. Расходные характеристики и удельные сопротивления для круглых труб в квадратичной зоне сопротивления

d, мм	ω, дм <sup>2</sup>	Вид трубы					
		Новые стальные		Новые чугунные		Нормальные	
		$k_{кв}, л/с$	$A_{кв}, с^2/л^2$	$k_{кв}, л/с$	$A_{кв}, с^2/л^2$	$k_{кв}, л/с$	$A_{кв}, с^2/л^2$
10	0,0785	0,132	57392,1	–	–	0,09999	100200,4
15	0,177	0,398	6328,86	–	–	0,309	10459,70
20	0,314	0,865	1335,88	–	–	0,684	2137,41
30	0,7065	2,575	150,780	–	–	2,076	232,053
40	1,256	5,565	32,294	–	–	4,540	48525
50	1,962	10,10	9,804	9,947	10,111	8,313	14,472
60	2,826	16,41	3,712	–	–	13,59	5,414
75	4,416	29,70	1,134	29,27	1,167	24,77	1,630
85	5,672	41,42	0,583	–	–	34,68	0,832
100	7,854	63,73	0,246	62,85	0,253	53,61	0,348
125	12,272	115,1	0,0755	113,5	0,0776	97,39	0,105
150	17,671	186,3	0,0288	183,9	0,0296	158,4	0,0399
200	31,416	398,0	0,00631	393	0,00647	304,8	0,00861
250	49,087	716,3	0,00195	707	0,00200	616,4	0,00263
300	70,686	1157	$0,747 \cdot 10^{-3}$	1143	$0,766 \cdot 10^{-3}$	999,3	0,00100
350	96,212	1735	$0,333 \cdot 10^{-3}$	1715	$0,340 \cdot 10^{-3}$	1503	$0,443 \cdot 10^{-3}$
400	125,664	2463	$0,165 \cdot 10^{-3}$	2435	$0,169 \cdot 10^{-3}$	2140	$0,218 \cdot 10^{-3}$
500	196,350	4423	$0,511 \cdot 10^{-3}$	4374	$0,523 \cdot 10^{-3}$	3857	$0,672 \cdot 10^{-4}$

Таблица 7. Скорость  $V_{\text{кв}}$ , при превышении которой наступает квадратичная область сопротивления

Вид труб	Скорость $V_{\text{кв}}$ , (м/с) при диаметре труб, мм								
	50	100	200	300	400	500	600	1000	1400
Новые стальные	2,8	3,2	3,5	3,7	3,8	3,9	4,0	4,2	4,4
Новые чугунные	2,5	2,8	3,1	3,3	3,4	3,5	3,6	3,8	4,0
Нормальные (бывшие в эксплуатации)	0,8	0,9	1,0	1,1	1,1	1,2	1,2	1,3	1,3

Таблица 8. Поправочные коэффициенты  $\theta_1$  и  $\theta_2$  для расчетов в переходной области сопротивления при различной скорости  $V$ , м/с

Вид трубы	Коэф.	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0
Новые стальные	$\theta_1$	0,91	0,92	0,93	0,94	0,95	0,95	0,96	0,97	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99
	$\theta_2$	1,22	1,18	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,07	1,06	1,05	1,04	1,03	1,02
Новые чугунные	$\theta_1$	0,81	0,84	0,86	0,87	0,89	0,91	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,98	0,99
	$\theta_2$	1,51	1,42	1,36	1,32	1,28	1,22	1,18	1,15	1,12	1,10	1,08	1,05	1,03
Нормальные	$\theta_1$	0,91	0,93	0,95	0,96	0,97	0,985	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	$\theta_2$	1,20	1,15	1,115	1,085	1,06	1,03	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

Таблица 9. Критическое значение относительного перепада  $(z/P_1)_{\text{кр}} = f(H/P_1)$  для прямоугольного водослива с тонкой стенкой

$m_0$	$H/P_1$								
	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,75	1,0	1,50	2,0
0,42	0,89	0,84	0,80	0,78	0,76	0,73	0,73	0,76	0,82
0,46	0,88	0,82	0,78	0,76	0,74	0,71	0,70	0,73	0,79
0,48	0,86	0,80	0,76	0,74	0,71	0,68	0,67	0,70	0,78

Таблица 10. Коэффициент расхода для незаоленного водослива прямоугольной формы практического профиля (по данным Н. Н. Павловского)

Отношение $P/H$	Коэффициент заложения граней		Коэффициент расхода		
	напорной $m_a$	сливной $m_n$	$H/S = 0,5-1,0$	$H/S = 1,01-2$	$H/S \geq 2,0$
1	2	3	4	5	6
1,0-2,0	10	0	0,35	0,36	0,38
	0	3	0,35	0,37	0,39
	0	5	0,34	0,35	0,37
	0	10	0,33	0,34	0,35

Окончание табл. 10

1	2	3	4	5	6
2,01–3,0	0	1	0,38	0,40	0,42
	0	2	0,36	0,38	0,40
	3	0	0,38	0,40	0,42
	4	0	0,37	0,39	0,41
	5	0	0,36	0,38	0,40
3,01–5,0	0,5	0,5	0,35–0,36	0,38–0,40	0,42–0,43
	1,0	0	0,40	0,42	0,44
	2,0	0	0,39	0,41	0,43

Таблица 11. Коэффициент подтопления  $\sigma_n$  для безвакуумного водослива криволинейной формы практического профиля

$\Delta/H_0$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,65	0,7
$\sigma_n$	1,0	0,998	0,996	0,991	0,983	0,972	0,957	0,947	0,933

Окончание табл. 11

$\Delta/H_0$	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1,0
$\sigma_n$	0,9–0,8	0,76	0,70	0,59	0,41	0,0

Таблица 12. Значение второй приведенной сопряженной глубины на пороге водослива  $\kappa_2$  и коэффициента скорости подтопленного водослива с широким порогом

$m$	0,30	0,32	0,34	0,36	0,38	0,385
$\varphi_n$	0,76; 0,78	0,84	0,90	0,96	0,99	1,0
$\kappa_2$	1,0	0,88	0,84	0,81	0,72	0,667

Таблица 13. Значения коэффициента подтопления  $\sigma_n$  при среднем значении коэффициента скорости  $\varphi_n = 0,9$  подтопленного водослива с широким порогом

$\frac{\Delta}{H_0}$	Коэффициент $\sigma_n$ при $\varepsilon_{нб}$								
	1,0	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,75	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,78	0,97	1	1	1	1	1	1	1	0,97
0,80	0,95	1	1	1	1	1	1	1	0,95
0,82	0,92	0,99	1	1	1	1	1	0,99	0,92
0,84	0,89	0,97	0,99	1	1	1	0,99	0,97	0,89

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,86	0,85	0,94	0,96	0,99	1	0,99	0,96	0,94	0,85
0,88	0,81	0,90	0,93	0,97	0,96	0,97	0,93	0,90	0,81
0,90	0,75	0,84	0,88	0,92	0,91	0,92	0,88	0,84	0,75
0,92	0,69	0,78	0,82	0,85	0,84	0,85	0,82	0,78	0,69
0,94	0,61	0,70	0,73	0,76	0,75	0,76	0,73	0,70	0,61
0,96	0,51	0,59	0,62	0,65	0,64	0,65	0,62	0,59	0,51
0,98	0,36	0,44	0,46	0,49	0,48	0,49	0,46	0,44	0,36

Примечание:  $\varepsilon_{\text{НБ}} = \omega / \Omega_{\text{НБ}}$  – относительное сжатие потока в нижнем бьефе НБ;  
 $\omega = \Delta \cdot b$  – площадь живого сечения потока, выходящего с водослива;  $\Omega_{\text{НБ}}$  – площадь живого сечения потока в нижнем бьефе при бытовой глубине  $h_6$ .

Таблица 14. Функции для расчета сжатой и второй сопряженной с ней глубиной в НБ сооружения

$\Phi(\tau_c)$	$\tau_c$	$\tau_c''$				
		$\varphi = 0,80$	$\varphi = 0,85$	$\varphi = 0,90$	$\varphi = 0,95$	$\varphi = 1,00$
1	2	3	4	5	6	7
0,0044	0,001	0,0501	0,0532	0,0564	0,0696	0,0627
0,0089	0,002	0,0705	0,0740	0,0794	0,0839	0,0884
0,0133	0,003	0,0861	0,0916	0,0971	0,1026	0,1081
0,0177	0,004	0,0990	0,1053	0,1116	0,1179	0,1242
0,0221	0,005	0,1104	0,1174	0,1245	0,1315	0,1386
0,0265	0,006	0,1206	0,1283	0,1360	0,1438	0,1535
0,0309	0,007	0,1299	0,1383	0,1466	0,1549	0,1633
0,0353	0,008	0,1386	0,1475	0,1563	0,1653	0,1742
0,0397	0,009	0,1467	0,1541	0,1636	0,1750	0,1844
0,0441	0,010	0,1543	0,1642	0,1742	0,1841	0,1941
0,0660	0,015	0,1871	0,1993	0,2114	0,2236	0,2357
0,0877	0,020	0,2142	0,2282	0,2422	0,2562	0,2702
0,1094	0,025	0,2376	0,2532	0,2688	0,2844	0,3000
0,1309	0,030	0,2584	0,2754	0,2924	0,3095	0,3265
0,1523	0,035	0,2771	0,2954	0,3138	0,3321	0,3505
0,1736	0,040	0,2942	0,3137	0,3334	0,3529	0,3724
0,1948	0,045	0,3100	0,3306	0,3513	0,3720	0,3927
0,2159	0,050	0,3246	0,3464	0,3681	0,3899	0,4116
0,2577	0,060	0,3511	0,3748	0,3985	0,4222	0,4459
0,2991	0,070	0,3747	0,4002	0,4256	0,4510	0,4765
0,3399	0,080	0,3959	0,4229	0,4500	0,4700	0,5041
0,3804	0,090	0,4151	0,4436	0,4721	0,5006	0,5291
0,4203	0,10	0,4326	0,4625	0,4923	0,5222	0,5521
0,4987	0,12	0,4634	0,4957	0,5280	0,5603	0,5927

1	2	3	4	5	6	7
0,5752	0,14	4896	5240	5585	5930	6275
0,6496	0,15	5120	5484	5847	6211	6576
0,7220	0,18	5312	5693	6074	6455	6836
0,7924	0,20	0,5478	0,5873	0,6169	0,6666	0,7062
0,8608	0,22	5619	6028	6437	6847	7258
0,9269	0,24	5738	6159	6581	7003	7446
0,9908	0,26	5838	6270	6702	7135	7569
1,0525	0,28	5919	6360	6802	7245	7689
1,1120	0,30	0,5984	0,6434	0,6884	0,7335	0,7787
1,1690	0,32	6033	6490	6948	7406	7866
1,2236	0,34	6068	6530	6994	7460	7926
1,2758	0,36	6088	6556	7025	7496	7967
1,3255	0,38	6095	6558	7041	7516	7992
1,3493	0,39	6094	6568	7043	7520	7998
1,3726	0,40	0,6090	0,6565	0,7042	0,7520	0,8000

Таблица 15. Значения коэффициентов вертикального сжатия при истечении из-под затвора для условия плоской задачи

$\Phi(\tau_c)$	$\tau_c = \varepsilon \frac{a}{H_0}$	$a/H$	$\varepsilon$
0,264	0,062	0,10	0,615
0,388	0,092	0,15	0,618
0,514	0,124	0,20	0,620
0,633	0,156	0,25	0,622
0,750	0,188	0,30	0,625
0,865	0,220	0,35	0,628
0,967	0,252	0,40	0,630
1,060	0,284	0,45	0,638
1,182	0,320	0,50	0,645
1,265	0,365	0,55	0,650
1,363	0,395	0,60	0,660
1,457	0,440	0,65	0,675
1,538	0,482	0,70	0,690
1,611	0,529	0,75	0,705

## СПИСОК БАЗОВЫХ ПОНЯТИЙ И СПЕЦИАЛЬНЫХ ТЕРМИНОВ

**Архимедова сила** – сила давления покоящейся жидкости на погруженное в нее тело.

**Аэрация потока** – воздухом насыщение потока жидкости, движущего с большой скоростью.

**Быстроток** – сооружение, основная (по длине) часть которого имеет уклон больше критического и представляет собой искусственный лоток из камня или бетона.

**Бьеф:**

*верхний* – участок потока выше гидротехнического сооружения по течению;

*нижний* – участок потока ниже гидротехнического сооружения по течению.

**Вакуум** – давление в жидкости меньше атмосферного и представляет разность атмосферного и действительного давлений.

**Ватерлиния** – линия пересечения свободной поверхности жидкости с поверхностью плавающего тела.

**Вес удельной жидкости** – отношение веса жидкости к ее объему.

**Водобой** – закрепленная часть русла в нижнем бьефе непосредственно за сооружением, как правило, перед гасителем энергии.

**Водобойные сооружения** – сооружения, с помощью которых исключается отгон гидравлического прыжка от сооружения, т. е. обеспечивается переход потока из бурного в спокойное состояние в пределах сооружения.

**Водобойный колодец** – водобойное сооружение для создания в нижнем бьефе непосредственно за сооружением такой глубины, при которой сопряжение потоков произойдет в форме надвинутого гидравлического прыжка.

**Водобойная стенка** – подпорная стенка для создания в нижнем бьефе непосредственно за сооружением такой глубины, при которой сопряжение потоков произойдет в форме надвинутого гидравлического прыжка.

**Водобойный комбинированный колодец** – сочетание водобойной стенки и водобойного колодца в нижнем бьефе непосредственно за сооружением для создания такой глубины, при которой сопряжение потоков произойдет в форме надвинутого гидравлического прыжка.

**Водоизмещение объемное** – объем жидкости, вытесненной плавающим телом.

### **Водопроводные сети:**

*Кольцевые* – водопроводные сети представляют собой замкнутые смежные контуры или кольца;

*разветвленные* – водопроводные сети состоят из основной магистральной линии и отходящих от узлов сети ответвлений.

**Водослив** – сооружение в преграде, через которое происходит перелив воды, а движение – истечением через водослив.

Водослив:

*безвакуумный* – водосливная (низовая) грань по очертанию совпадает с низовой поверхностью переливающейся через водослив свободной струи;

*вакуумный* – в пространстве между очертанием гребня и низовой грани (в ее верхней части) водослива и нижней границей струи образуется пониженное (по сравнению с атмосферным) давление, т. е. вакуум;

*неподтопленный* – нижний бьеф не влияет на величину расхода, проходящего через водослив, и коэффициент подтопления равен единице;

*подтопленный* – нижний бьеф влияет на величину расхода, проходящего через водослив, и коэффициент подтопления меньше единицы;

*с тонкой стенкой* (с острым ребром) – ширина водослива  $S$  (толщина водосливной стенки) не влияет на форму переливающейся струи, и  $S < 0,67H$ ;

*практического профиля полигонального очертания* – относительная длина порога или ширина водослива по верху,  $0,67 < S/H < 2$ ;

*практического профиля криволинейного очертания* – верхняя часть гребня (оголовок) и низовая грань имеют плавное очертание, которое выполняется в соответствии с координатами струи, свободно переливающейся через вертикальную тонкую стенку;

*с широким порогом* – относительная длина порога или ширина водослива по верху,  $2 < S/H < 10$ ;

*без бокового сжатия* – ширина водослива равна ширине подводящего русла, коэффициент бокового сжатия равен единице;

*с боковым сжатием* – ширина водослива меньше ширины подводящего русла, коэффициент бокового сжатия меньше единицы;

*водомер* – водосливы, применяемые для измерения расхода воды (треугольный, трапецидальный и др.).

### **Высота:**

*вакуумметрическая* – высота поднятия жидкости в пьезометре или трубе, соответствующая вакуумметрическому давлению;

*метацентрическая* – расстояние между метацентром и центром тяжести плавающего в надводном положении тела;

*поднятия затвора* – высота, необходимая для пропуска расчетного расхода через отверстие затвора;

*стенки водобойной* – необходимая высота для получения перед водобойной стенкой такой глубины, чтобы образовался надвинутый гидравлический прыжок.

**Вязкость** – свойства жидкости оказывать сопротивление относительному сдвигу слоев:

*динамическая* – сила внутреннего трения, которая приходится на единицу поверхности соприкосновения двух движущихся слоев жидкости при градиенте скорости, равном единице;

*кинематическая* – отношение динамической вязкости к плотности жидкости.

**Гасители энергии** – сооружения, служащие для перевода непосредственно за основным сооружением гидравлического прыжка с отогнанного положения в надвинутое.

**Гидравлика** – наука, изучающая законы равновесия и механического движения жидкостей и разрабатывающая методы применения этих законов для решения различных прикладных задач.

**Гидравлическая крупность наносов** – скорость равномерного падения частицы наносов в неподвижной воде.

**Гидравлическая крупность средневзвешенная** – определяется в зависимости от процентного содержания в воде разных фракций наносов и средней гидравлической крупности каждой фракции.

**Гидростатика** – раздел гидравлики, рассматривающий равновесие жидкости и ее взаимодействие с твердыми телами.

**Гидростатический парадокс** – сила гидростатического давления на горизонтальное дно сосуда будет одинаковой при равенстве давления на свободной поверхности жидкости, плотности, площади основания и глубины наполнения независимо от веса жидкости в сосуде.

### **Глубина:**

*водобойного колодца* – углубление дна русла непосредственно за сооружением для получения такой глубины, чтобы образовался надвинутый гидравлический прыжок;

*бытовая* – глубина потока в нижнем бьефе сооружения, определенная из условия равномерного движения;

*критическая* – глубина потока, при которой удельная энергия сечения для заданного расхода в данном русле достигает минимального значения;

*нормальная* – глубина потока, соответствующая равномерному движению;

*сжатая* – минимальная глубина потока непосредственно за сооружением в створе сжатого сечения.

**Глубины сопряженные** – глубины в сечениях перед и за гидравлическим прыжком, ограничивающие его длину.

**График:**

*прыжковой функции* – графическое выражение функциональной зависимости прыжковой функции от глубины потока, представляет собой кривую, двумя ветвями стремящимися к бесконечности;

*удельной энергии сечения* – графическое выражение функциональной зависимости удельной энергии сечения от глубины потока, представляет собой кривую, двумя ветвями стремящимися к бесконечности.

**Гребень (порог) водослива** – верхняя часть водослива, через которую происходит истечение потока.

**Давление гидростатическое** – напряжение в жидкости, возникающее в результате действия сжимающих сил, создаваемых весом столба жидкости, и зависит от ее плотности и высоты.

**Давление:**

*абсолютное* – состоит из суммы внешнего и гидростатического, при этом внешнее учитывает величину атмосферного давления;

*атмосферное* – напряжение в атмосфере, создаваемое весом столба воздуха, который ограничен точкой измерения давления и космосом. Принимается в расчетах  $p_{\text{атм}} = 100$  кПа;

*вакуумметрическое* – недостаток абсолютного (полного) давления до атмосферного;

*гидродинамическое* – внутреннее давление в жидкости при ее движении;

*избыточное, или манометрическое*, – разность абсолютного (полного) и атмосферного давлений.

**Движение жидкости:**

*безнапорное* – движение, которое происходит за счет сил тяжести; безнапорные потоки ограничены частично твердой, частично свободной поверхностью;

*напорное* – движение, которое происходит за счет сил давления и тяжести; напорные потоки ограничены твердыми поверхностями, например поток в трубе, все сечение которой заполнено движущейся жидкостью;

*бурное* – глубина потока меньше критической, а удельная энергия сечения с увеличением глубины уменьшается;

*спокойное* – глубина потока больше критической, а удельная энергия сечения с увеличением глубины повышается;

*вихревое* – движение, при котором частицы жидкости вращаются вокруг мгновенных осей, проходящих через их полюсы;

*потенциальное (безвихревое)* – движение, при котором отсутствует вращение частиц жидкости вокруг мгновенных осей, проходящих через их полюсы;

*ламинарное* – движение, при котором отсутствуют изменения (пульсация) местных скоростей, приводящие к перемешиванию жидкости, и происходит от латинского слова *lamina* – слой;

*турбулентное* – движение, при котором происходят изменения (пульсация) местных скоростей, приводящие к перемешиванию жидкости, и происходит от латинского слова *turbulentus* – беспорядочный;

*равномерное* – характеризуется тем, что скорости, форма и площадь сечения потока не изменяются по длине;

*неравномерное* – характеризуется тем, что скорости, глубины и площади живых сечений потока по его длине изменяются;

*плавно изменяющееся неравномерное* – характеризуется тем, что линии тока имеют малую кривую и считаются почти параллельными, вследствие чего живое сечение потока можно считать плоским, а давления в его плоскости распределяется по гидростатическому закону;

*установившееся* – такое, при котором в каждой данной точке живого сечения скорость и давление с течением времени не изменяются, но в разных точках его они могут быть различными, т. е. зависят только от координат рассматриваемых точек;

*неустановившееся* – такое, при котором в каждой точке живого сечения скорость движения и давление с течением времени изменяются, т. е. зависят не только от координат рассматриваемых точек, но и времени.

### **Диаметр:**

*гидравлический* – равен четырем гидравлическим радиусам, т. е.  $d_r = 4R$ ;

*трубопровода экономически наивыгоднейший* – соответствует минимуму приведенных годовых затрат.

**Динамика жидкости** – раздел гидромеханики, который изучает законы движения жидкостей в зависимости от приложенных к ним сил.

**Длина:**

*водобойного колодца* – расстояние непосредственно от сооружения до уступа колодца (стенки, комбинированного водобойного колодца) и равна сумме длин падения переливающейся струи и подпертого гидравлического прыжка;

*гидравлического прыжка* – расстояние между сечениями с его сопряженными глубинами.

**Живое сечение** – поперечное сечение потока, нормальное ко всем линиям тока, его пересекающим.

**Жидкая частица** – часть жидкости, малая по сравнению с объемом рассматриваемой жидкости, и в то же время объем частицы велик по сравнению с объемом молекулы жидкости. Жидкую частицу можно считать сплошной жидкостной средой – континуумом.

**Жидкости** – физические тела, занимающие промежуточное фазовое состояние между газами и твердыми телами.

**Жидкости:**

*капельная (ньютоновская)* – жидкости, для которых справедлив закон внутреннего трения Ньютона (вода, нефть, бензин, ртуть и т. д.). Они легкоподвижные, обладают текучестью, принимают форму сосуда, в котором находятся, малосжимаемы, способны передавать изменение давления по всем направлениям с одной и той же скоростью;

*аномальные (неньютоновские)* – жидкости, для которых связь между касательным напряжением и скоростью сдвиговой деформации не подчиняются закону Ньютона. К ним относятся коллоидные суспензии, растворы полимеров, гидросмеси из глины, мела, цемента, сапропелей, илов, бетонные гидросмеси, строительные растворы, кормовые смеси в сельском хозяйстве и т. п.;

*невязкая (идеальная)* – абстрактная модель жидкости, не встречающаяся в природе, у которой при движении не будут возникать касательные напряжения.

**Закон:**

*Архимеда* – на тело, погруженное в жидкость, действует выталкивающая сила, равная по величине и обратная по направлению весу жидкости, вытесненной телом;

*гидростатический распределения давления* – для всех точек рассматриваемого объема жидкости, находящегося при абсолютном равновесии, удельная потенциальная энергия относительно произвольно выбранной плоскости отсчета величина постоянная;

*Лука* – относительное изменение длины стержня прямо пропорционально изменению напряжения в стержне и обратно пропорционально модулю упругости его материала;

*Ньютона* – касательное напряжение, возникающее вследствие действия силы внутреннего трения, равно произведению динамического коэффициента вязкости  $\mu$  на градиент скорости  $du/dn$ ;

*Паскаля* – любое изменение давления в покоящейся жидкости передается одинаково во все точки занятого ею пространства;

*сообщающихся сосудов* – при одинаковых давлениях на свободной поверхности высоты двух разнородных жидкостей над плоскостью раздела обратно пропорциональны их плотностям.

#### **Зона гидравлического прыжка:**

*водоворотная область* (валец) – часть потока, сильно насыщенная воздухом (аэрирована), где частицы жидкости находятся в сложном движении, которое происходит под действием поступательно движущейся части потока и силы тяжести; направление движения – обратное общему поступательному движению;

*транзитная* – зона, в которой поток постепенно расширяется в вертикальном направлении и на некотором расстоянии от начала гидравлического прыжка занимает все живое сечение потока.

**Инверсия струи** – отличие формы струи от формы отверстия, через которое происходит истечение жидкости, на некотором удалении от него, если форма его отлична от круглой.

**Кавитация** – явление выделения пузырьков воздуха и паров из движущегося потока воды с низким давлением и их дальнейшим переносом в область повышенного давления, где паровые пузырьки конденсируются, а воздушные – сжимаются (смыкаются). Это явление происходит мгновенно и сопровождается значительными местными повышениями давлений, что приводит к разрушению поверхностей, ограничивающих данный поток. Описанное явление называется кавитацией.

#### **Канал:**

*призматический* – это такие русла, у которых параметры, характеризующие форму поперечного сечения, по всей длине его остаются постоянными;

*параболический* – это русло, поперечное сечение которого описывается квадратичной параболой ( $x^2 = 2py$ , где  $p$  – размерная линейная величина);

*трапецидальный* – это русло, поперечное сечение которого имеет форму трапеции и характеризуется шириной по дну и углом  $\theta$  наклона откоса к горизонту, котангенс которого называется коэффициентом  $m$  заложения откоса. При  $\theta = 0$  будет треугольный канал, а при  $\theta = 90^\circ$  ( $m = 0$ ) – прямоугольный;

*сегментный* – это русло, поперечное сечение которого описывается уравнением окружности.

**Координаты Кригера – Офицера** – координаты для построения безвакуумного водослива практического профиля криволинейной формы двух типов при единичном напоре.

**Коэффициент:**

*Бусинеска* (количество движения) – это отношение количества движения, рассчитанное по местным скоростям, к количеству движения, рассчитанному по средним скоростям. В практических расчетах принимается в пределах  $\alpha' = 1,0-1,05$ ;

*Дарси* (гидравлического трения) – учитывает гидравлические сопротивления по длине потока жидкости и в общем случае является функцией числа Рейнольдса  $Re$  и относительной шероховатости  $\Delta/d$  русла. Определяется по формулам в зависимости от режима движения жидкости;

*Кориолиса* (кинетической энергии) – отношение действительной кинетической энергии потока жидкости, протекающей в единицу времени через живое сечение, к кинетической энергии, которой обладал бы поток при том же расходе, если бы скорости во всех точках живого сечения были одинаковыми и равнялись средней скорости. Для прямолинейных турбулентных потоков принимается в пределах  $\alpha = 1,05-1,10$ ;

*подтопления* – безразмерный коэффициент, который учитывает влияние уровня потока в нижнем бьефе на истечение через сооружение. Рассчитывается в зависимости от вида сооружения, через которое происходит истечение потока. Его значение всегда  $\sigma_n < 1,0$ ;

*расхода отверстия и насадка* – характеризует пропускную способность отверстия и насадка и зависит от гидравлических сопротивлений и степени сжатия потока. Принимается по справочной литературе в зависимости от степени сжатия потока и конструкции насадка;

*расхода водослива* – характеризует пропускную способность водослива. Принимается по справочной литературе в зависимости от вида водослива (тонкая стенка, практический профиль, широкий порог) и конструктивных особенностей данного вида водослива;

*сжатия струи для отверстия и насадка* – характеризует степень сжатия струи при истечении через отверстия и насадки и определяется как отношение площади струи в сжатом сечении к площади отверстия или насадка;

*сжатия бокового для водосливов* – коэффициент, учитывающий уменьшение пропускной способности водослива за счет влияния сжатия потока от береговых устоев и быков;

*сжатия вертикального для затворов* – показывает степень вертикального сжатия струи, вытекаемой из-под затвора. Зависит от относительной величины открытия затвора  $a/H$ , где  $H$  – глубина потока перед отверстием затвора;  $a$  – высота поднятия затвора, принимается по справочной литературе и влияет на пропускную способность;

*сжимаемости* (объемного сжатия) *жидкости* – коэффициент, характеризующий свойство жидкости изменять объем при изменении давления; зависит от рода жидкости;

*скорости* – отражает влияние распределения скоростей в сжатом сечении и потерь напора при истечении потока через отверстия, насадки, водосливы или из-под затворов;

*сопротивления* (гидравлический) – показывает, какому количеству скоростных напоров (или долей скоростного напора) соответствует потеря напора, затрачиваемая на преодоление данного гидравлического сопротивления. Различают коэффициенты гидравлического сопротивления по длине потока и на местные потери;

*Шези* – характеризует пропускную способность русла в зависимости от его шероховатости и гидравлического радиуса. Определяется по эмпирическим формулам (Н. Н. Павловский, И. И. Агроскин и др.);

*шероховатости* – характеризует естественную шероховатость русла. Принимается по справочной литературе в зависимости от условий эксплуатации русла или вида его крепления.

#### **Кривая:**

*подпора* – форма свободной поверхности потока при установившемся неравномерном движении с нарастанием глубин по его длине;

*спада* – форма свободной поверхности потока при установившемся неравномерном движении с уменьшением глубин по его длине;

*свободной поверхности потока* – след свободной поверхности потока при его неравномерном движении на продольную вертикальную плоскость.

**Ламинарная пленка** – весьма тонкий слой жидкости, находящийся в непосредственной близости от стенки, в турбулентном потоке с движением, близким к ламинарному.

#### **Линия:**

*всасывающая* – участок трубопровода от водозабора до всасывающего патрубка насоса;

*нагнетательная* – участок трубопровода от напорного патрубка насоса до потребителя или водонапорной башни;

*полной удельной энергии* (напорная) – график изменения полной удельной энергии потока по длине трубопровода относительно выбранной плоскости отсчета (плоскость  $XOY$ );

*пъезометрическая* – график изменения удельной потенциальной энергии потока по длине трубопровода относительно выбранной плоскости отсчета (плоскость  $XOY$ );

*тока* – кривая, в каждой точке которой в данный момент времени касательная к ней совпадает с вектором местной скорости в данной точке;

*уреза жидкости* – след от пересечения свободной поверхности жидкости с ограждающей ее стенкой.

**Лоток быстротока** – участок канала или сооружения с искусственным креплением русла и уклоном дна больше критического.

**Метацентр** – точка пересечения линии действия архимедовой силы с осью плавания тела.

**Метацентрический радиус** – расстояние от метацентра до центра водоизмещения, при малых углах крена определяется по зависимости  $R_m = I_0/W$ , где  $I_0$  – центральный момент инерции площади ватерлинии относительно продольной оси;  $W$  – объемное водоизмещение плавающего тела.

**Мутность воды** – содержание наносов в единице объема воды ( $\text{кг}/\text{м}^3$ ).

**Наносы** – твердые частицы грунта, переносимые водными потоками. Условно делят на влекомые по дну, или донные, и взвешенные.

#### **Напор:**

*геометрический* – ордината  $z$  рассматриваемой точки жидкости, отсчитываемой от произвольной горизонтальной плоскости (плоскости отсчета)  $XOY$ ;

*пъезометрический* – высота, создаваемая в точке жидкости давлением  $p$ , т. е.  $h = p/\rho g$ ;

*гидростатический* – сумма геометрического и пъезометрического напоров;

*гидродинамический* (полный) – сумма гидростатического и скоростного напоров, т. е.  $H = z + p/\rho g + \alpha V_0^2/2g$ ;

*скоростной* – напор, создаваемый за счет скорости движения частицы жидкости ( $U^2/(2g)$ ) или потока  $\alpha V^2/2g$ ;

*инерционный* – определяет изменение во времени удельной кинетической энергии потока жидкости на рассматриваемом участке от  $\ell_1$  до  $\ell_2$ ;

*профилирующий* (проектный) (для водосливов) – напор, произведение которого на единичные координаты  $x$  и  $z$  (координаты Кригера –

Офицера) дает значение расчетных координат водосливной (низовой) грани безвакуумного водослива криволинейной формы практического профиля.

**Напряжения:**

*касательные* – возникают между слоями движущейся жидкости или жидкости и стенками русла в результате действия ее вязкостных свойств;

*нормальные* – то же, что и давление. Действует всегда нормально к площадке действия.

**Насадок** – короткая труба, присоединенная к отверстию одинакового диаметра, в пределах которой происходит сжатие и расширение струи, а потери удельной энергии потока практически равны нулю.

**Область гидравлического сопротивления:**

*гладких труб* (русел) – область, в которой коэффициент гидравлического трения (Дарси) не зависит от шероховатости стенок трубы или русла;

*шероховатых труб* (квадратичная) – область, в которой коэффициент гидравлического трения (Дарси) зависит от шероховатости стенок трубы или русла;

*переходная* – область, в которой гидравлический коэффициент трения (Дарси) зависит от вязкости жидкости (число Рейнольдса) и шероховатости стенок трубы или русла.

**Оголовок водослива** – верхняя часть конструкции водослива практического профиля криволинейной формы.

**Осадка плавающего тела** – глубина погружения в жидкость наименьшей точки смоченной поверхности плавающего тела.

**Остойчивость плавающего тела** – способность плавающего тела, выведенного из положения равновесия действием внешних сил, возвращаться в исходное положение после прекращения действия внешних сил.

**Параметр кинетичности потока** (число Фруда) – показывает энергетическое состояние потока, т. е. отношение двух кинетических энергий к потенциальной.

**Перепад** – гидротехническое сооружение, которое обеспечивает сопряжение участков каналов или водопропускного тракта в местах с резким изменением отметок поверхности земли. Бывают одно- и многоступенчатые, обычные и колодезного типа.

**Перепад:**

*обычный* – состоит из стенки (стенок) падения, входной и выходной частей;

*колодезный* – состоит так же, как и обычный перепад, но с устройством водобойных стенок в конце ступеней;

*консольный* – состоит из входной части, быстотока и плоского носка (трамплина), за которым происходит свободное падение струи.

**Плавание тел** – способность погруженного в жидкость тела находиться во взвешенном состоянии. Плавание может быть подводным (тело погружено в жидкость полностью) или надводным (погружена в жидкость часть тела). Это обеспечивается, если архимедова сила будет равна или больше веса погруженного в жидкость тела.

**Плоскость давления** – произвольная горизонтальная плоскость ХОУ, принятая в качестве координатной. Показывается следом плоскости и обозначается  $0 - 0$ .

**Плотность жидкости** – характеризует распределение массы  $m$  жидкости по объему  $W$  (в  $\text{кг}/\text{м}^3$  или  $\text{г}/\text{см}^3$ ).

**Площадь живого сечения** – сечение потока, во всех точках которого линии тока, пересекающие эту поверхность, нормальны к ней.

**Поверхность равного давления** – поверхность, во всех точках которой давление одинаково. Свободная поверхность жидкости, т. е. поверхность, граничащая с газовой средой, также является одной из поверхностей равного давления.

**Радиус:**

гидравлический – отношение площади живого сечения потока к смоченному периметру в этом сечении,  $R = \omega/\chi$ ;

*метацентрический* (см. понятие «метацентрический радиус»).

**Расход:**

*потока* – количество (объем, масса, вес) жидкости, проходящей через живое сечение в единицу времени (секунда, минута);

*водослива* – расход через водослив зависит от ширины водосливного фронта  $b$ , полного напора  $H_0$  и ускорения свободного падения  $g$  и определяется по формуле  $Q = mb\sqrt{2gH_0^{3/2}}$ , где  $m$  – коэффициент расхода водослива;

*потока в канале* – при равномерном движении жидкости зависит от гидравлических сопротивлений в потоке, учитываемых коэффициентом Шези  $C$ , площади живого сечения  $\omega$ , гидравлического радиуса  $R$  и уклона дна канала  $i$  и определяется по формуле Шези:  $Q = C\omega\sqrt{Ri}$ ;

*при истечении из-под затвора* – определяется как при истечении через большое отверстие и зависит от гидравлических сопротивлений, которые учитываются коэффициентом скорости  $\phi$ , вертикального сжатия струи  $\epsilon$ , площади отверстия  $a \times b$ , где  $a$  – высота открытия затвора

при его ширине  $b$ , величины полного напора  $H_0$ , кроме того, учитывается влияние НБ на характер истечения. Определяется по формулам:  $Q = \varphi \cdot \varepsilon \cdot a \cdot b \sqrt{2g(H_0 - h_c)}$  – свободное истечение;  $Q = \varphi \cdot \varepsilon \cdot a \cdot b \sqrt{2g(H_0 - h_z)}$  – подтопленное истечение, где  $h_c$ ,  $h_z$  – соответственно глубины в сжатом сечении и непосредственно за затвором;

*при истечении через отверстия и насадки* – определяется как при истечении через малое отверстие и зависит от коэффициента расхода  $\mu$ , который учитывает гидравлические сопротивления и сжатие струи, площади отверстия или насадка  $\omega$  и величины полного напора  $H_0$  над центром тяжести отверстия и определяется по зависимости  $Q = \mu \omega \sqrt{2gH_0}$  ;

*струи элементарной* – количество жидкости (объем, масса, вес), проходящее через элементарно малое живое сечение струйки в единицу времени:  $dQ = U d\omega$ ;

*удельный* – расход потока, который проходит через единицу его ширины,  $q = Q / b$  м<sup>3</sup>/с на 1 п. м.

**Расходная характеристика** (модуль расхода) – расход потока при единичном гидравлическом уклоне (для трубопроводов) или уклоне дна русла (открытые потоки),  $k = \omega \sqrt{R}$  .

**Расширение жидкости объемное** – свойство жидкостей изменять объем при изменении температуры и характеризуется коэффициентом объемного расширения.

### **Режим:**

*движения жидкости* – поведение частиц жидкости потока при их движении. Различают ламинарный и турбулентный режимы движения жидкости;

*движения ламинарный* – движение потока, при котором отсутствует пульсация скорости и перемешивание частиц жидкости (от латинского *lamina* – слой);

*движения турбулентный* – движение потока, характерной особенностью которого является перемешивание частиц жидкости и пульсация скорости (от латинского слова *turbulentus* – беспорядочный);

*сопряжения бьефов* – соединение потока в нижнем бьефе, переливающего через водослив или при истечении через какое-либо сооружение, с потоком нижнего бьефа. Различают донный, поверхностный и смешанный режимы сопряжения бьефов.

**Рисберма** – часть закрепленного русла в нижнем бьефе сооружения за водобоем.

**Русло открытое** – такое русло, в котором движение потока происходит под действием силы тяжести и характеризуется обязательным наличием свободной поверхности потока, т. е. такой границы раздела, вдоль которой поток соприкасается с газообразной средой, как правило, с воздухом при атмосферном давлении.

**Русло открытое:**

*непризматическое* – площадь живого сечения потока в таком русле является функцией двух переменных: глубины наполнения русла и характерного поперечного размера для данной формы русла;

*призматическое* – русло, в которых основные геометрические параметры потока остаются постоянными по всей его длине и площадь живого сечения потока является функцией только глубины;

*с нулевым уклоном* – уклон дна русла горизонтальный. Движение потока может быть только неравномерное в виде кривой спада типа  $b_0$  или кривой подпора типа  $C_0$  в зависимости от того, в каком состоянии поток вступает на данный участок;

*с обратным уклоном* – уклон дна русла отрицательный. Движение потока может быть только неравномерное в виде кривой спада типа  $b'$  или кривой подпора типа  $C'$  в зависимости от того, в каком состоянии поток вступает на данный участок;

*с прямым уклоном* – уклон дна русла положительный. Движение потока в данном русле может быть как установившееся равномерное, так и установившееся неравномерное, в зависимости от условий вступления его на данный участок.

**Сечение:**

*канала (профиля)* – форма поперечного сечения каналов, проложенных в грунтах или выполненных из сборных железобетонных лотков. Наибольшее практическое применение имеют трапециевидная, полигональная, параболическая и сегментная формы сечения русла;

*струи сжатое* – ближайшее к отверстию сечение струи, в котором движение может быть принято плавно изменяющимся, находится на расстоянии примерно  $0,5d$  от входной кромки отверстия.

**Сжатая ширина** (водослива, пролета) – «эффективная» ширина водосливного отверстия, которая учитывает боковое сжатие струи при обтекании береговых устоев или быков,  $v_c = \varepsilon v$ , где  $\varepsilon$  – коэффициент бокового сжатия струи.

**Сжатие:**

*неполное* – вытекающая из отверстия струя не испытывает сжатия по одной или же по нескольким сторонам;

*несовершенное* – когда отверстие расположено ближе к направляющим стенкам трех его линейных размеров;

*полное* – когда струя, вытекающая из отверстия, испытывает сжатие по всему периметру;

*совершенное* – в случае, если отверстие расположено достаточно далеко от направляющих стенок и свободной поверхности жидкости, т. е. более трех его линейных размеров, то кривизна траектории крайних струек вытекающей струи будет наибольшей, а сжатие – максимальным.

**Сжимаемость жидкости** – свойство жидкостей изменять объем при изменении давления – характеризуется коэффициентом объемного сжатия, представляющим относительное изменение объема жидкости при изменении давления.

**Сила:**

*давления на плоские стенки* – равна произведению площади на давление жидкости в центре тяжести смоченной части стенки. Сила направлена со стороны жидкости по нормали к стенке;

*давления на цилиндрические стенки* – равна геометрической сумме горизонтальной и вертикальной составляющих, т. е.  $F = \sqrt{F_x^2 + F_z^2}$ . Горизонтальная составляющая  $F_x$  определяется так же, как и на плоскую стенку, которая получена в результате проекции цилиндрической стенки на вертикальную плоскость XOZ. Вертикальная составляющая  $F_z$  определяется как архимедова сила, т. е.  $F_z = \rho g W_{т.д.}$ , где  $W_{т.д.}$  – объем тела давления, который заключен между цилиндрической стенкой и свободной поверхностью жидкости, а также вертикальными плоскостями, ограничивающими стенку;

*трения* – сила, возникающая при движении жидкости и действующая на каждый элемент поверхности, проведенной произвольно внутри нее. Определяется как  $T = \tau \Delta \omega$ , где  $\tau$  – касательное напряжение, действующее на элемент поверхности  $\Delta \omega$ .

**Силы:**

*внешние* – силы, действующие на рассматриваемую массу и поверхность жидкости извне и приложены соответственно к каждой частице жидкости, составляющей массу, и к каждому элементу поверхности, ограничивающей жидкость;

*внутренние* – представляют собой силы взаимодействия частиц жидкости. Они являются парными, их сумма в данном объеме жидкости всегда равна нулю;

*гравитационные* – силы, подчиняющиеся закону всемирного тяготения Ньютона;

*касательные* – силы, возникающие в жидкости за счет касательных напряжений, и плотность их распределения равна  $\lim_{\Delta\omega \rightarrow 0} \frac{\Delta T}{\Delta\omega}$ , где  $\Delta T$  – касательная сила, действующая на элемент площади  $\Delta\omega$ ;

*нормальные* – силы, возникающие в жидкости за счет давления и плотность их распределения равна  $\lim_{\Delta\omega \rightarrow 0} \frac{\Delta F}{\Delta\omega}$ , где  $\Delta F$  – нормальная сила, действующая на элемент площади  $\Delta\omega$ ;

*массовые* (объемные) – силы, действующие на каждую частицу жидкости с массой  $\Delta m = \rho \Delta W$ , где  $\Delta W$  – объем частицы жидкости, т. е. силы, распределенные по массе. К ним относятся: сила тяжести, силы энергии (кориолисова сила, переносная сила инерции);

*поверхностные* – силы, действующие на каждый элемент  $\Delta\omega$  поверхностей, ограничивающих жидкость, и на каждый элемент поверхностей, проведенных произвольно внутри жидкости.

### **Скорость:**

*волны ударной* – скорость распространения повышения давления в напорном трубопроводе при гидравлическом ударе. Она несколько меньше скорости распространения звука в неограниченной жидкой среде;

*динамическая* – важная гидравлическая характеристика движения потока и в каждом конкретном случае равномерного движения величина постоянная. Вычисляется по формуле  $U = \sqrt{gRI} = V / \sqrt{8/\lambda}$ , где  $R, I$  – соответственно гидравлический радиус и уклон;  $V$  – средняя скорость движения потока;  $\lambda$  – коэффициент Дарси;

*критическая верхняя* – граничная скорость при переходе ламинарного режима движения жидкости в турбулентный режим;

*критическая нижняя* – граничная скорость при переходе турбулентного режима движения жидкости в ламинарный режим;

*местная мгновенная* – скорость в данной точке живого сечения потока в данный момент времени;

*незаиляющая средняя* – скорость  $V_{нез}$  соответствует состоянию, когда мутность потока  $\rho_n$  (т. е. содержание наносов в единице объема воды) равна его транспортирующей способности  $\rho_T$ ;

*неразмывающая средняя* – наибольшее значение средней скорости  $V_{доп}$  движения потока, при которой он не может вызвать недопустимого для нормальной эксплуатации размыва (разрушения) русла;

*осредненная* – скорость движения жидкости в точке, хотя и пульсирует, но колеблется около некоторого постоянного, независимо от времени, значения и определяется как  $\bar{U} = \frac{1}{T} \sum_0^T U \Delta t$ , где  $t$  – достаточно

большой интервал времени;

*подхода* – средняя скорость  $V_0$  движения жидкости перед отверстием или сооружением, через которое происходит истечение потока;

*пульсации* – разность между мгновенной и осредненной скоростью движения жидкости в данной точке потока;

*угловая* – скорость перемещения частицы жидкости при ее вращательном движении относительно мгновенных осей, проходящих через ее полюсы или при вращении жидкости в цилиндрическом сосуде относительно его оси вращения.

**Смоченный периметр** – длина линии, по которой жидкость в живом сечении соприкасается с твердыми поверхностями, ограничивающими поток.

**Спротивления гидравлические** – обусловленные силами трения жидкости о стенки русла и между ее слоями и называются гидравлическими сопротивлениями по длине потока  $\xi_{дл}$ , а обусловленные различными конструктивными элементами трубопровода и местными препятствиями (поворот потока, сужение или расширение, кран, задвижка и т. д.), т. е. вызывающие деформацию потока, называются местными гидравлическими сопротивлениями  $\xi_{мест}$ .

**Стока** (ед.) – в системе СИ единица измерения кинематической вязкости жидкости,  $1 \text{ Ст} = 1 \text{ см}^2/\text{с}$ .

**Текучесть жидкости** – физическое свойство капельной жидкости, обусловленное диффузией молекул, обеспечивает ей большую подвижность. Поэтому она принимает форму сосуда, в которой налита.

**Транспортирующая способность потока** – то максимальное количество наносов, содержащееся в единице объема воды, которое поток способен транспортировать без их осаждения.

**Трубка тока** – совокупность линий, тока, проведенных через замкнутый, не пересекающий себя контур, выделенный в области движущейся жидкости, ни одна из точек которого не является особой точкой потока, то через каждую точку такого контура в данный момент времени проходит единственная линия тока.

### **Трубопровод:**

*всасывающий* – участок трубопровода от водозабора до всасывающего патрубка насоса, в котором должны быть учтены при расчете как потери по длине, так и детально местные потери напора;

*гидравлически длинный* – потери напора по длине значительно превышают местные потери и скоростной напор, поэтому их сумму не вычисляют, а принимают как некоторую часть потерь напора по длине;

*гидравлически короткий* – потери напора по длине и местные потери сопоставимы по значению. При гидравлическом расчете детально рассчитываются как местные потери напора, так и потери напора по длине трубопровода;

*нагнетательный* – участок трубопровода от напорного патрубка насоса до потребителя или водонапорной башни. Рассчитывается как гидравлически длинный или короткий трубопровод в зависимости от соотношения потерь напора;

*простой* – трубопровод, не имеющий ответвлений, состоящий из труб одинакового диаметра, выполненных из одного материала.

#### **Трубы:**

*гидравлически гладкие* – такой трубопровод (русло), в котором шероховатость стенок не влияет на характер движения потока и соответственно потери напора по длине не зависят от шероховатости;

*гидравлически шероховатые* – такой трубопровод (русло), в котором высота выступов шероховатости превышает толщину вязкого подслоя, но неровности стенок трубы (русла) выходят в пределы турбулентного ядра, поток обтекает выступы с отрывом, сопровождающимся интенсивным перемешиванием частиц. В этом случае потери напора по длине зависят от шероховатости.

#### **Удар:**

*гидравлический* – явление, возникающее в текущей жидкости при быстром изменении скорости в одном из сечений, которое характеризуется возникновением волны повышенного или пониженного давления и распространяется от места изменения скорости;

*гидравлический положительный, отрицательный* – удар, начинающийся с волны повышения давления, называется положительным, а начинающийся с волны понижения давления, – отрицательным;

*гидравлический прямой* – удар, возникающий в текущей жидкости, при времени закрытия регулирующего устройства  $T_3$  будет меньше времени фазы  $t_\phi$ , т. е.  $T_3 < t_\phi$ ;

*гидравлический непрямой* – удар, возникающий в текущей жидкости, при времени закрытия регулирующего устройства  $T_3$  будет больше времени фазы  $t_\phi$ , т. е.  $T_3 > t_\phi$ .

**Уклон:**

*гидравлический* – отношение потерь напора к длине участка, на котором эти потери происходят;

*дна русла (канала)* – синус угла наклона дна русла (канала) к горизонту. Бывает уклон дна русла (канала) положительный ( $i > 0$ ), отрицательный ( $i < 0$ ), нулевой ( $i = 0$ );

*критический* – уклон, при котором нормальная глубина равна критической.

**Уравнения:**

Бернулли для установившегося движения – выражает закон сохранения энергии в потоке несжимаемой жидкости и имеет вид

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_{тр},$$

где  $z_1, z_2$  – превышения центра тяжести живого сечения потока над плоскостью отсчета;  $p_1, p_2$  – давления в указанных выше точках;  $\alpha_1, \alpha_2$  – коэффициенты кинетической энергии в данных сечениях;  $V_1, V_2$  – средние скорости движения потока в данных сечениях;

*гидростатики основное* – выражает закон распределения давления в однородной несжимаемой жидкости при абсолютном равновесии и имеет вид

$$Z_1 + \frac{P_1}{\rho g} = z_2 + \frac{P_2}{\rho g},$$

где  $z_1, z_2$  – координаты положения точек в рассматриваемом объеме жидкости относительно плоскости;  $p_1, p_2$  – давления в данных точках;

*критического состояния потока* – дает условие критического состояния потока и позволяет определить критическую глубину в русле любой формы сечения при расчетном расходе  $Q$  и имеет вид

$$\frac{\alpha Q^2}{g} = \left( \frac{\omega^3}{B} \right)_{кр},$$

где  $\alpha$  – коэффициент кинетической энергии;  $\omega, B$  – соответственно площадь живого сечения потока и ширина потока по урезу воды, рассчитанные по критической глубине;

*неразрывности (расхода)* – показывает закон сохранения расхода по длине потока при установившемся движении и имеет вид

$$V_1 \omega_1 = V_2 \omega_2 = \dots = V_n \omega_n = Q,$$

где  $V_1, V_2, V_n$  – средние скорости движения потока для выбранных сечений;  $\omega_1, \omega_2, \omega_n$  – площади живых сечений потока для данных сечений; поверхности равного давления – показывает закон распределения массовых сил для множества точек рассматриваемого объема жидкости для случая, когда давление в них одинаковое, и имеет вид

$$F_x dx + F_y dy + F_z dz = 0,$$

где  $F_x, F_y, F_z$  – проекции единичных массовых сил на соответствующие координатные оси;  $dx, dy, dz$  – элементарные приращения координат нахождения частицы жидкости в рассматриваемом объеме;

*равновесия жидкости* – закон распределения массовых сил по рассматриваемому объему жидкости для случая его равновесия и имеет вид  $dp = \rho(F_x dx + F_y dy + F_z dz)$ , где  $dp$  – полный дифференциал давления;  $\rho$  – плотность жидкости. Обозначение остальных величин приведено в пункте понятия «Уравнение поверхности равного давления»;

*совершенного гидравлического прыжка* – показывает связь между сопряженными глубинами гидравлического прыжка и имеет вид

$$\frac{\alpha' Q^2}{g \omega_1} + h_{ц.т.1} \omega_1 = \frac{\alpha' Q^2}{g \omega_2} + h_{ц.т.2} \omega_2,$$

где  $\alpha'$  – коэффициент количества движения;  $\omega_1, \omega_2$  – площади живых сечений потока по первой и второй сопряженным глубинам;  $h_{ц.т.1}, h_{ц.т.2}$  – глубины погружения под свободную поверхность жидкости центров тяжести этих сечений.

**Фаза гидравлического удара** – промежуток времени  $t_{\Phi} = 2L/C_0$  чередования изменения давления в трубопроводе от его начального значения  $p_0$  попеременно на  $+\Delta p$  и  $-\Delta p$ , где  $L$  – длина трубопровода;  $C_0$  – скорость распространения волны гидравлического удара.

#### Формулы:

*Агроскина* для  $C$  – определяет коэффициент Шези для установившегося движения жидкости и имеет вид  $C = \frac{1}{n} + 17,72 \ell g R$ , где  $n$  – коэффициент шероховатости русла (трубы);  $R$  – гидравлический радиус, м;

*Альтишуля* для  $\lambda$  – определяет коэффициент Дарси для переходной области гидравлического сопротивления и имеет вид  $\lambda = 0,11(\Delta/d +$

$+ 68/Re)^{0,25}$ , где  $\Delta$  – высота выступов шероховатости трубы диаметром  $d$ ,  $Re$  – число Рейнольдса, при котором происходит движение жидкости;

*Базена* для  $m_0$  – определяет коэффициент расхода водослива с тонкой стенкой прямоугольной формы и имеет вид

$$m_0 = \left( 0,405 + \frac{0,003}{H} \right) \left[ 1 + 0,55 \left( \frac{H}{H + P_1} \right)^2 \right],$$

где  $H$  – напор над порогом водослива;  $P_1$  – высота порога водослива со стороны верхнего бьефа;

*Базена* для  $\sigma_n$  – определяет коэффициент подтопления водослива с тонкой стенкой прямоугольной формы и имеет вид

$$\sigma_n = 1,05(1 + 0,2\Delta/P)\sqrt[3]{Z/H},$$

где  $H$  – напор над порогом водослива;  $P$  – высота порога водослива со стороны нижнего бьефа;  $Z$  – разностей уровней воды в верхнем и нижнем бьефах;  $\Delta$  – превышение уровня воды в нижнем бьефе над порогом водослива;

*Березинского* для  $m$  – определяет коэффициент расхода для водослива практического профиля криволинейной формы с горизонтальной вставкой и имеет вид

$$m = 0,36 + 0,1 \frac{2,5 - S/H}{1 + 2S/H},$$

где  $S$  – длина горизонтальной вставки;  $H$  – напор на пороге водослива.

*Блазиуса* для  $\lambda$  – определяет коэффициент Дарси для области гидравлически гладких русел (труб) и имеет вид

$$\lambda = \frac{0,3164}{Re^{0,25}},$$

где  $Re$  – число Рейнольдса;

*Вейсбаха* для  $h_m$  – определяет потери удельной энергии потока на местные гидравлические сопротивления и имеет вид

$$h_m = \xi_m V_2^2 / (2g),$$

где  $\xi_m$  – коэффициент местного гидравлического сопротивления;  $V_2$  – средняя скорость движения потока в сечении за местным сопротивлением;

*Вызго* для  $\ell_{п.п}$  – определяет длину послепрыжкового участка потока и имеет вид

$$\ell_{п.п} = \frac{0,4}{n} h_6,$$

где  $n$  – коэффициент шероховатости русла;  $h_6$  – бытовая глубина потока в нижнем бьефе сооружения;

*Дарси – Вейсбаха* для  $h_{дл}$  – определяет потери удельной энергии по длине потока и имеет вид

$$h_{дл} = \lambda \frac{\ell}{d} \cdot \frac{V^2}{2g} = \lambda \frac{\ell}{4R} \cdot \frac{V^2}{2g},$$

где  $\lambda$  – коэффициент Дарси;  $d$ ,  $R$  – соответственно внутренний диаметр и гидравлический радиус трубопровода;  $V$  – средняя скорость движения потока;

*Дмитриева* для  $\ell_{пр}$  – определяет длину волнистого гидравлического прыжка и имеет вид

$$\ell_{пр} = 10,6h'(\Pi_{к1} - 1),$$

где  $h'$  – первая сопряженная глубина гидравлического прыжка;  $\Pi_{к1}$  – параметр кинетичности потока по глубине перед гидравлическим прыжком;

*Жуковского* для  $C_0$  – определяет скорость перемещения по длине трубопровода волны гидравлического удара и имеет вид

$$C_0 = \frac{\sqrt{E_{ж}/\rho}}{\sqrt{1 + \frac{d}{\delta} \cdot \frac{E_{ж}}{E}}},$$

где  $\rho$ ,  $E_{ж}$  – соответственно плотность и модуль объемной упругости жидкости;  $E$  – модуль материала стенок трубопровода;  $d$ ,  $\delta$  – соответственно внутренний диаметр и толщина стенок трубопровода;

*Замарина* для  $\rho_T$  – определяет максимальное количество взвешенных наносов, содержащееся в единице объема воды, которое поток способен транспортировать без их осаждения,  $\rho_T = 11V\sqrt{V/W}\sqrt{Ri}$ , при  $0,0004 < W \leq 0,002$  м/с;

$$\rho_T = 0,22(V/W)^{3/2}\sqrt{Ri}, \text{ при } 0,002 < W \leq 0,008 \text{ м/с,}$$

где  $V$  – средняя скорость движения потока;  $W$  – средневзвешенная гидравлическая крупность наносов;  $R$  – гидравлический радиус потока;  $i$  – уклон дна русла (канала);

*Замарина* для  $\varepsilon$  – определяет коэффициент бокового сжатия потока при истечении через водослив и имеет вид

$$\varepsilon = 1 - aH_0 / (b + H_0),$$

где  $a$  – коэффициент, учитывающий форму береговых устоев и бычка в плане;  $H_0$  – полный напор над порогом водослива;  $b$  – длина водосливного фронта водослива;

*Кольбука* для  $\lambda_{\text{гп}}$  – определяет коэффициент Дарси для области гидравлически гладких русел (труб) и имеет вид

$$\lambda_{\text{гп}} = 1 / (1,8 \ell g Re / 7)^2,$$

где  $Re$  – число Рейнольдса, при котором происходит движение потока;

*Лагранжа* для  $C'$  – определяет скорость распространения волны в неподвижной жидкости с глубиной  $h_0$ ,  $C' = \sqrt{gh_0}$ ;

*Манинга* для  $C$  – определяет коэффициент Шези для установившегося движения жидкости и имеет вид  $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ , где  $R$  – гидравлический радиус потока, м;  $n$  – коэффициент шероховатости русла;

*Мариотта* для  $\sigma$  – определяет нормальное напряжение в материале стенок трубопровода и имеет вид  $\sigma = pd / (2\delta)$ , где  $p$  – давление в трубопроводе диаметром  $d$ ;  $\delta$  – толщина стенок трубопровода;

*Павловского* для  $C$  – определяет коэффициент Шези для установившегося движения жидкости и имеет вид  $C = \frac{1}{n} R^y$ , где  $n$  – коэффициент шероховатости русла;  $R$  – гидравлический радиус;  $y$  – показатель степени,  $y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - 0,75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0,10)$ ;

*Павловского* для  $\ell_{\text{гп}}$  – определяет длину совершенного гидравлического прыжка в русле прямоугольного сечения и имеет вид

$$\ell_{\text{гп}} = 2,5 (1,9 h' - h''),$$

где  $h'$ ,  $h''$  – соответственно первая и вторая сопряженные глубины гидравлического прыжка;

*Пикалова* для  $\ell_{\text{гп}}$  – определяет длину совершенного гидравлического прыжка в русле прямоугольного сечения и имеет вид

$$\ell_{\text{пр}} = 4h' \sqrt{1 + 2\Pi_{\text{к1}}},$$

где  $\Pi_{\text{к1}}$  – параметр кинетичности потока, определенный по первой сопряженной глубине  $h'$  гидравлического прыжка;

*Ребока* для  $m_0$  – определяет коэффициент расхода водослива с тонкой стенкой прямоугольного сечения и имеет вид

$$m_0 = 0,403 + 0,053 \frac{H}{P_1} + \frac{0,0007}{H},$$

где  $H$  – напор над порогом водослива;  $P_1$  – высота порога водослива со стороны верхнего бьефа;

*Смыслова* для  $h_{\text{гр}}$  – определяет высоту гребня первой волны волнистого гидравлического прыжка и имеет вид

$$h_{\text{гр}} = 0,59h' (\sqrt{1 + 8\Pi_{\text{к1}}} - 1),$$

где  $\Pi_{\text{к1}}$  – параметр кинетичности потока, определенный по первой сопряженной глубине  $h'$  гидравлического прыжка;

*Смыслова* для  $m_c$  – определяет коэффициент расхода водослива с широким порогом с боковым сжатием потока (обратные вертикальные стенки на входе)

$$m_c = 0,3 + 0,08 b H / \Omega_{\text{В.Б.}},$$

где  $b$  – ширина водосливного фронта;  $\Omega_{\text{В.Б.}}$  – площадь живого сечения потока в верхнем бьефе водослива;

*Федорова* для  $\lambda$  – определяет коэффициент Дарси для труб, предназначенных для сточных вод, и имеет вид

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2\ell g \left( \frac{\Delta}{3,42d_r} + \frac{a_2}{Re} \right),$$

где  $\Delta$ ,  $a_2$  – соответственно эквивалентная шероховатость (мм) и безразмерный коэффициент, зависящий от материала труб;  $d_r$  – гидравлический диаметр  $d_r = 4R$ ;  $R$  – гидравлический радиус;  $Re$  – число Рейнольдса, при котором происходит движение потока;

*Чертоуса* для  $\ell_{\text{пад}}$  – определяет дальность падения струи, переливающейся через неподтопленный водослив с широким порогом и имеет вид

$$\ell_{\text{над}} = 1,64\sqrt{H_0(P + 0,24H_0)},$$

где  $H_0$  – полный напор над порогом водослива;  $P$  – высота порога водослива со стороны нижнего бьефа;

*Шевелева* для  $\lambda$  – определяет коэффициент Дарси для области переходного гидравлического сопротивления и имеет вид

$$\lambda = 0,11\left(\frac{\Delta}{d} + \frac{68}{Re}\right)^{0,25},$$

где  $\Delta$  – эквивалентная шероховатость;  $d$  – внутренний диаметр трубопровода;  $Re$  – число Рейнольдса, при котором происходит движение потока;

*Шези* для  $C$  – определяет коэффициент Шези и имеет вид  $C = \sqrt{8g/\lambda}$ , где  $\lambda$  – коэффициент Дарси;

*Шези* для  $Q$  – определяет величину расхода потока при равномерном движении и имеет вид  $Q = C\omega\sqrt{RI}$ , где  $C$  – коэффициент Шези;  $\omega$ ,  $R$  – соответственно площадь живого сечения и гидравлический радиус потока;  $I$  – гидравлический уклон, а для открытых потоков – уклон дна русла (канала);

*Шифринсона* для  $\lambda$  – определяет коэффициент Дарси для области гидравлически шероховатых русел (труб) или квадратичной области гидравлического сопротивления и имеет вид  $\lambda = 0,11(\Delta/d)^{0,25}$ , где  $\Delta$  – эквивалентная шероховатость;  $d$  – внутренний диаметр трубопровода;

*Штеренлихта* для  $\alpha$  и  $\alpha'$  – определяют соответственно коэффициенты Кориолиса  $\alpha$  и Буссинеска  $\alpha'$  для турбулентного движения потока и имеют следующий вид:

$$\alpha = 1 + (15,26/C)^2 - (10,1/C)^3;$$

$$\alpha' = 1 + (8,86/C)^2,$$

где  $C$  – коэффициент Шези;

*Эгли* для  $m_{0c}$  – определяет коэффициент расхода водослива с тонкой стенкой прямоугольной формы с учетом бокового сжатия потока и имеет вид

$$m_{0c} = \left(0,405 + \frac{0,003}{H} - 0,03\frac{B-b}{B}\right)\left[1 + 0,55\left(\frac{b}{B}\right)^2\left(\frac{H}{H+P_1}\right)\right],$$

где  $H$  – напор над порогом водослива;  $B$  – ширина русла перед водосливом;  $b$  – ширина водосливного фронта;  $P_1$  – высота порога водослива со стороны верхнего бьефа.

**Характеристика:**

*живого сечения параболического русла* – отношение глубины наполнения  $h$  к параметру параболы  $p$ , т. е.  $\tau = h/p$ ;

*живого сечения трапецидального русла* – безразмерный комплекс, полностью характеризующий геометрию живого сечения, и имеет вид

$$\sigma = \frac{m_0 \cdot h_0}{b + mh_0},$$
 где  $m_0$  – характеристика откоса,  $h_0$  – глубина наполнения

русла;  $b$  – ширина русла по дну;  $m$  – коэффициент заложения откосов; расходная (модуль расхода) – см. понятие «расходная характеристика».

**Центр:**

*водоизмещения* – центр тяжести объема вытесненной жидкости плавающим телом;

*давления* – точка приложения силы гидростатического давления на смоченную часть поверхности (плоскую или криволинейную).

**Число:**

*Рейнольдса* – характеризует отношение сил инерции к силам трения (вязкости). Определяет поведение частиц жидкости при их движении, т. е. режим движения жидкости, и вычисляется по зависимости  $Re = V \cdot \ell / \nu$ , где  $V$  – средняя скорость движения потока;  $\ell$  – характерный геометрический размер живого сечения;  $\nu$  – кинематическая вязкость жидкости;

*Число Рейнольдса критическое* – как отмечается в учебной и справочной литературе, это постоянное число, соответствующее нижней критической скорости, и показывает границу между режимами движения жидкости.

**Шероховатость равнозернистая** (эквивалентная) – представляет собой такой размер зерен песка искусственной шероховатости, который в квадратичной области (зоне) равноценен по гидравлическому сопротивлению данной неоднородной шероховатости. Она определяется путем испытаний данной трубы в квадратичной области сопротивления и вычисления ее по опытному значению коэффициента Дарси из формулы Никурадзе или Шифринсона.

**Ширина:**

*отверстия водослива* – длина водосливного фронта (в направлении, перпендикулярном направлению движения переливающегося через водослив потока);

*отверстия водослива «эффективная» (сжатая)* – это ширина, учитывающая боковое сжатие потока,  $b_c = \varepsilon \cdot b$ , где  $\varepsilon$  – коэффициент бокового сжатия потока.

**Элементарная струйка жидкости** – объемный пучок линий тока, проходящий через выделенный в движущейся жидкости достаточно малый контур, имеющий элементарную площадку  $d\omega$ . Поток, условно состоящий из совокупности элементарных струек, называется струйчатой моделью.

#### **Энергия:**

*кинетическая* – энергия, которую имеет частица жидкости весом  $G = mg$  при движении ее со скоростью  $U$ ,  $E_k = mU^2/2$ ;

*потенциальная* – энергия, которую имеет частица жидкости весом  $G = mg$  при ее расположении  $z + p/(\rho g)$  над плоскостью отсчета, принятой за плоскость нулевой потенциальной энергии, равная  $E_{п} = mgz + M \frac{p}{\rho}$ , где  $z$  – высота расположения сечения элементарной струйки

над плоскостью отсчета;  $p/(\rho g)$  – высота поднятия жидкости в пьезометре над центром сечения элементарной струйки при давлении  $p$ ;

*удельная потока* – механическая энергия массы жидкости, протекающей в единицу времени через выбранное живое сечение потока, отнесенная к единице веса и определяемая относительно произвольной горизонтальной плоскости;

*удельная сечения* – механическая энергия массы жидкости, протекающей в единицу времени через выбранное живое сечение потока, отнесенная к единице веса и определяемая относительно горизонтальной плоскости, проходящей через низшую точку этого сечения.

#### **Эпюра:**

*давления* – графическое изображение изменения давления вдоль плоской или криволинейной стенки (поверхности) в зависимости от глубины жидкости;

*давления при гидравлическом ударе* – графическое изображение изменения давления по длине напорного трубопровода в данный момент времени или за конечный интервал за счет возникновения гидравлического удара;

*скорости* – графическое изображение изменения скорости движущейся жидкости в принятом живом сечении потока;

*скорости при гидравлическом ударе* – графическое изображение изменения скорости в живых сечениях по длине напорного трубопровода в данный момент времени или за конечный интервал за счет возникновения гидравлического удара.

## **ПЕРЕЧЕНЬ ВОПРОСОВ ПО ГИДРАВЛИКЕ, ВЫНОСИМЫХ НА ЭКЗАМЕН**

1. Уравнение для абсолютного равновесия жидкости (основное уравнение гидростатики).
2. Уравнение равновесия жидкости (уравнение Эйлера). Относительное равновесие (покой) жидкости.
3. Сила гидростатического давления и точка ее приложения на плоские произвольно ориентированные поверхности.
4. Сила гидростатического давления и точка ее приложения на криволинейные (цилиндрические и сферические) поверхности.
5. Уравнение Бернулли для элементарной струйки идеальной жидкости и потока конечных размеров.
6. Ламинарный режим движения и расчет потерь удельной энергии при нем.
7. Расчет потерь удельной энергии в потоке при турбулентном режиме в зависимости от областей (зон) сопротивления.
8. Истечение жидкости через отверстие и насадки при постоянном напоре.
9. Истечение из призматических резервуаров при переменном напоре.
10. Методика гидравлического расчета коротких трубопроводов (типы 1–3).
11. Гидравлический расчет длинных трубопроводов (простого трубопровода, последовательное и параллельное соединение).
12. Гидравлический удар в напорном трубопроводе и меры защиты трубопроводов от него.
13. Дифференциальное уравнение установившегося плавно изменяющегося движения в открытых руслах.
14. Виды установившегося движения жидкости. Спокойные и бурные потоки. Критическая глубина и ее расчет.
15. Методика расчета каналов при равномерном движении жидкости.
16. Расчет кривых свободной поверхности потока в призматических руслах при установившемся неравномерном движении жидкости (при  $i > 0$ ).
17. Гидравлический прыжок. Прыжковая функция и расчет сопряженных глубин для совершенного гидравлического прыжка.
18. Классификация водосливов. Формула расхода водосливов. Истечение через водосливы с тонкой стенкой.

19. Истечение через водосливы с широким порогом. Неподтопленный водослив с широким порогом без бокового и с боковым сжатием. Подтопленный водослив с широким порогом и условие подтопления.

20. Истечение через водосливы практического профиля.

21. Расчет сжатой глубины за сооружением и второй сопряженной с ней глубины. Донный режим сопряжения потоков в нижнем бьефе сооружения (при  $i_{кр} > i > 0$ ).

22. Расчетный расход для сопряжения потоков в нижнем бьефе сооружения. Гидравлический расчет водобойного колодца.

23. Гидравлический расчет водобойной стенки и комбинированного водобойного колодца.

24. Гидравлический расчет перепада колодезного типа.

25. Гидравлический расчет быстротока с естественной шероховатостью.

## СОДЕРЖАНИЕ

Предисловие .....	3
Рекомендуемая литература .....	4
Введение .....	5
Раздел 1. Равновесие жидкости, давление на поверхности, ее ограждающие, и на тела, в нее погруженные .....	12
1.1. Общие теоретические сведения .....	12
1.1.1. Равновесие однородной несжимаемой жидкости относительно Земли ..	12
1.1.2. Относительный покой (равновесие) жидкости .....	14
1.1.3. Сила давления жидкости на плоские и криволинейные поверхности ...	15
1.1.4. Плавание тел в жидкости и их остойчивость .....	18
1.2. Примеры решения типовых задач .....	21
Раздел 2. Гидравлический расчет потоков при истечении жидкости из отверстий, насадков и коротких трубопроводов .....	32
2.1. Общие теоретические сведения .....	32
2.1.1. Уравнение Бернулли. Определение потерь удельной энергии в потоке	32
2.1.2. Истечение жидкости через отверстия и насадки при постоянном и переменном напорах .....	41
2.2. Примеры решения типовых задач .....	44
Раздел 3. Гидравлический расчет гидравлически длинных трубопроводов .....	60
3.1. Общие теоретические сведения .....	60
3.2. Примеры решения типовых задач .....	64
Раздел 4. Равномерное и установившееся неравномерное движение жидкости в открытых призматических руслах (каналах) .....	68
4.1. Общие теоретические сведения .....	68
4.1.1. Равномерное движение жидкости .....	68
4.1.2. Установившееся неравномерное движение жидкости .....	78
4.2. Примеры решения типовых задач .....	85
Раздел 5. Истечение через водосливы, сопряжение потока в нижнем бьефе сооружения .....	91
5.1. Общие теоретические сведения .....	91
5.1.1. Истечение через водослив .....	91
5.1.2. Сопряжение потока в нижнем бьефе сооружения .....	100
5.2. Примеры решения типовых задач .....	113
Раздел 6. Плавно изменяющееся установившееся безнапорное движение грунтовой воды .....	132
6.1. Предварительные указания .....	132
6.2. Скорость фильтрации. Основной закон ламинарной фильтрации (формула Дарси). Замечания о зависимостях, отличных от формулы Дарси .....	136
6.3. Методы определения коэффициента фильтрации .....	140
6.4. Равномерное движение грунтовой воды .....	143
6.5. Основное уравнение плавно изменяющегося безнапорного движения грунтовой воды (формула Дюпюи) .....	145
6.6. Неравномерное безнапорное плавно изменяющееся движение грунтовых вод (плоская задача; случай $i > 0$ ) .....	148
6.7. Уравнение неравномерного безнапорного движения грунтовых вод для горизонтального подстилающего слоя (плоская задача; случай, когда $i = 0$ ) .....	152
6.8. Формы свободной поверхности (кривой депрессии) в случае неравномер-	

ного движения грунтовых вод .....	153
6.9. Приток воды круглому грунтовому колодцу (случай безнапорного движения воды).....	154
6.10. Поглощающие (адсорбирующие) колодцы .....	158
6.11. Артезианский колодец (случай напорного движения воды) .....	160
6.12. Приток грунтовой воды к водосборной галерее или осушительному каналу.	162
6.13. Фильтрация воды через грунтовую плотину .....	163
6.14. Напорная фильтрация воды под бетонным сооружением .....	166
6.14.1. Условия на границах фильтрационного потока (пограничные условия).	168
6.14.2. Гидродинамическая сетка для нескального основания плотины .....	169
6.14.3. Особые свойства гидродинамической сетки .....	172
6.14.4. Расчеты по гидродинамической сетке .....	172
Приложение .....	184
Список базовых понятий и специальных терминов .....	193
Перечень вопросов по гидравлике, выносимых на экзамен .....	220

Учебное издание

**Нестеров** Михаил Васильевич  
**Мельникова** Людмила Ивановна  
**Нестерова** Ирина Михайловна

ГИДРАВЛИКА

Учебное пособие

Редактор *Е. Г. Бутова*  
Технический редактор *Н. Л. Якубовская*  
Корректор *А. М. Павлова*

Подписано в печать 29.08.2016. Формат 60×84 <sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага офсетная.  
Ризография. Гарнитура «Таймс». Усл. печ. л. 13,02 Уч.-изд. л. 11,28  
Тираж 100 экз. Заказ

УО «Белорусская государственная сельскохозяйственная академия».  
Свидетельство о ГРИИРПИ № 1/52 от 09.10.2013.  
Ул. Мичурина, 13, 213407, г. Горки.

Отпечатано в УО «Белорусская государственная сельскохозяйственная академия».  
Ул. Мичурина, 5, 213407, г. Горки.