

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное Государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

В.В. Агеева

Кафедра гидравлики

ГИДРАВЛИКА

Часть 2

Гидродинамика

Лекции для студентов заочной формы обучения
направления подготовки 270100 - Строительство

Учебное пособие

Нижегород

ННГАСУ

2011

УДК 532(76)

Агеева В.В. Гидравлика. Часть 2. Гидродинамика. Лекции для студентов заочной формы обучения направления подготовки 270100 – «Строительство»: Учебное пособие / В.В. Агеева – Н. Новгород: Нижегород. гос. архитек.-строит. ун-т, 2011. – 81 с.

Учебное пособие содержит теоретические вопросы, справочные данные, примеры расчетов и решения задач разделов гидродинамики, предусмотренные учебной программой, и предназначено для студентов заочной формы обучения направления подготовки 270100 – «Строительство».

Иллюстраций 62, таблиц 5, библиографических названий 7.

ББК 30.123

© Агеева В.В., 2011,

© ННГАСУ, 2011

1. Основы гидродинамики

Гидродинамика (точнее, техническая гидродинамика) изучает законы движения жидкости, а также взаимодействие между жидкостью и твердыми телами при их относительном движении. Гидродинамика позволяет использовать эти законы при решении задач в области водоснабжения, канализации, газоснабжения, вентиляции, гидротехники и т.д. [6].

Теория технической гидродинамики, изложенная в данном пособии, строится для струйной модели жидкости и основывается на 3-х основных уравнениях, носящих общий характер:

- уравнение несжимаемости и неразрывности движущейся жидкости (уравнение баланса расхода жидкости);
- уравнение баланса удельной энергии потока (уравнение Бернулли);
- гидравлическое уравнение количества движения.

1.1. Основные понятия и определения. Гидравлические элементы потока

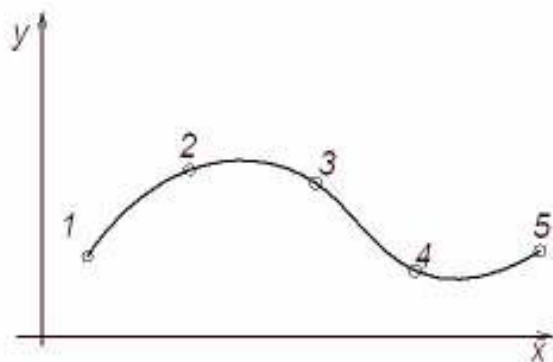


Рис.1. Схема траектории

1. Траектория - путь или след отдельно проходящей частицы жидкости в пространстве за определенный промежуток времени, рис.1.

2. Линия тока – кривая линия, проведенная через последовательно расположенные точки жидкости таким образом, что векторы скоростей будут к ней касательными в какой-то момент времени, рис.2.

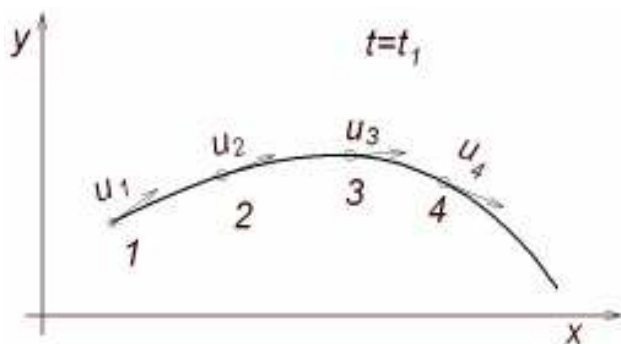


Рис.2. Линия тока

Таким образом, траектория движения характеризует путь одной частицы; линия тока – направление движения различных частиц, принадлежащих этой линии.

3. Элементарная струйка – пучок линий тока, проведенных для одного и того же момента времени (аналогия: взять кабель и посмотреть на срез, там много мелких проводков).

4. Поток – совокупность элементарных струек. На рис.3: $abcd$ - поток; kl - элементарная струйка; mn - линия тока.

5. Живое сечение потока ω , м² – сечение, проведенное перпендикулярно средним скоростям или линиям тока (рис. 4).

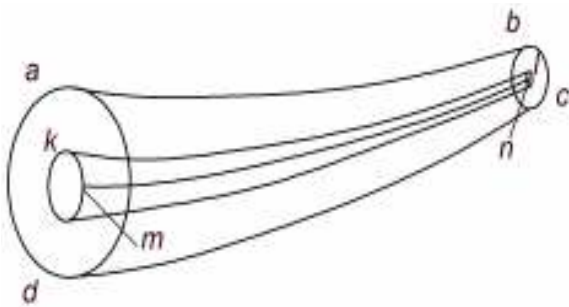


Рис.3. Поток

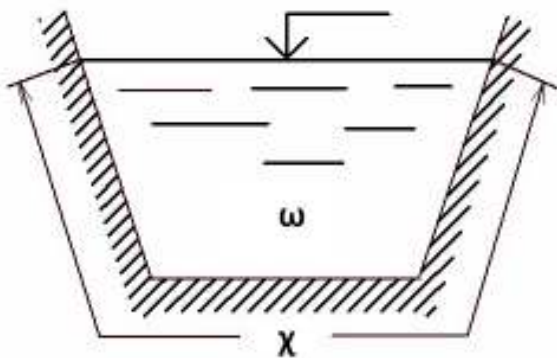


Рис.4. Гидравлические элементы потока

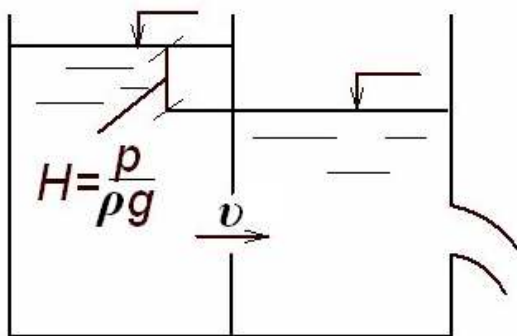


Рис.5. Гидродинамическое давление

6. Смоченный периметр χ , м - периметр той части поперечного сечения русла, которая смочена движущейся жидкостью (рис.4).

7. Гидравлический радиус R - отношение живого сечения потока к смоченному периметру

$$R = \frac{\omega}{\chi}, \text{ м.} \quad (1)$$

8. Гидродинамическое давление p , Па – внутреннее давление движущейся жидкости, отнесенное к единице поверхности. Когда возникает движение жидкости? Вследствие перепада давлений $H = \frac{p}{\rho g}$, рис.5. При этом возникают скорости.

9. Скорость потока в различных его точках различна (на рис.6 обозначена u). Для упрощения расчетов вводят понятие средней скорости v_{cp} , которую часто обозначают v . На рис.6: действительную эпюру скоростей движения жидкости в трубе (в виде параболы) аппроксимируют, т.е. заменяют на прямоугольную - расчетную, таким образом, что площади действительной и расчетной эпюр между собой равны.

По теории Прандтля в действительном потоке местная скорость на оси потока (в центре тяжести потока) имеет максимальное значение $u_{ось} = u_{max}$, а у стенок местная скорость равна нулю $u_{стенки} = 0$. Введя расчетную эпюру, считают, что скорость равна по всему живому сечению своему среднему значению v , м/с.

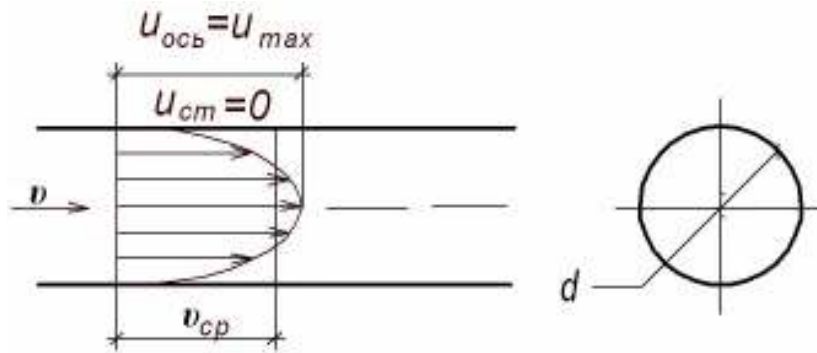


Рис.6. Эпюра скоростей движения жидкости в трубе

10. Расход жидкости – объем жидкости, проходящий через живое сечение за единицу времени

$$Q = \frac{V}{t} = \frac{\omega l}{t} = \omega v, \text{ м}^3/\text{с}. \quad (2)$$

1.2. Два режима движения жидкости

Рядом исследователей (Хагеном – в 1839 г., Д.И. Менделеевым – в 1880 г.) было замечено, что существуют два принципиально разных режима движения жидкости. Наиболее полно этот вопрос исследовал в 1883 г. английский физик О. Рейнольдс. Ему впервые удалось наглядно продемонстрировать существование ламинарного и турбулентного режимов¹ движения жидкости. Он установил критерии перехода из одного режима движения в другой. В результате проведенных им опытов было получено следующее:

1. Существует критическая скорость $v_{кр.}$, при которой один режим движения жидкости (хаотичный, беспорядочный, сопровождающийся постоянным поперечным перемешиванием жидкости) при уменьшении скорости движения потока переходит в другой режим (спокойный, когда жидкость движется слоями).

2. Между скоростью движения v , диаметром трубы d^2 и кинематическим коэффициентом вязкости ν имеется связь:

$$Re = \frac{vd}{\nu}. \quad (3)$$

Эту безразмерную величину называют числом Рейнольдса. Переход от ламинарного режима к турбулентному происходит при критическом значении $Re_{кр} = 2320$.

Ламинарный режим - режим, при котором перемешивания частиц жидкости не происходит, жидкость движется как бы слоями. Этот режим устанавливается при движении жидкости с очень малыми скоростями (движение грунтовых вод). Ламинарный режим наблюдается при числах $Re \leq 2320$.

Турбулентный режим - режим, при котором происходит интенсивное перемешивание частиц. Этот режим устанавливается при движении жидкости с большими

¹ Слово «ламинарный» происходит от латинского слова, означающего «слоистый». Слово «турбулентный» происходит также от латинского слова, означающего «беспорядочный».

² О.Рейнольдс рассматривал только круглые трубы и вместо гидравлического радиуса в (3) использовал диаметр трубы $d = 4R$.

скоростями. В подавляющем большинстве случаев в природе и технике приходится иметь дело с турбулентными потоками. Турбулентный режим наблюдается при числах $Re > 2320$.

Пример: Определить режим движения, если известно, что через трубопровод диаметром $d=200$ мм проходит расход $Q=36$ л/с. Температура воды $T=15^\circ$.

Решение: Для того, чтобы установить режим движения, определим число Рейнольдса и сравним его с критическим. Скорость определится из (2)

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{0,036}{0,0314} = 1,14 \text{ м/с,}$$

где площадь живого сечения $\omega = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,02^2}{4} = 0,0314 \text{ м}^2$.

Кинематический коэффициент вязкости определяется по гидравлическому справочнику [6] в зависимости от температуры: для воды при $T=15^\circ$ $\nu=0,0114 \text{ см}^2/\text{с}$.

$$Re = \frac{1,14 \cdot 0,2}{0,0114 \cdot 10^{-4}} = 200000.$$

Число $Re=200000 > Re_{кр}=2320$, значит режим движения – турбулентный.

1.3. Основные виды движения жидкости

Различают установившееся и неустановившееся движение жидкости; равномерное и неравномерное, сплошное и прерывистое. Течение может быть напорное, безнапорное и свободная струя.

Установившееся – это такое движение, при котором его характеристики в любой точке потока остаются неизменными во времени, средняя скорость v , давление в любом сечении p , форма струи не меняются во времени. В качестве примера можно привести истечение жидкости при постоянном уровне в резервуаре.

Неустановившееся – это такое движение, если приведенное условие не выполняется. Пример – опорожнение резервуара, т.е. истечение при переменном уровне.

Равномерное – это такое движение, при котором скорости течения в сходственных точках двух смежных сечений потока равны между собой. Это условие выполняется, когда форма русла и все гидравлические элементы (глубина потока, площадь поперечного сечения и средняя скорость) неизменны вдоль русла. Равномерное движение в трубах может быть как установившемся, так и неустановившимся, а в открытых руслах (в реальных условиях) равномерное движение может быть только установившимся.

Неравномерное (ускоренное и замедленное) – это движение, при котором по длине потока изменяются его поперечное сечение и, следовательно, средняя скорость. Неравномерным может быть и установившееся, и неустановившееся движение. При ускоренном движении в призматических руслах образуется так называемая кривая спада, а при замедленном кривая подпора.

Сплошным (непрерывным) движением называется такое, при котором жидкость занимает все пространство своего движения без образования внутри потока пустот (разрывов).

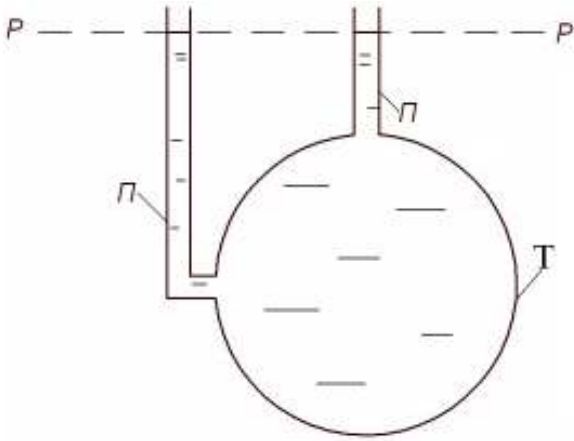


Рис.7. Напорное движение

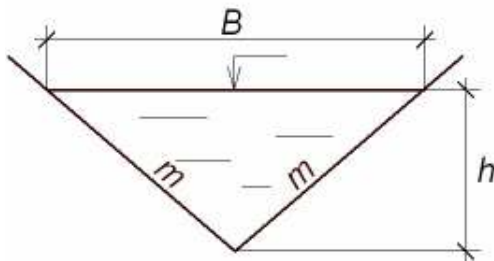


Рис.8. Безнапорное движение

Напорным – называют такое движение, при котором поток со всех боковых сторон ограничен твердыми стенками (движение воды по водопроводу). Движение осуществляется за счет разности давления. На рис.7: П - пьезометры; линия P-P - пьезометрическая линия; Т - трубопровод.

Безнапорное – это движение, характеризующееся наличием свободной поверхности (движение воды в реке, лотке, канале, канализационной трубе). Движение осуществляется под действием сил тяжести. На рис. 8 показано сечение открытого канала с шириной по верху B , глубиной воды в нем h , заложением откосов m .

Свободная струя – поток во все не ограничен твердыми стенками. Пример – струя пожарного брандспойта.

1.4. Уравнение неразрывности (сплошности) потока в случае установившегося движения³

Гидравлика предполагает, что жидкость – однородная среда, в которой не может образовываться как пустот, так и переуплотнений. Это вытекает из условия несжимаемости жидкости. Если рассматривать поток жидкости, расход которого вдоль движения не изменяется, т.е. $Q = const$ (вдоль потока), то изменение живого сечения потока неизбежно должно сопровождаться изменением скорости. Это условие выражается так:

$$Q = \omega_1 v_1 = \omega_2 v_2 = \dots = \omega_n v_n = const, \quad (4)$$

и называется (4) уравнением неразрывности или сплошности потока при установившемся движении. То есть, расход Q для всех живых сечений потока одинаков, при учете следующих трех обстоятельств:

- 1) проникновение жидкости через боковую поверхность (1 2 3) на рис. 9 невозможно, так как эта поверхность образована линиями тока (траекториями) вдоль которых одна за другой движутся частицы жидкости;

³ Случай неустановившегося движения в данном пособии не рассматривается.

- 2) жидкость является несжимаемой;
- 3) жидкость движется сплошным потоком, без образования в нем разрывов (вопросов кавитации, аэрации и т.п. касаться здесь не будем).

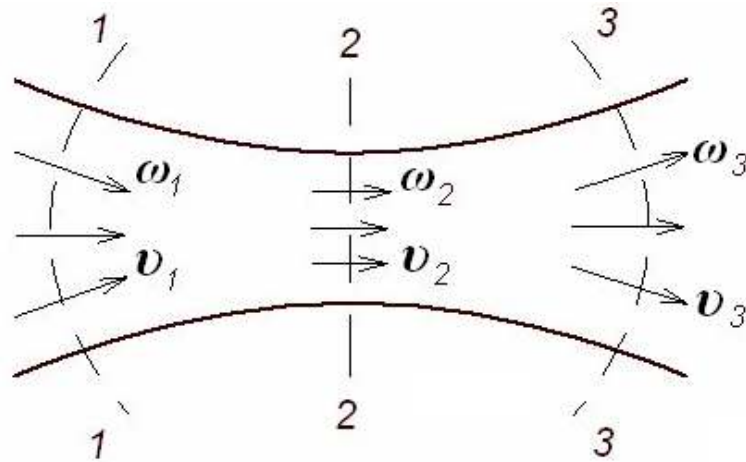


Рис.9. Резкоизменяющийся поток

1.5. Уравнение Бернулли в случае установившегося движения

Уравнение Бернулли является одним из основных уравнений гидродинамики. Оно устанавливает зависимость между скоростями и давлениями в различных сечениях элементарной струйки (потока).

1.5.1. Уравнение Бернулли для элементарной струйки идеальной (невязкой) жидкости

Для вывода этого уравнения воспользуемся известной из механики теоремой: изменение кинетической энергии рассматриваемого тела на некотором его перемещении равно сумме работ всех сил, приложенных к этому телу на том же перемещении:

$$\Delta \frac{mv^2}{2} = \sum A_i. \quad (5)$$

Возьмем элементарную струйку потока (рис. 10). Выделим в пространственной элементарной струйке объем dV , ограниченный в некоторый момент времени t сечениями 1-1 и 2-2, нормальными к оси струйки. Обозначим через z_1 и z_2 превышения сечений 1-1 и 2-2 над плоскостью сравнения 0-0, через $d\omega_1$ и $d\omega_2$ площади живых сечений струйки в сечениях 1-1 и 2-2. Силы внутреннего трения в такой жидкости отсутствуют и к выделенному объему струйки приложены только силы тяжести G и силы гидродинамического давления P_1 и P_2 со стороны отброшенных частей струйки.

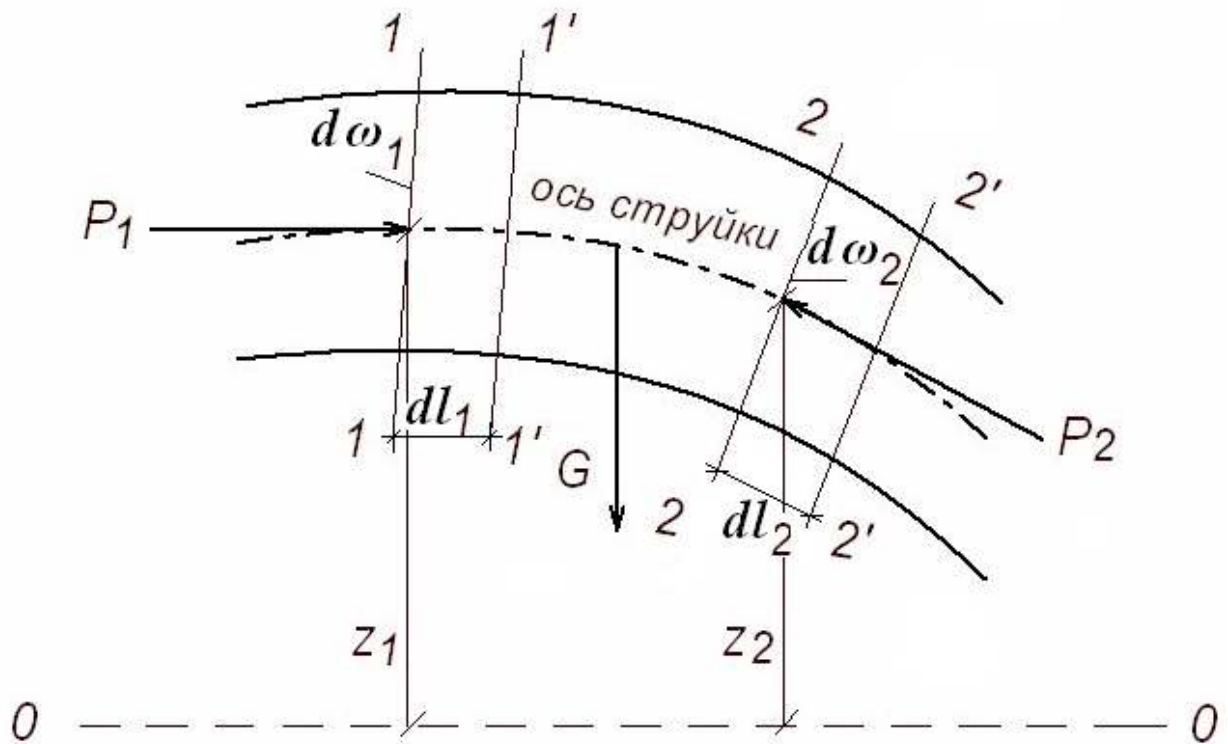


Рис.10. К выводу уравнения (10)

Пусть за некоторый промежуток времени dt выделенный объем жидкости переместится на расстояние dl_1 (сечение 1-1), dl_2 (сечение 2-2) и займет новое положение 1'-1' и 2'-2'. Обозначив скорости v_1 и v_2 в сечениях 1-1 и 2-2, изменение кинетической энергии (левая часть уравнения (5)) запишется:

$$\Delta \frac{mv^2}{2} = \frac{mv_2^2}{2} - \frac{mv_1^2}{2} = \rho \cdot dV \left(\frac{v_2^2}{2} - \frac{v_1^2}{2} \right). \quad (6)$$

Сумма работ, произведенная этой энергией за этот же промежуток времени (правая часть уравнения (5)):

$$\sum A_i = A_{\text{сил тяжести}} + A_{\text{сил гидродинамического давления}}. \quad (7)$$

Работа сил тяжести равна работе, совершаемой массой выделенного объема струйки, переместившейся из положения 1-2 в положение 1'-2', т.е. на разность геодезических высот $z_1 - z_2$ (отсек 1-1' переместился в положение 2-2', а отсек 1'-2 остался на месте):

$$A_{\text{сил тяжести}} = G(z_1 - z_2) = mg(z_1 - z_2) = \rho g \cdot dV(z_1 - z_2). \quad (8)$$

Работа сил гидродинамического давления, действующего на торцевые сечения 1-1 и 2-2 выделенного объема со стороны окружающей его жидкости равна:

$$A_{\text{сил гидродинамического давления}} = P_1 \cdot dl_1 - P_2 \cdot dl_2 = p_1 \cdot d\omega_1 \cdot dl_1 - p_2 \cdot d\omega_2 \cdot dl_2 = (p_1 - p_2) dV. \quad (9)$$

Подставим полученные выражения (6), (8) и (9) в (7):

$$\frac{v_2^2 - v_1^2}{2} \rho \cdot dV = (z_1 - z_2) \rho g \cdot dV + (p_1 - p_2) dV.$$

Разделим это выражение на $\rho g \cdot dV$, т.е. отнесем его к единице веса того объема жидкости, который проходит за время dt через живое сечение струйки. Преобразуем выражение, сгруппировав все члены с индексом "1" влево, с индексом "2" вправо

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{v_2^2}{2g} = const \text{ (вдоль струйки), м.} \quad (10)$$

Это уравнение называется уравнением Бернулли, оно было получено Даниилом Бернулли в 1738 г. Сумму трех слагаемых, входящих в уравнение, называют полной удельной энергией жидкости в данном сечении. По существу это уравнение представляет собой закон сохранения энергии. В нем: z - координата (отметка), представляющая собой возвышение рассматриваемой струйки над горизонтальной плоскостью сравнения 0-0; $\frac{p}{\rho g}$ - пьезометрическая высота (напор), отвечающая гидродинамическому давлению жидкости в данном живом сечении, определяется высотой столба жидкости; $\frac{v^2}{2g}$ - скоростная высота (напор). Значения трех слагаемых, входящих в уравнение, показаны на рис.11.

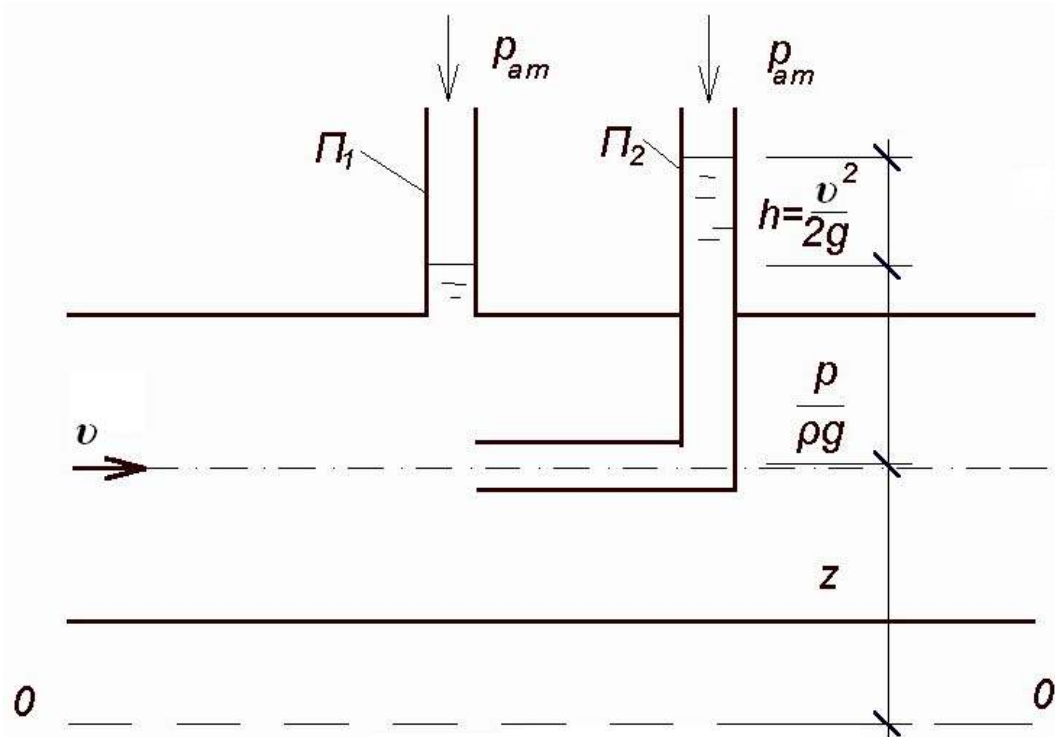


Рис.11. Пьезометр (Π_1) и трубка Пито (Π_2)

1.5.2. Геометрический и энергетический смыслы уравнения Бернулли

Геометрический и энергетический смысл легко устанавливаются в результате анализа размерностей. Геометрический смысл заключается в том, что все члены уравнения имеют размерность длины и выражают собой высоты, которые легко показать на чертеже, рис.12:

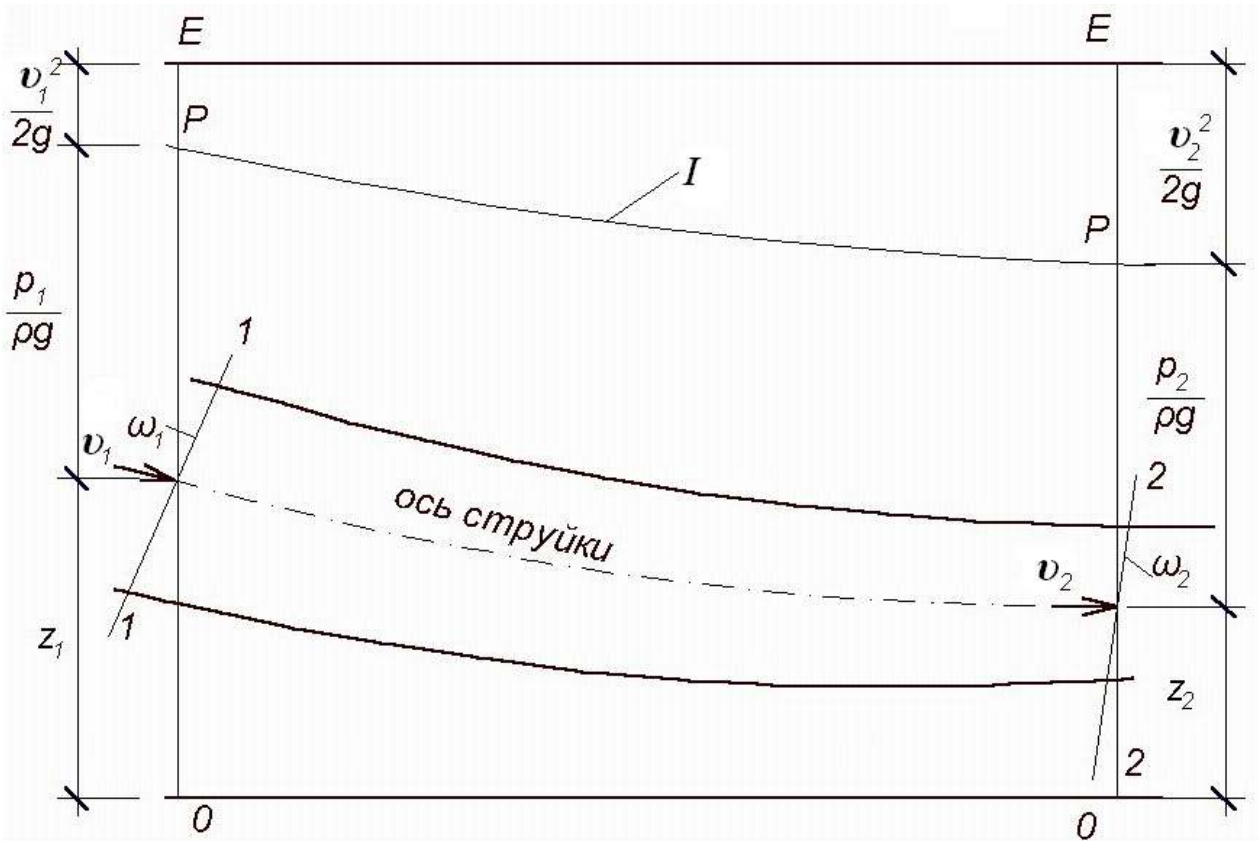


Рис.12. Геометрическая интерпретация уравнения Бернулли для элементарной струйки идеальной жидкости
 0-0 – плоскость сравнения, P-P – пьезометрическая линия, E-E – напорная линия,
 H – полный напор, I – пьезометрический уклон

Линия P-P, проходящая по уровням жидкости в пьезометрах, называется пьезометрической линией.

Линия E-E, проходящая по уровням воды в трубках Пито, называется напорной линией.

Сумма трех высот: высоты положения z , пьезометрической высоты $\frac{p}{\rho g}$ и высоты скоростного напора $\frac{v^2}{2g}$ – величина постоянная и равна полному напору H :

$$H = z + \frac{p}{\rho g} + \frac{v^2}{2g}, \text{ м.} \quad (11)$$

Пьезометрическим уклоном I называется изменение пьезометрического напора $z + \frac{p}{\rho g}$ (т.е. падение пьезометрической линии), отнесенное к единице длины dl

$$I = -\frac{d(z + \frac{p}{\rho g})}{dl} = \frac{(z_1 + \frac{p_1}{\rho g}) - (z_2 + \frac{p_2}{\rho g})}{dl}. \quad (12)$$

Уклон положителен, если линия P - P понижается по течению струйки.

В энергетическом смысле каждое слагаемое уравнения выражает собой удельную энергию, т.е. энергию на единицу веса жидкости:

- из гидростатики известно, первые два слагаемых уравнения Бернулли представляют собой потенциальный напор, т.е. удельную потенциальную энергию (УПЭ), принадлежащую единице веса жидкости $H = z + \frac{p}{\rho g} = \text{УПЭ}$;

- третье слагаемое представляет собой скоростной напор, т.е. удельную кинетическую энергию (УКЭ), принадлежащую единице веса жидкости $h_v = \frac{v^2}{2g} = \text{УКЭ}$.

Полный напор H представляет собой сумму двух напоров: потенциального и скоростного (можно также сказать, что полный напор равен сумме трех: геометрического z , напора давления $\frac{p}{\rho g}$ и скоростного напора $\frac{v^2}{2g}$).

Таким образом, величину H следует рассматривать как удельную полную энергию движущейся жидкости. Согласно уравнению Бернулли, удельная полная механическая энергия, несомая жидкостью, является постоянной вдоль элементарной струйки, если жидкость идеальная. Таким образом, действует закон сохранения энергии.

1.5.3. Уравнение Бернулли для потока идеальной (невязкой) жидкости

При решении практических задач, связанных с движением жидкости, приходится иметь дело с потоками конечных размеров. Поток в этом случае рассматривают как совокупность множества элементарных струек. При переходе от элементарной струйки к целому потоку воспользуемся двумя вспомогательными положениями:

1) При параллельно-струйном и плавно изменяющемся движении жидкости распределение давления в данном плоском живом сечении потока следует гидростатическому закону, т.е. давление распределяется так же, как и в покоящейся жидкости, это значит, что для различных точек данного живого сечения величины z и $\frac{p}{\rho g}$ имеют разное значение, однако, сумма их постоянна, рис. 13:

$$z + \frac{p}{\rho g} = \text{const}. \quad (13)$$

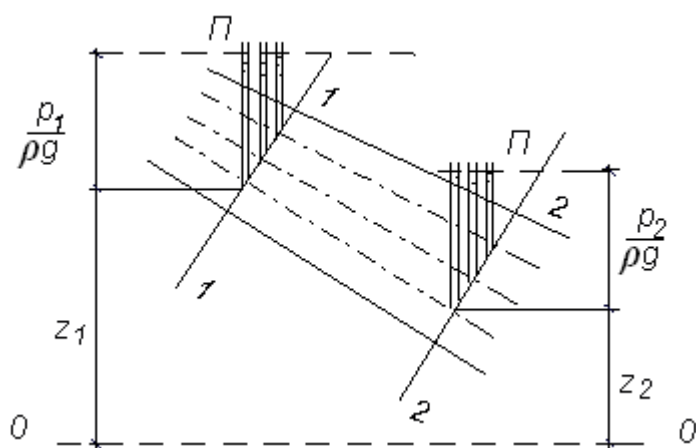


Рис.13. Распределение давления в плоских живых сечениях

2) Рассмотрим влияние неравномерности распределения скоростей по плоскому живому сечению на величину количества движения (КД) и величину кинетической энергии (КЭ) некоторой массы жидкости.

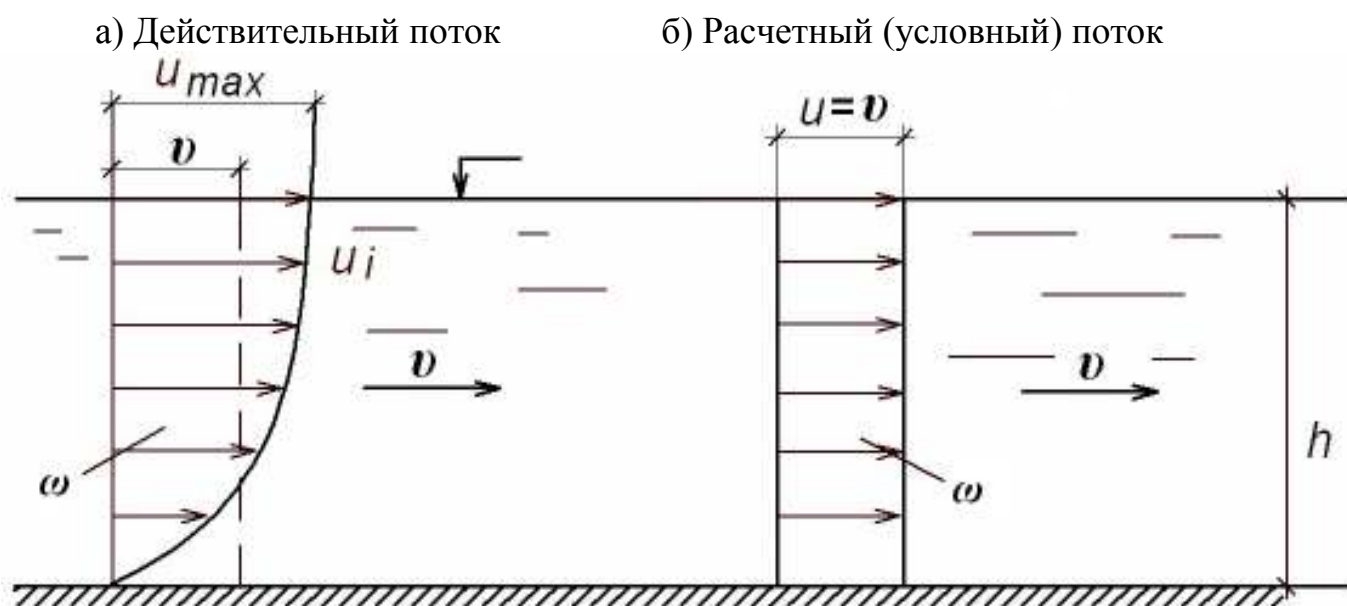


Рис.14. К вопросу о коэффициентах Буссинеска α_0 и Кориолиса α
 u - местная скорость, v - средняя скорость, ω - площадь живого сечения,
 h - глубина потока

На рис.14 изображены две разные схемы продольного разреза потока безпорного движения (открытое русло). В действительном потоке (схема а) эпюра скоростей по живому сечению характеризуется неравномерным распределением: самые высокие скорости наблюдаются вблизи поверхности, у дна они приближаются к нулю (по теории Прандтля). В расчетах принимаются осредненные скорости, для этого эпюру действительного потока аппроксимируют и считают, что скорости по всему живому сечению одинаковы (схема б):

$$v = \frac{\omega}{h}, \text{ м/с.} \quad (14)$$

Переход от действительного потока к расчетному приводит к некоторой погрешности. Количественно эту погрешность позволяют учесть следующие сопоставления величин $KД$ и $KЭ$:

а) Отношение действительной величины количества движения массы жидкости $KД(M)_д$, проходящей за некоторое время через рассматриваемое живое сечение, к условной («средней») величине количества движения $KД(M)_{cp}$ равно некоторому безразмерному поправочному коэффициенту α_0 , называемому коэффициентом Буссинеска.

$$\frac{KД(M)_д}{KД(M)_{cp}} = \alpha_0 = 1,03 \div 1,05 - \text{корректив количества движения.}$$

б) Отношение действительной величины кинетической энергии массы жидкости $KЭ(M)_д$, проходящей за некоторое время через рассматриваемое живое сечение, к условной («средней») величине кинетической энергии $KЭ(M)_{cp}$ равно некоторому безразмерному поправочному коэффициенту α , называемому коэффициентом Кориолиса.

$$\frac{KЭ(M)_д}{KЭ(M)_{cp}} = \alpha = 1,10 \div 1,15 - \text{корректив кинетической энергии.}$$

При равномерном движении жидкости эти коэффициенты часто оказываются равными. При неравномерном движении значения могут значительно отличаться от единицы. Вместе с тем, очень часто в практике встречаются такие случаи движения жидкости, когда величины все же достаточно близки к единице и их при расчетах не учитывают.

Для окончательных выводов по уравнению Бернулли для целого потока идеальной жидкости напомним:

- идеальная жидкость – это воображаемая жидкость, в которой отсутствует вязкость, т.е. нет сил трения, и она абсолютно несжимаема;
- целый поток – это поток, имеющий поперечные сечения конечных размеров;
- по-прежнему рассматривается только параллельно-струйное и плавно изменяющееся движение, т.е. случай, когда расчетные живые сечения плоские, причем будем пользоваться понятием средней скорости.

Полный напор для целого потока идеальной жидкости запишется:

$$H = z + \frac{p}{\rho g} + \frac{\alpha v^2}{2g}, \text{ м,} \quad (15)$$

где α – корректив кинетической энергии, коэффициент Кориолиса.

Уравнение Бернулли для целого потока идеальной жидкости запишется:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha v_2^2}{2g} = \text{const} = H, \text{ м.} \quad (16)$$

1.5.4. Уравнение Бернулли для потока реальной (вязкой) жидкости

Если вместо идеальной жидкости рассматривать реальную, то уравнение Бернулли (16) существенным образом изменится: полная удельная энергия жидкости по направлению потока (вниз по течению) убывает. Причина этому – неизбежные затраты на преодоление сопротивлений движению, обусловленные внутренним трением в вязкой жидкости. Уравнение запишется:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + h_f = \text{const} = H, \text{ м}, \quad (17)$$

где h_f – величина полных потерь напора, это полная энергия, теряемая в среднем единицей веса на пути от 1-го до 2-го сечения за счет работы внутренних и внешних сил трения.

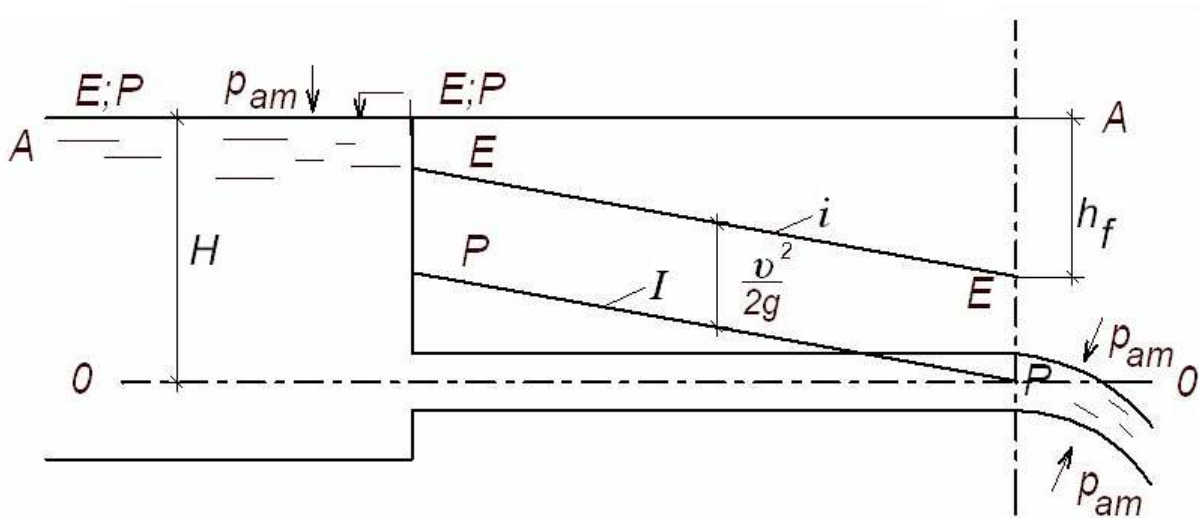


Рис.15. Геометрическая интерпретация уравнения Бернулли для
целого потока реальной жидкости

0-0 – плоскость сравнения, P-P – пьезометрическая линия, E-E – напорная линия,
H – полный напор, I – пьезометрический уклон, i – гидравлический уклон,
A-A – линия полного напора (полной энергии)

Падение полного напора по длине называется гидравлическим уклоном, т.е.

$$i = -\frac{dH}{dl}, \quad (18)$$

другими словами, гидравлический уклон – это элементарное снижение напорной линии, отнесенное к соответствующей элементарной длине

$$i = -\frac{d\left(z + \frac{p}{\rho g} + \frac{\alpha v^2}{2g}\right)}{dl} = \frac{\left(z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g}\right) - \left(z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g}\right)}{dl}. \quad (19)$$

Пример: Определить расход воды, проходящий через трубопровод переменного сечения. Потерями напора пренебречь, коэффициент Кориолиса принять равным $\alpha = 1$; диаметры труб $d_1 = 200$ мм, $d_2 = 100$ мм; перепад уровней в пьезометрах $h = 1$ м.

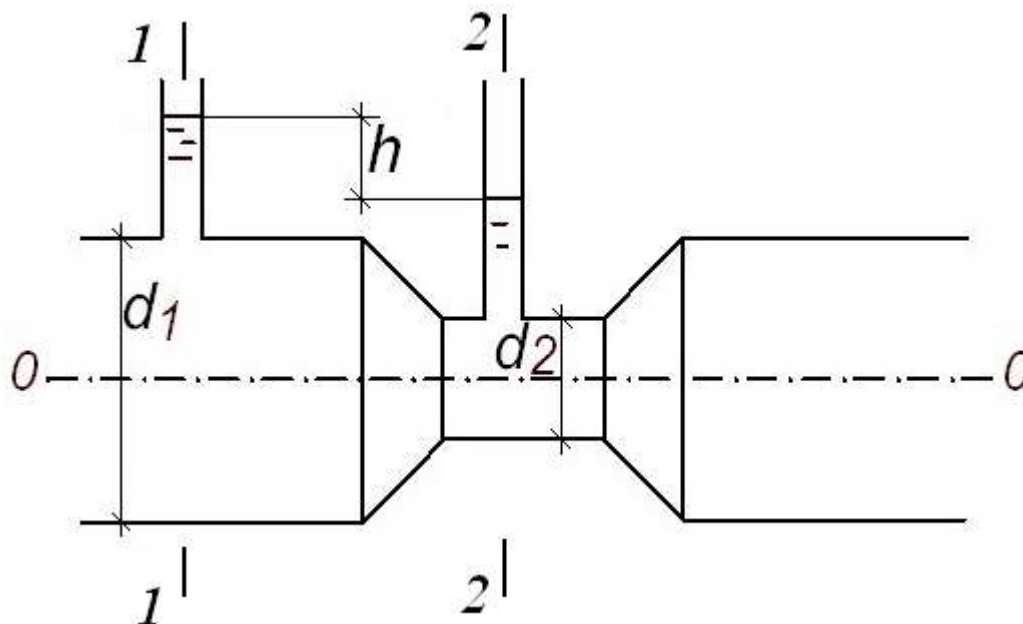


Рис.16

Решение: Составим уравнение Бернулли для двух сечений 1-1 и 2-2, которые выбираем по 1-му и 2-му пьезометрам, так как в этих сечениях нам известно давление. Плоскость сравнения 0-0 выбираем по оси трубы:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{v_2^2}{2g} + h_f,$$

где $z_1 = z_2 = 0$, так как трубопровод горизонтальный, и ось его совпадает с плоскостью сравнения, h_f – пренебрегаем по условию.

Тогда из уравнения Бернулли будет:

$$\frac{p_1}{\rho g} - \frac{p_2}{\rho g} = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}.$$

Давление $\frac{p_1}{\rho g}$ и $\frac{p_2}{\rho g}$ нам неизвестно, но разность этих давлений мы знаем $h = 1$ м.

Следовательно:
$$h = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}.$$

Получили уравнение, в котором два неизвестных.

Воспользуемся уравнением неразрывности:

$$Q = \omega_1 v_1 = \omega_2 v_2 = \dots = \omega_n v_n.$$

Откуда можно выразить скорость во втором сечении v_2

$$v_2 = \frac{\omega_1 v_1}{\omega_2} (*).$$

Подставляем (*) в выражение

$$h = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} = \frac{\frac{\omega_1^2}{\omega_2^2} v_1^2 - v_1^2}{2g} = \frac{v_1^2}{2g} \left(\frac{\omega_1^2}{\omega_2^2} - 1 \right).$$

Учитывая, что $\omega = \frac{\Pi d^2}{4}$, можно записать

$$h = \frac{v_1^2}{2g} \left(\frac{d_1^4}{d_2^4} - 1 \right).$$

Откуда определяем скорость:

$$v_1 = \sqrt{\frac{2gh}{\frac{d_1^4}{d_2^4} - 1}} = 1,1 \text{ м/с}.$$

Из уравнения расхода получим:

$$Q = \omega_1 v_1 = \frac{\Pi d_1^4}{4} \sqrt{\frac{2gh}{\left(\frac{d_1}{d_2}\right)^4 - 1}}.$$

Подставляя численные значения в полученное выражение, определим расход

$$Q = \frac{3,14 \cdot 0,2^4}{4} \sqrt{\frac{2 \times 9,81 \times 1}{\left(\frac{0,2}{0,1}\right)^4 - 1}} = 0,0366 \text{ м}^3/\text{с} = 36,6 \text{ л/с}.$$

Пьезометрическую линию Р-Р можно построить, проведя горизонтальную линию на уровне жидкости в 1-ом пьезометре на протяжении трубопровода одного диаметра, плавно соединив с горизонтальной линией, проведенной на уровне жидкости во 2-ом пьезометре. Для построения напорной линии Е-Е нужно подсчитать одну из 2- величин скоростного напора. Поскольку нами определена скорость в 1-ом трубопроводе:

$$h_{v_1} = \frac{v_1^2}{2g} = 0,07 \text{ м},$$

то эту высоту откладываем от линии Р-Р над 1-ым трубопроводом и проводим горизонтальную линию Е-Е над всем трубопроводом. Пьезометрическая и напорная линии не имеют уклона, поскольку по условию задачи потерями напора пренебрегают.

1.6. Потери напора при установившемся движении жидкости

Потери напора на преодоление гидравлических сопротивлений h_f (последнее слагаемое в уравнении Бернулли (17)) обычно делят на две группы:

- 1) Потери энергии (напора) по длине потока (линейные) h_l – потери, затрачиваемые на преодоление сопротивления трения;
- 2) Местные потери энергии (напора) h_j - потери, вызываемые резким изменением конфигурации границ потока.

Полные потери на данном участке равны сумме всех потерь:

$$h_f = \Sigma h_l + \Sigma h_j, \text{ м.} \quad (20)$$

Потери напора (как по длине, так и местные), а также распределение скоростей по сечению потока существенно различны для ламинарного и турбулентного режима течения жидкости.

Потери напора по длине как при ламинарном, так и при турбулентном режиме в трубах круглого сечения определяются по формуле Дарси-Вейсбаха

$$h_l = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}, \text{ м}, \quad (21)$$

а в открытых руслах (а также в трубах любой формы сечения) по формуле

$$h_l = \frac{v^2}{C^2 R} l, \text{ м}. \quad (22)$$

Здесь λ - коэффициент сопротивления по длине; l – длина участка трубы или канала; d – диаметр трубы; v – средняя скорость течения; C – коэффициент Шези в формуле Шези (147); R – гидравлический радиус; g - ускорение свободного падения.

Коэффициент сопротивления по длине λ , его ещё называют коэффициентом гидравлического трения – коэффициентом Дарси (величина безразмерная) можно определить:

1) при грубых расчетах можно принять $\lambda=0,03 \div 0,04$;
 2) по графику Мурина в зависимости от относительной шероховатости стенок трубы $\frac{K_\sigma}{d}$, имеющаяся в гидравлических справочниках, и режима движения Re ;

3) по формулам, их существует больше двухсот. Наиболее универсальные следующие:

- при ламинарном движении по формуле Пуазейля

$$\lambda = \frac{64}{Re}; \quad (23)$$

- при турбулентном режиме для трубопроводов различного назначения по формуле А.Д. Альтшуля

$$\lambda = 0,11 \left(\frac{K_\sigma}{d} + \frac{68}{Re} \right)^{0,25}; \quad (24)$$

- для области гидравлически гладких труб по формуле Блазиуса

$$\lambda = \frac{0,316}{Re^{0,25}}; \quad (25)$$

- для области квадратичного сопротивления по формуле Шифринсона

$$\lambda = 0,11 \left(\frac{K_\sigma}{d} \right)^{0,25} \quad (26)$$

или по формуле Маннинга

$$\lambda = 124,6 \frac{n^2}{\sqrt[3]{d}}, \quad (27)$$

где n – шероховатость, можно принять для водопроводных труб $n=0,012$; для канализационных труб $n=0,013$ [6].

Коэффициент Шези C имеет связь с коэффициентом Дарси λ :

$$\lambda = \frac{8g}{C^2}; \quad (28)$$

$$C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}}, \sqrt{\frac{M}{c^2}}. \quad (29)$$

Потери в местных сопротивлениях. Местными – называются сопротивления, вызывающие резкую деформацию потока.

При обтекании турбулентным потоком какой-либо преграды происходит отрыв транзитной струи от стенки русла. При этом образуются области A (рис. 17), заполненные множеством водоворотов на участке l_B , которые характеризуются возвратным течением. В сечении 2'-2' имеет место сильно деформированная эпюра осредненных скоростей.

Потери в местных сопротивлениях определяются по формуле Вейсбаха:

$$h_j = \zeta \frac{v^2}{2g}, \text{ м}, \quad (30)$$

где ζ - коэффициент местного сопротивления, зависит от геометрии местного сопротивления и числа Рейнольдса потока; v – средняя скорость в сечении, расположенном ниже по течению за данным сопротивлением.

Обычно коэффициент местного сопротивления ζ определяют экспериментальным путем и выражают в виде эмпирических формул, графиков или в табличной форме. Лишь для некоторых местных сопротивлений получены теоретические зависимости.

Приведем несколько часто встречающихся случаев:

1. Внезапное расширение потока (потери на удар). На основании теоремы импульса сил была выведена формула Борда:

$$h_{j(\text{вн.п.})} = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}; \quad (31)$$

$$h_{j(\text{вн.п.})} = \left(1 - \frac{\omega_1}{\omega_2}\right)^2 \frac{v_1^2}{2g} = \zeta_{\text{вн.п.}} \frac{v_1^2}{2g}; \quad (32)$$

$$h_{j(\text{вн.п.})} = \left(\frac{\omega_2}{\omega_1} - 1\right)^2 \frac{v_2^2}{2g} = \zeta_{\text{вн.п.}} \frac{v_2^2}{2g}. \quad (33)$$

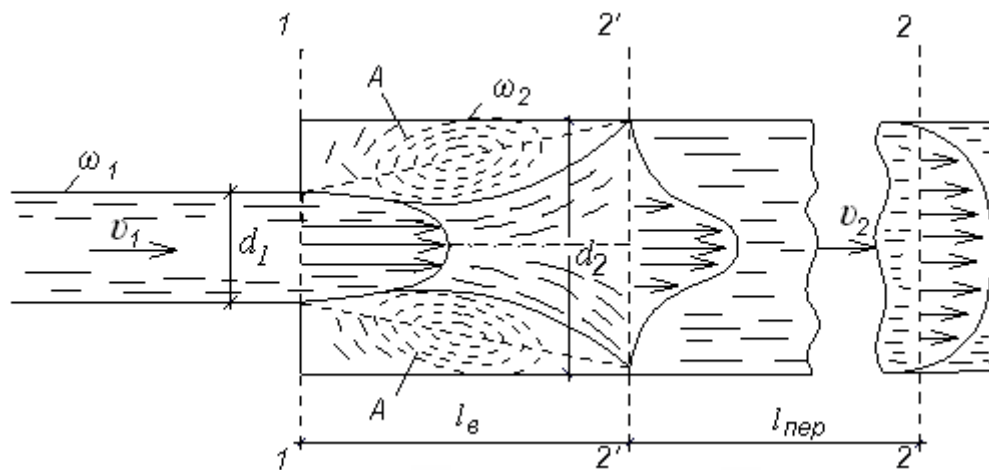


Рис.17. Внезапное расширение потока

2. Внезапное сужение потока. При внезапном сужении (рис.18) происходит сжатие струи (ее площадь сечения уменьшается до ω_c). Площадь живого сечения струи в сжатом сечении определится:

$$\omega_c = \varepsilon \omega_2; \quad (34)$$

$$\varepsilon = \frac{\omega_c}{\omega_2}. \quad (35)$$

Здесь ε называют коэффициентом сжатия струи.

Используя зависимости (31), (35) получим величину потерь напора при внезапном сужении:

$$h_{\text{вн.с.}} = \frac{(v_c - v_2)^2}{2g} = \left(\frac{\omega_2}{\omega_c} - 1 \right)^2 \frac{v_2^2}{2g} = \left(\frac{1}{\varepsilon} - 1 \right)^2 \frac{v_2^2}{2g}, \text{ м}, \quad (36)$$

где коэффициент сопротивления внезапного сужения потока равен:

$$\zeta_2 = \left(\frac{1}{\varepsilon} - 1 \right)^2. \quad (37)$$

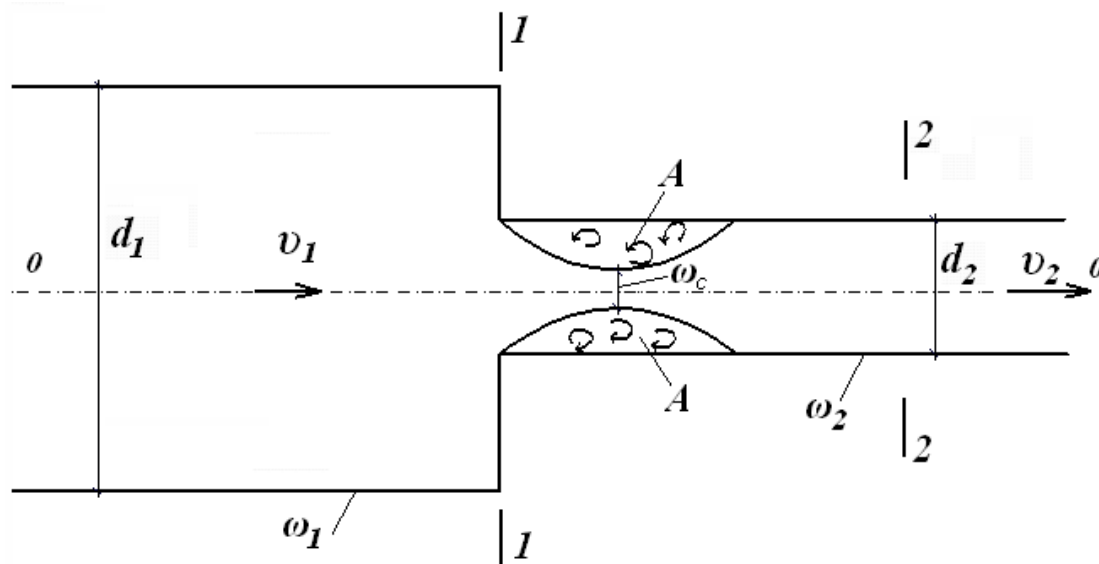


Рис.18. Внезапное сужение потока

3) При приближенных расчетах можно принимать как средние следующие значения коэффициентов местных сопротивлений ζ [2, 3, 6, 7]:

Таблица 1 – Значения коэффициентов местных сопротивлений в квадратичной области сопротивления

Наименование местных сопротивлений	ζ_i
Вход в трубу без закругления входных кромок	0,5
Вход в трубу при хорошо закругленных кромках	0,1÷0,2
Выход из трубы в сосуд больших размеров	1,0
Выход из трубы в атмосферу	0

Резкий поворот трубы без переходного закругления при угле поворота примерно 90°	1,25÷1,5
Колено (плавное закругление) на трубе с углом $\delta=90^\circ$ при $R \geq 2d$	0,5
То же, при $R \geq (3 \div 7)d$	0,3
Задвижка открытая наполовину	2,0
Задвижка открытая полностью	0,1
Кран	5÷7
Вход во всасывающую коробку с обратным клапаном	5÷10

Необходимо иметь в виду, что метод нахождения потерь (суммирование потерь) имеет ограниченную область применения. Он дает правильные результаты в том случае, когда прекращается возмущающее влияние сопротивлений и поток жидкости стабилизируется. Необходимое расстояние стабилизации можно определить следующим выражением $l_{cm.} = (20 \div 50)d$.

Пример: Из открытого бака при постоянном напоре $H=7$ м по прямому горизонтальному трубопроводу длиной $l=120$ м и диаметром $d=50$ мм вытекает вода в атмосферу, а на расстоянии $l_1=110$ м установлен вентиль. Определить расход Q при полном открытии вентиля, если коэффициент Кориолиса $\alpha=1,1$. Построить диаграмму Бернулли (линии $P-P$ и $E-E$). Коэффициент гидравлического трения λ определить по формуле Шифринсона для области квадратичных сопротивлений [2].

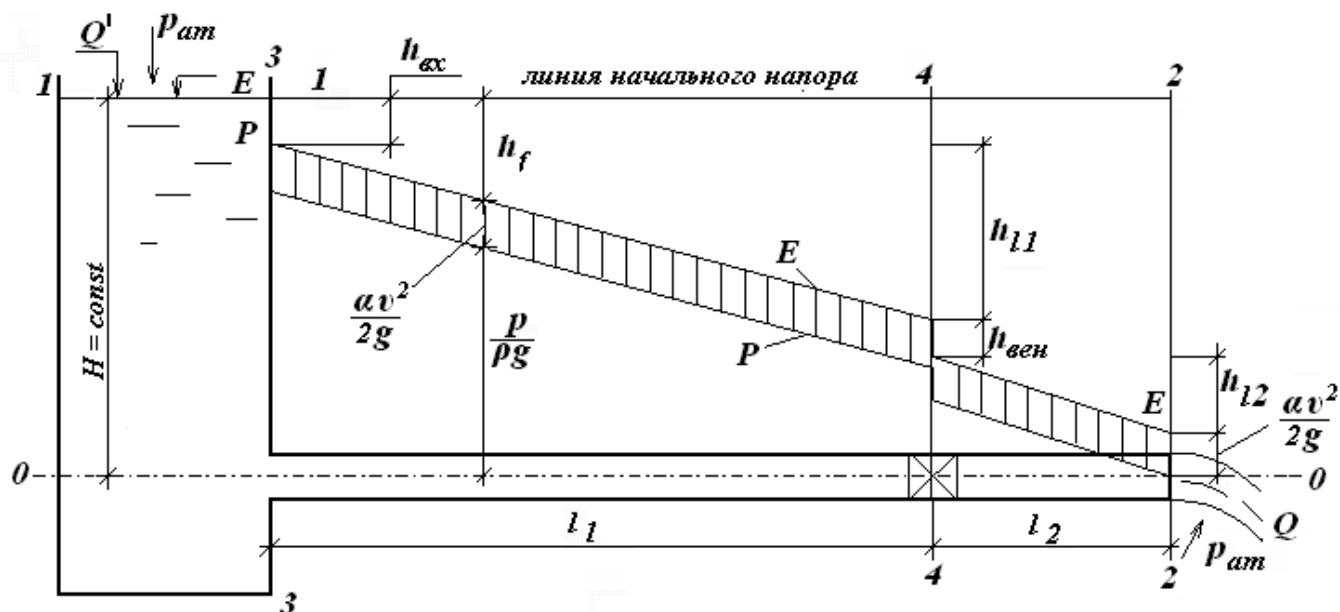


Рис.19

Решение:

1. Если требуется определить v и Q , следует использовать уравнение Бернулли (17):

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_f = H$$

2. Назначаем два сечения: 1-1 в начале заданной системы (уровень воды в баке) и 2-2 в конце трубопровода (выход воды в атмосферу). Плоскость сравнения 0-0 выбираем по оси горизонтальной трубы. Для них: $z_1 = H$ - расстояние от сечения 1-1 до плоскости сравнения 0-0; $p_1 = p_{ам}$, так как избыточного давления на поверхности воды в баке нет; $v_1=0$, так как скорость v_1 в баке несоизмеримо мала по сравнению со скоростью в трубе v_2 . Геодезический напор $z_2=0$, так как сечение 2-2 и плоскость сравнения 0-0 совпадают; $p_2 = p_{ам}$ (вода вытекает в атмосферу); $v_2 \neq 0 = v$ - скорость воды на выходе равна скорости воды в трубе; $h_f = h_l + \sum h_j$ - полные потери напора равны сумме линейных и местных потерь; $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha$.

Для этих сечений уравнение Бернулли запишется

$$H = \frac{\alpha v_2^2}{2g} + h_l + \sum h_j \quad (*),$$

где потери по длине определяются по (21) $h_l = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}$, потери в местных сопротивлениях по (30) $\sum h_j = h_{ex} + h_{ven} = \zeta_{ex} \frac{v^2}{2g} + \zeta_{ven} \frac{v^2}{2g}$.

3. Из гидравлического справочника [6] выпишем: $\zeta_{exoda} = 0,5$; $\zeta_{ven} = 3$ – коэффициенты местных сопротивлений; $K_{\text{э}} = 0,5$ мм – эквивалентная шероховатость; формула Шифринсона $\lambda = 0,11 \left(\frac{K_{\text{э}}}{d} \right)^{0,25}$.

4. Подставляя формулы для потерь и коэффициента Дарси, а также справочные значения в (*), получим:

$$\left(\alpha + \lambda \frac{l}{d} + \zeta_{ex} + \zeta_{ven} \right) \frac{v^2}{2g} = H,$$

$$v = \frac{Q}{\omega} = \frac{4Q}{\pi d^2},$$

$$\left(\alpha + \lambda \frac{l}{d} + \zeta_{ex} + \zeta_{ven} \right) \frac{Q^2}{\omega^2 2g} = H,$$

$$Q^2 = \frac{H \omega^2 2g}{\left(\alpha + \lambda \frac{l}{d} + \zeta_{ex} + \zeta_{ven} \right)},$$

$$Q = \frac{\pi d^2 \sqrt{2gH}}{4 \sqrt{\alpha + \lambda \frac{l}{d} + \zeta_{ex} + \zeta_{ven}}},$$

$$\lambda = 0,11 \left(\frac{K_{\text{э}}}{d} \right)^{0,25} = 0,11 \left(\frac{0,5}{50} \right)^{0,25} = 0,0348.$$

$$Q = \frac{3,14 \cdot 0,05^2 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,8 \cdot 7}}{4 \cdot \sqrt{1,1 + 0,0348 \cdot \frac{120}{0,05} + 0,5 + 3}} = 0,00245 \text{ м}^3/\text{с} = 2,45 \text{ л/с}.$$

5. Для построения линий P-P и E-E намечаем дополнительные сечения, проходящие через местные сопротивления: 3-3 – по входу воды в трубу и 4-4 – по вентиллю:

а) проводим линию начального напора (или линию полной энергии) от которой откладываются все потери вниз;

б) при входе воды в трубу теряется часть энергии на преодоление этого местного сопротивления. Эти потери определяются формулой (30), определим предварительно скорость воды в трубе $v = \frac{4Q}{\pi d^2} = \frac{4 \cdot 0,00245}{3,14 \cdot (0,05)^2} = 1,25$ м/с. Тогда

$h_{\text{ex}} = \zeta \frac{v^2}{2g} = 0,5 \frac{1,25^2}{2 \cdot 9,8} = 0,04$ м – откладываем эту потерю от линии начального напора в сечении 3-3;

в) затем вода движется по трубе длиной $l_1 = 110$ м до следующего местного сопротивления (сечение 4-4). Определим потери на этом участке по формуле (21)

$$h_{l1} = 0,0348 \cdot \frac{110}{0,05} \cdot \frac{1,25^2}{2 \cdot 9,8} = 6,08 \text{ м,}$$

откладываем эту потерю в сечении 4-4 от предыдущих потерь и соединяем прямой линией, так как уравнение (21) является уравнением прямой;

г) в этом же сечении 4-4 подсчитываем местную потерю напора в вентиле

$$h_{\text{вен}} = \zeta \frac{v^2}{2g} = 3 \cdot \frac{1,25^2}{2 \cdot 9,8} = 0,24 \text{ м}$$

откладываем вниз от предыдущих потерь;

д) на участке от сечения 4-4 до сечения 2-2 поток теряет напор по длине

$$l_2 = l - l_1 = 120 - 110 = 10 \text{ м,}$$

потеря на этом участке будет равна $h_{l2} = 0,0348 \cdot \frac{10}{0,05} \cdot \frac{1,25^2}{2 \cdot 9,8} = 0,55$ м, откладываем.

Полная потеря напора в рассматриваемой системе определяется

$$h_f = 0,04 + 6,08 + 0,24 + 0,55 = 6,91 \text{ м.}$$

Эту величину откладываем в сечении 2-2 от линии начального напора. В результате такого построения получилась напорная линия $E-E$;

е) для построения пьезометрической линии $P-P$ вычислим скоростной напор:

$$\frac{\alpha v^2}{2g} = \frac{1,1 \cdot 1,25^2}{2 \cdot 9,8} = 0,09 \text{ м.}$$

Так как трубопровод постоянного сечения, то линия $P-P$ будет параллельна линии $E-E$, и располагаться ниже на величину $\frac{\alpha v^2}{2g}$. Последняя линия будет показывать изменение давления по длине трубопровода. Поскольку вода вытекает в атмосферу, линия $P-P$ заканчивается на оси (т.е. в центре тяжести) потока. Для проверки точности построения $E-E$ определяем напор, которым должна быть обеспечена заданная система

$$H = h_f + \frac{\alpha v^2}{2g} = 6,91 + 0,09 = 7,0 \text{ м,}$$

что удовлетворяет условию задачи.

2. Истечение из отверстий, через насадки и водосливы

Основное уравнение гидравлики – уравнение Бернулли – было получено в результате решения задачи по истечению жидкости из отверстия. Эта задача сводится к определению скорости истекания и расхода вытекающей жидкости.

2.1. Истечение из малого отверстия в тонкой стенке при постоянном напоре

Отверстие можно считать малым, если его высота значительно меньше напора – не более $0,1H$. Тонкой стенкой считают такую, у которой отверстие имеет заостренную кромку, при этом струя, вытекающая из отверстия, преодолевает лишь местные сопротивления. Как показывают опыты, картина истечения жидкости из сосуда через отверстие в вертикальной стенке имеет вид, изображенный на рис.20.

Рассмотрим сосуд, имеющий в вертикальной стенке отверстие площадью ω , через которое вытекает жидкость под постоянным напором H . При вытекании струи из отверстия на некотором расстоянии от него наблюдается сжатие ее поперечного сечения. Отношение площади сжатого сечения $\omega_{сж}$ к площади отверстия ω называют коэффициентом сжатия:

$$\varepsilon = \frac{\omega_{сж}}{\omega} . \quad (38)$$

Найдем среднюю скорость $v_{сж}$ в сжатом сечении и расход Q жидкости, вытекающей из сосуда. Для решения этой задачи соединим уравнением Бернулли два сечения 1-1 и 2-2, из которых первое намечаем на уровне жидкости в сосуде, второе – на выходе из отверстия в сжатом сечении. Плоскость сравнения 0-0 проведем на уровне центра тяжести площади $\omega_{сж}$.

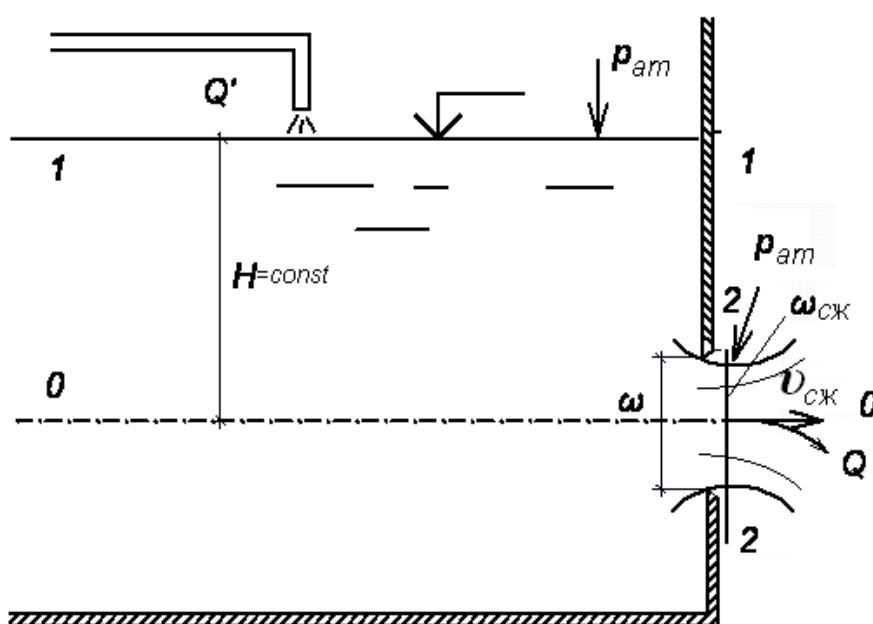


Рис.20. Истечение жидкости из малого отверстия в тонкой стенке

Уравнение Бернулли имеет вид (17)

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + h_f.$$

Значения слагаемых будут следующие: $z_1 = H$ - расстояние от сечения 1-1 до плоскости сравнения 0-0; $p_1 = p_{am}$, так как избыточного давления на поверхности воды в сосуде нет; $v_1=0$, скоростью движения в сосуде пренебрегаем. Геодезический напор $z_2 = 0$, так как сечение 2-2 и плоскость сравнения 0-0 совпадают; $p_2 = p_{am}$ (вода вытекает в атмосферу); $v_2 \neq 0 = v_{сж}$ - скорость воды на выходе равна скорости воды в сжатом сечении; $h_f = h_j$ - потери напора вызываются местным сопротивлением входа в отверстие; $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$. Получаем

$$H + \frac{p_{am}}{\rho g} = \frac{p_{am}}{\rho g} + \frac{v_{сж}^2}{2g} + \zeta \frac{v_{сж}^2}{2g}, \quad (39)$$

$$H = \frac{v_{сж}^2}{2g} (1 + \zeta), \quad (40)$$

$$v_{сж} = \sqrt{\frac{1}{1 + \zeta}} \sqrt{2gH}, \quad (41)$$

где
$$\sqrt{\frac{1}{1 + \zeta}} = \varphi. \quad (42)$$

Коэффициент φ , учитывающий потери напора, называют коэффициентом скорости. Таким образом, можно записать

$$v_2 = v_{сж} = \varphi \sqrt{2gH}. \quad (43)$$

Расход через малое отверстие в тонкой стенке при постоянном напоре равен:

$$Q = \omega_{сж} v_{сж} = \omega_{сж} \varphi \sqrt{2gH}, \quad (44)$$

формула не удобна для расчета, так как мы всегда имеем размеры отверстия, а не сжатого сечения. Учитывая, $\omega_{сж} = \varepsilon \omega$, можно записать

$$Q = \varepsilon \omega \varphi \sqrt{2gH}. \quad (45)$$

Произведение двух постоянных даст нам третью постоянную $\varepsilon \varphi = \mu$. Этот коэффициент учитывает и потери напора, и степень сжатия струи. Называют его коэффициентом расхода отверстия.

Окончательно получаем

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gH}. \quad (46)$$

Если бы не было сопротивлений при истечении, то $\zeta = 0$, $\varphi = 1$, $\mu = 1$, тогда получим формулу Торричелли (для идеальной жидкости)

$$Q = \omega \sqrt{2gH}. \quad (47)$$

По последним исследованиям коэффициенты ε , φ и μ - являются функциями числа Рейнольдса и зависят от формы отверстия, а так же условий подтока. Их зна-

чения представлены в гидравлических справочниках [6]. Для большинства случаев истечения воды из круглых и других форм отверстий при $d > 1$ см приближенно можно принимать: $\varepsilon = 0,61 \div 0,63$; $\varphi = 0,97 \div 0,98$; $\mu = 0,60 \div 0,62$; $\zeta = 0,04 \div 0,06$.

2.2. Типы сжатия струи. Инверсия струи

На степень сжатия струи могут влиять боковые стенки, а также дно сосуда. В зависимости от удаления отверстия от боковых стенок и дна сосуда различают следующие типы сжатия струи.

По характеру сжатие бывает полным, если струя получает сжатие по всему периметру отверстия и неполным, если струя не имеет бокового сжатия с одной или нескольких сторон, например, когда отверстие примыкает к стенке или ко дну сосуда, которые при этом являются как бы направляющими для вытекания струи (рис. 21, отверстие 3). Полное сжатие может быть совершенным или несовершенным.

Совершенным сжатием называют сжатие, возникающее, когда боковые стенки и дно сосуда практически не оказывают влияние на степень сжатия струи (не влияют на истечение). Такое сжатие получается, когда отверстие расположено достаточно далеко от боковых стенок и дна сосуда при условии (рис.21, отверстие 1):

$$m > 3a; n > 3a, \quad (48)$$

где m - расстояние от отверстия до боковой стенки; a - длина одной стороны квадратного отверстия; n - расстояние от отверстия до дна сосуда. Как показывают опыты, в этом случае величина ε практически не зависит от размеров m и n . Приводимые в справочниках и учебниках значения коэффициентов расхода относятся к случаям совершенного сжатия.

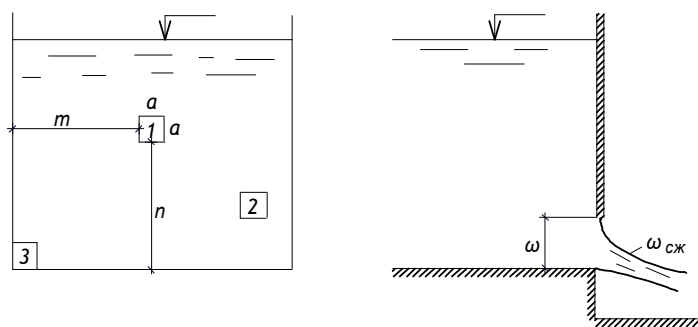


Рис.21. К вопросу о сжатии струи

Несовершенное сжатие получается при несоблюдении условий (48), т.е. когда отверстие расположено сравнительно близко к боковой стенке или дну сосуда. В этом случае, чем меньше размеры m и n , тем меньше сжатие струи и, следовательно, тем больше величина ε (рис.21, отверстие 2).

В случае отверстий одинаковой формы и размеров площадь сжатого сечения при несовершенном сжатии всегда больше площади сжатого сечения при совершенном сжатии. При несовершенном сжатии коэффициент сжатия определяется по формуле

$$\varepsilon_{нес} = \frac{0,043}{1,1 - n} + 0,57, \quad (49)$$

где n – отношение площади отверстия к площади поперечного сечения потока перед отверстием.

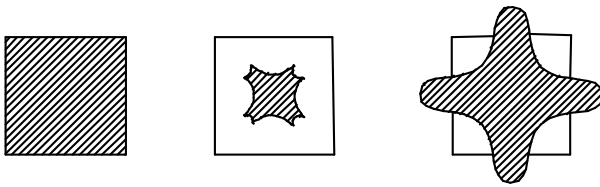


Рис.22. Инверсия струи

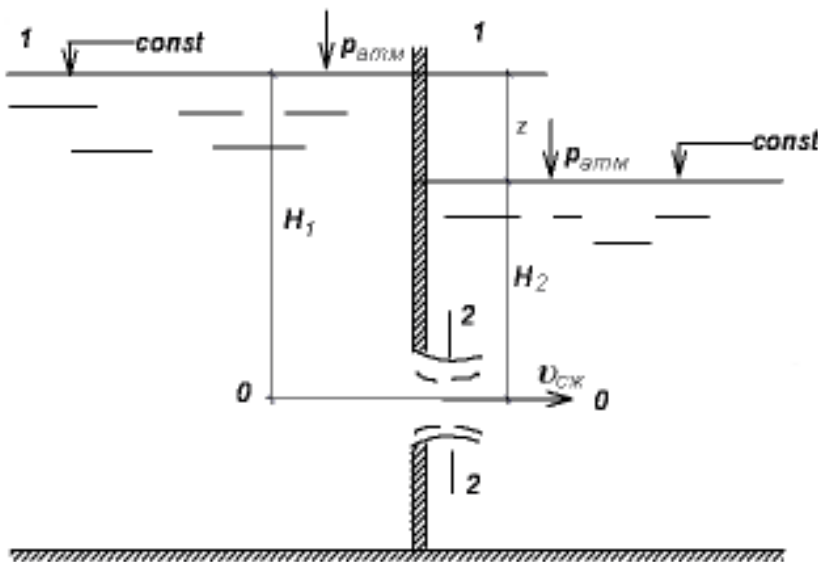
При истечении струи из отверстия кроме сжатия наблюдается также изменение формы сечения струи по ее длине. Подобное явление называется инверсией струи.

Это происходит благодаря тому, что скорости подхода к отверстию оказываются неодинаковыми для различных участков периметра отверстия. Инверсия вызывается в основном действием сил поверхностного натяжения и сил инерции.

Пример изменения формы поперечного сечения струи вдоль течения представлен на рис.22 (штриховкой показаны сечения струи, намеченные на разных расстояниях от плоскости отверстия).

2.3. Истечение через затопленное отверстие при постоянном напоре (под уровень)

Так называемое затопленное отверстие представлено на рис.23.



Здесь z - разность уровней в левом и правом сосудах. Соединяя уравнением Бернулли показанные на чертеже сечения 1-1 и 2-2 (при условии, что $H_1 = const$, $H_2 = const$) получим следующее

Рис.23. Истечение из отверстия под уровень

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_f.$$

$$z_1 = H_1; p_1 = p_{am}; v_1 \approx 0; \alpha_1 = \alpha_2 = 1.$$

$$z_2 = 0; p_2 = p_{am} + \rho g H_2; v_2 = v_{cж}; h_f = h_j = \zeta \frac{v_2^2}{2g}.$$

$$H_1 + \frac{p_{am}}{\rho g} + 0 = 0 + \frac{p_{am}}{\rho g} + H_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \zeta \frac{v_2^2}{2g},$$

$$H_1 = H_2 + \frac{v_2^2}{2g} (1 + \zeta),$$

$$H_1 - H_2 = \frac{v_2^2}{2g}(1 + \zeta),$$

$$v_2 = \sqrt{\frac{1}{1 + \zeta}} \sqrt{2g(H_1 - H_2)},$$

$$v_2 = \varphi \sqrt{2g(H_1 - H_2)} \text{ или } v_2 = \varphi \sqrt{2gz}. \quad (50)$$

Расход

$$Q = \mu \omega \sqrt{2gz}. \quad (51)$$

Значения коэффициентов φ и μ обычно при расчетах принимают такими же, как и при истечении через незатопленное отверстие.

Полученные уравнения показывают, что скорость истечения и расход при затопленном отверстии не зависят от глубины погружения отверстия под уровень, а лишь от разности уровней.

Пример: В перегородке, разделяющей сосуд на две части, расположено круглое отверстие $d_1 = 5$ см (рис.24). Глубина воды в левой части сосуда $h_1 = 2,5$ м. Расход через отверстие $Q = 3,1$ л/с. Определить глубину h_2 в правой части сосуда, диаметр d_2 отверстия в наружной стенке и скорость $v_{сж}$ в сжатом сечении струи, вытекающей из резервуара. Центры обоих отверстий расположены на высоте $a = 1$ м. Принять коэффициент скорости $\varphi = 0,97$.

Решение

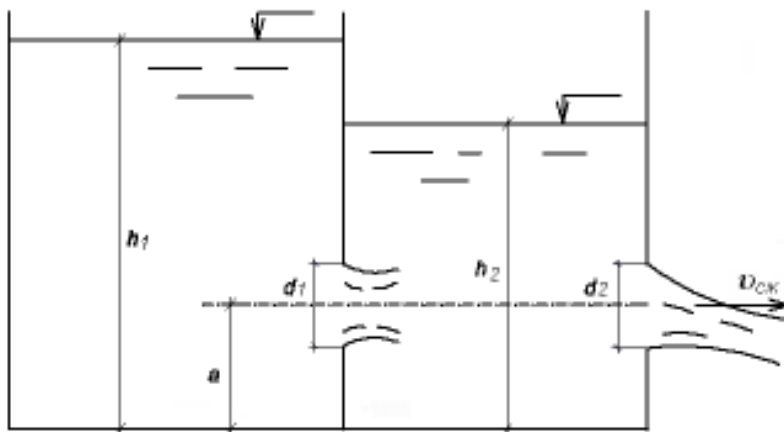


Рис.24

Согласно (51) расход через первое затопленное отверстие определится

$$Q_1 = \mu \omega_1 \sqrt{2g\Delta h}.$$

Согласно (46) расход через второе незатопленное отверстие определится

$$Q_2 = \mu \omega_2 \sqrt{2g(h_2 - a)}.$$

Сколько воды перетекает из 1-го отверстия во 2-ое, столько же воды вытекает из второго

$$Q_1 = Q_2 = Q.$$

Можно определить перепад уровней

$$Q_1^2 = \mu^2 \frac{\pi^2 d_1^4}{4^2} \cdot 2g \cdot \Delta h,$$

$$\Delta h = \frac{Q_1^2 \cdot 4^2}{\mu^2 \pi^2 d_1^4 \cdot 2g} = \frac{3,1^2 \cdot 4^2}{10^6 \cdot 0,62^2 \cdot 3,14^2 \cdot 0,05^4 \cdot 2 \cdot 9,8} = 0,33 \text{ м.}$$

Глубина в правой части сосуда $h_2 = h_1 - \Delta h = 2,5 - 0,33 = 2,17$ м.

Диаметр отверстия в наружной стенке определится из

$$Q = \mu \omega_2 \sqrt{2g(h_2 - a)},$$

$$\frac{\mu \pi d_2^2}{4} = \frac{Q}{\sqrt{2g \cdot (h_2 - a)}},$$

$$d_2 = \sqrt{\frac{4Q}{\mu \pi \sqrt{2g(h_2 - a)}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 3,1}{10^3 \cdot 0,62 \cdot 3,14 \sqrt{2 \cdot 9,8 \cdot 1,17}}} = 3,6 \text{ см.}$$

Согласно (43) скорость в сжатом сечении струи

$$v_{сж} = \varphi \sqrt{2g \frac{h_2}{2}} = 0,97 \sqrt{2 \cdot 9,8 \frac{2,17}{2}} = 4,65 \text{ м/с.}$$

2.4. Истечение через большое прямоугольное отверстие в боковой стенке

Большим называется такое отверстие, когда напор соизмерим с размером отверстия. Формулы для определения скорости и расхода истечения через малые отверстия в данном случае не работают.

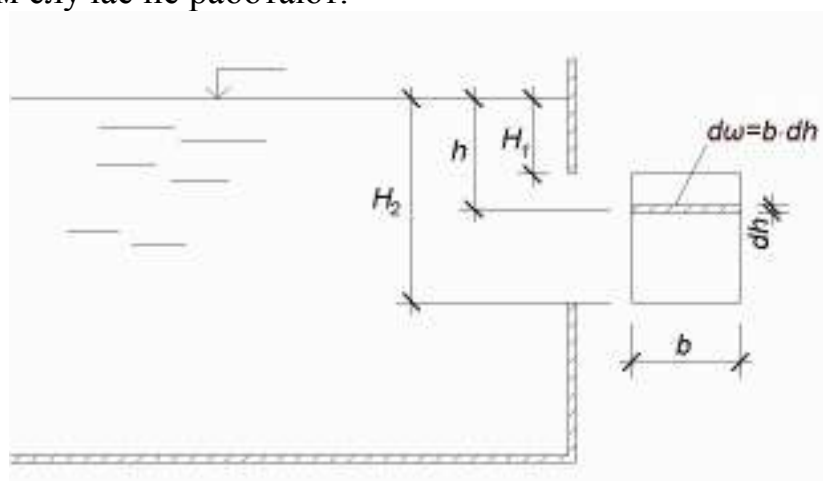


Рис.25. Истечение через большое прямоугольное отверстие

На рис.25: H_1 - расстояние от уровня до верхней кромки отверстия; H_2 - расстояние от уровня до нижней кромки отверстия; b - ширина отверстия. Выделим в отверстии узкую полоску " dh " на глубине h (до оси полоски). Для этой элементарной полоски можно воспользоваться формулами для малого отверстия:

$$dQ = \mu d\omega \sqrt{2gh}. \quad (52)$$

Теперь для всего большого отверстия просуммируем все элементарные полоски, то есть возьмем интеграл:

$$Q = \int_{H_1}^{H_2} \mu d\omega \sqrt{2gh}, \quad (53)$$

$$Q = \mu \int_{H_1}^{H_2} b dh \sqrt{2gh}, \quad (54)$$

$$Q = \mu b \sqrt{2g} \int_{H_1}^{H_2} h^{\frac{1}{2}} dh. \quad (55)$$

Расход через большое прямоугольное отверстие определится

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \left(H_2^{\frac{3}{2}} - H_1^{\frac{3}{2}} \right), \quad (56)$$

где значения коэффициента μ приводятся в гидравлических справочниках [6], и они не равны значениям μ для малых отверстий.

2.5. Истечение жидкости из малого отверстия в тонкой стенке при непостоянном напоре

Данный случай, когда уровень жидкости в сосуде с течением времени изменяется, то истечение будет зависеть от времени, а это пример неустановившегося движения. Ниже приведено описание его двух простейших случаев.

2.5.1. Опорожнение резервуара

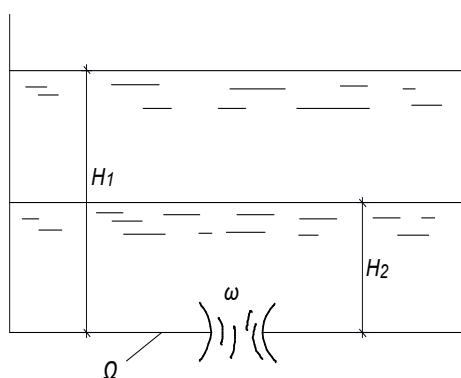


Рис.26. Опорожнение сосуда через отверстие в его дне

Рассмотрим заполненный жидкостью резервуар (рис.26):

Ω - площадь дна (или зеркала),

ω - площадь отверстия в дне,

H_1 - начальный напор,

H_2 - конечный (после частичного опорожнения) напор.

Если за время опорожнения резервуара притока жидкости не происходит, то время на опорожнение можно рассчитать:

$$t = \frac{2\Omega}{\mu\omega\sqrt{2g}} \left(\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2} \right). \quad (57)$$

Принимая в формуле (57) $H_2=0$, время полного опорожнения

$$t = \frac{2\Omega}{\mu\omega\sqrt{2g}} \sqrt{H_1}. \quad (58)$$

Если выражение (58) умножить на $\frac{\sqrt{H_1}}{\sqrt{H_1}}$, то можно получить следующую зависимость

СИМОСТЬ

$$t = \frac{2\Omega H_1}{\mu\omega\sqrt{2gH_1}} = \frac{2V}{Q} \quad (59)$$

Таким образом

$$t = \frac{2V}{Q}, \quad (60)$$

где V – объем резервуара, Q – расход жидкости при начальном напоре H_1 . Выражение (60) показывает, что время полного опорожнения резервуара при переменном напоре в 2 раза больше времени, необходимого для вытекания из резервуара того же количества жидкости при постоянном напоре, равном начальному напору H_1 .

2.5.2. Выравнивание уровней в сообщающихся сосудах

Примем, что в начальный момент времени уровень в резервуаре 1 превышает уровень в резервуаре 2 на высоту H (рис. 27). Обозначим площади зеркал жидкости резервуаров 1 и 2 соответственно Ω_1 и Ω_2 . Напоры над центром тяжести отверстия будут соответственно z_1 и z_2 .

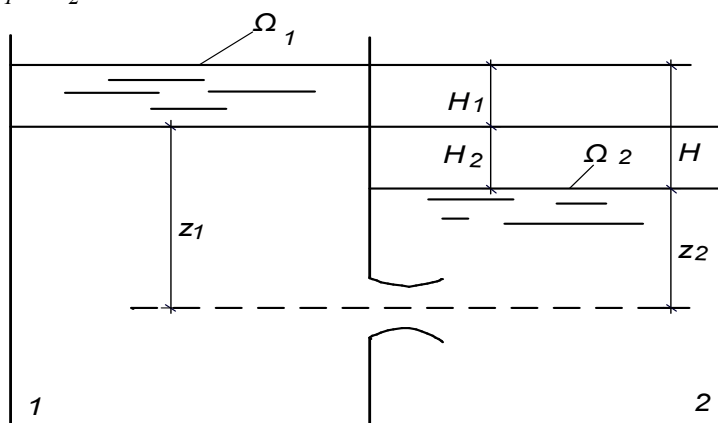


Рис.27. Выравнивание уровней в сообщающихся сосудах

Время выравнивания в сообщающихся сосудах можно определить по формуле

$$t = \frac{2\Omega_1\Omega_2\sqrt{H}}{\mu\omega\sqrt{2g}(\Omega_1 + \Omega_2)}. \quad (61)$$

В результате выравнивания уровень в первом сосуде опустится на высоту H_1 , а во втором поднимется на высоту H_2 .

2.6. Истечение жидкости через насадки (патрубки) при постоянном напоре

Насадком (или насадкой, или патрубком) называется весьма короткая напорная (на всем своем протяжении) труба, при гидравлическом расчете которой следует пренебрегать потерями напора по длине h_l , необходимо учитывать только местные потери напора h_j .

Рассмотрим три случая:

1. Струя не касается стенок, а только кромок самого отверстия (рис.28). В этих условиях насадок работает как отверстие. Расчет ведется по формулам, показанным раньше для отверстий (43÷47), (50), (51).

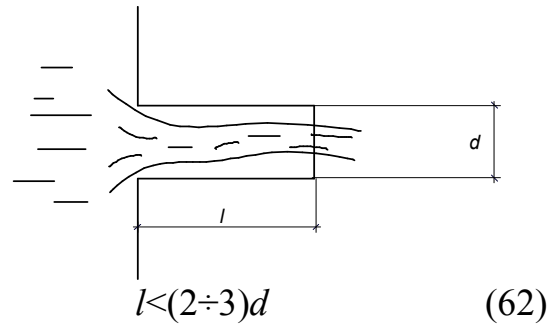


Рис.28. Отверстие

2. Струя сначала сужается, образуя сжатое сечение, затем струя расширяется и заполняет все сечение отверстия (рис.29). В этом случае - это насадок. Отличительной особенностью насадка является существенное превышение местных потерь энергии над линейными. При расчете учитываются только местные сопротивления.

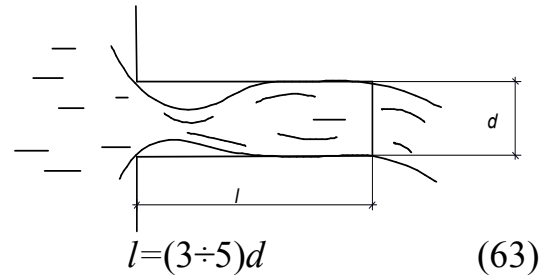


Рис.29. Насадок

3. Длина трубки больше, чем в предыдущем случае. Струя ведет себя как показано на рис.30. В данной ситуации насадок работает как короткая труба. При расчете учитываются и местное сопротивление, и сопротивление по длине. Чем длиннее труба, тем меньше коэффициент скорости φ и коэффициент расхода μ , поскольку на истечение начинают

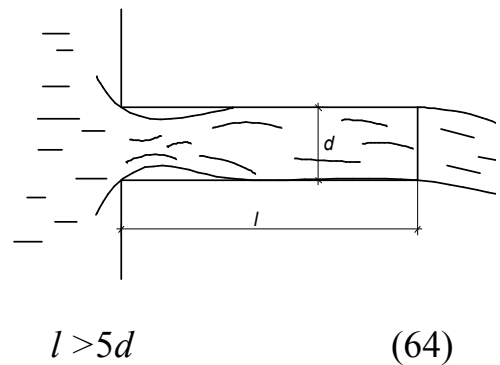


Рис.30. Короткая труба

оказывать влияние потери напора по длине. А это значит, что из такой трубы будет меньше вытекать жидкости.

Если взять трубу и насадок одного диаметра, то увидим, что из насадка вытекает больше воды, то есть при $d_{нас} = d_{тр}$ $Q_{нас} > Q_{тр}$.

Наибольшее распространение получили насадки, истечение жидкости через которые рассмотрим ниже. Скорость истечения и расход жидкости через насадки определяются по тем же формулам, что и при истечении жидкости через отверстия в тонкой стенке, но с другими коэффициентами скорости φ и расхода μ .

По своей форме насадки могут быть цилиндрическими (внешними, внутренними), коническими (сходящимися, расходящимися) и коноидальными. Каждый тип насадков характеризуется своими значениями коэффициентов скорости и расхода. При этом следует иметь в виду, что коэффициенты будут даваться к выходному сечению насадков.

Внешний цилиндрический насадок – насадок Вентури

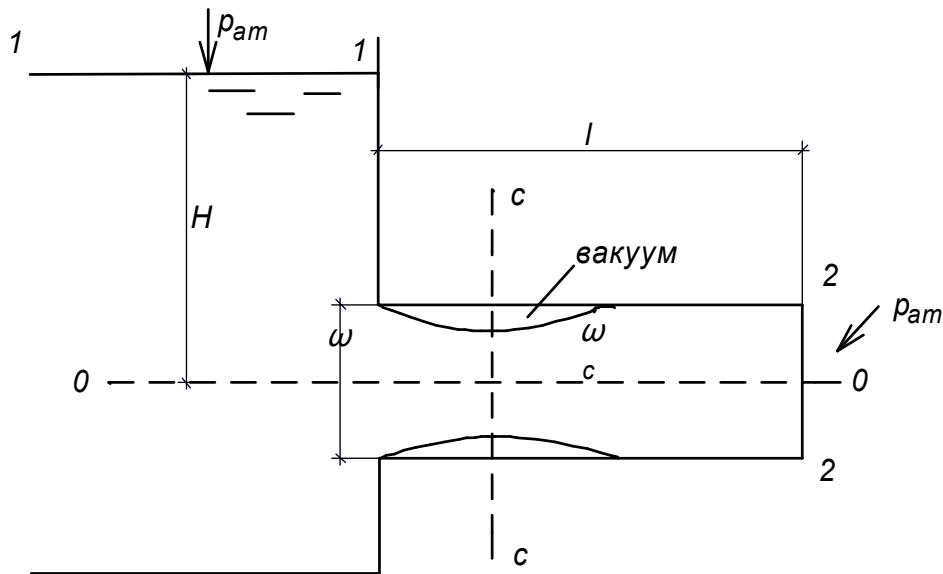


Рис.31. Внешний цилиндрический насадок

При входе в насадок происходит сжатие струи, затем струя расширяется и к выходу из насадка поток заполняет полностью все сечение. Сжатие струи в насадке способствует в этой зоне образованию области с пониженным по сравнению с атмосферным давлением – вакуума. Максимальный вакуум возникает в сечении, где струя имеет наибольшее сжатие. Если в этой области подсоединить жидкостный вакуумметр, то он поднимается на вакуумметрическую высоту [7]

$$h_{\text{вак}} = (0,75 \div 0,8)H. \quad (65)$$

Наличие вакуума вызывает подсос жидкости, вследствие чего увеличивается коэффициент расхода и сам расход. Так как при выходе из насадка сжатие струи отсутствует, то коэффициент сжатия $\varepsilon=1$, поэтому коэффициенты $\mu=\varphi=0,82$. Суммарный коэффициент потерь на вход, отнесенный к скоростному напору на выходе из насадка $\zeta=0,5$.

Легко подсчитать, если к отверстию ($\mu=0,62$) присоединить цилиндрический насадок ($\mu=0,82$), то расход увеличится на 33%.

Величину вакуума также можно рассчитать с помощью уравнения Бернулли. Выбрав сечение 1-1 в сжатом С-С сечении струи (в уравнении (66) индекс "с"), 2-2 на выходе струи из насадка, ось 0-0 вдоль оси насадка можно получить следующее уравнение ($\alpha_1 = \alpha_2 = 1$)

$$\frac{p_c}{\rho g} + \frac{v_c^2}{2g} = \frac{p_2}{\rho g} + \frac{v_2^2}{2g} + h_j. \quad (66)$$

Потеря напора будет определяться как местная потеря на внезапное расширение струи по формуле

$$h_j = \frac{(v_c - v_2)^2}{2g} \quad (67)$$

Если истечение происходит в атмосферу, то $p_2=p_{\text{атм}}$. Тогда (66) переписывается

$$\frac{p_c}{\rho g} + \frac{v_c^2}{2g} = \frac{p_{am}}{\rho g} + \frac{v_2^2}{2g} + \frac{(v_c - v_2)^2}{2g}, \quad (68)$$

$$\frac{p_{am} - p_c}{\rho g} = \frac{p_{вак}}{\rho g} = \frac{v_c^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g} - \frac{(v_c - v_2)^2}{2g}. \quad (69)$$

На основании уравнения неразрывности (4) выразим скорость в сжатом сечении

$$v_c = \frac{\omega_2}{\omega_c} v_2. \quad (70)$$

Используя зависимость (38), можно выражение (66) переписать

$$v_c = \frac{1}{\varepsilon} v_2. \quad (71)$$

Коэффициент внутреннего сжатия в цилиндрической насадке равен [6] $\varepsilon=0,64$. Уравнение (66) после подстановок и несложных преобразований примет вид

$$\frac{p_{вак}}{\rho g} = \frac{v_2^2}{g} \left(\frac{1 - \varepsilon}{\varepsilon} \right). \quad (72)$$

Если давление на свободной поверхности резервуара атмосферное и истечение происходит в атмосферу, скорость истечения из насадки определится по формуле (43) для малых отверстий в тонкой стенке. Подставляя выражение (43) в (72) находим, что значение вакуума зависит от напора

$$h_{вак} = \frac{p_{вак}}{\rho g} = \frac{p_{am} - p_c}{\rho g} = 2\varphi^2 \left(\frac{1 - \varepsilon}{\varepsilon} \right) H. \quad (73)$$

Так как абсолютное давление p_c не может быть меньше упругости насыщенных паров жидкости p_{yn} , предельный напор, при котором может происходить истечение жидкости в атмосферу, на основании выражения (73) определится

$$H_{пред} = \frac{p_{am} - p_{yn}}{2\rho g \varphi^2} \cdot \frac{\varepsilon}{1 - \varepsilon}. \quad (74)$$

Так как для воды [6] при температуре $T=+20^\circ\text{C}$ упругость насыщенных паров $p_{yn}=0,238$ м вод. ст.=2332,4 Па. Атмосферное давление $p_{am}=760$ мм рт. ст.=10,33 м вод. ст.=101234 Па, то можно подсчитать предельный напор, при котором может работать насадок при истечении жидкости в атмосферу

$$H_{пред} = \frac{101234 - 2332,4}{2 \cdot 1000 \cdot 9,8 \cdot 0,82^2} \cdot \frac{0,64}{1 - 0,64} = 13,34 \text{ м.}$$

При больших напорах происходит срыв вакуума, и насадок перестает работать полным сечением. Струя в этом случае или проскакивает через насадок, не касаясь стенок, или прилипает к одной стороне, рис.32. Срыв вакуума можно устранить путем затопления выходного сечения насадка.

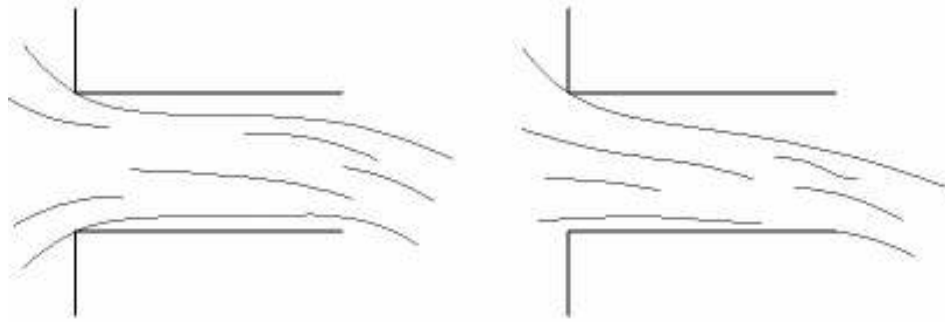


Рис.32. Срыв вакуума насадка

При истечении под уровень истечение неполным сечением невозможно. Однако, если абсолютное давление в сжатом сечении достигнет значения, равного упругости насыщенных паров этой жидкости при данной температуре, то в насадке начинается местное закипание жидкости с последующей конденсацией паров в области повышенного давления. Это явление называется кавитацией. При возникновении кавитации значительно возрастают сопротивления, и коэффициент расхода уменьшается.

Внешние цилиндрические насадки используются для уменьшения времени истечения жидкости из резервуаров (по сравнению с отверстием). Они широко применяются на практике. Как насадки такого типа работают водовыпуски в плотинах, трубы под насыпями и т.д. Такие внешние насадки не всегда удобны. Поэтому иногда делают внутренние цилиндрические насадки.

Внутренний цилиндрический насадок - насадок Борда

Этот насадок отличается от внешнего цилиндрического насадка условиями входа потока. Линии тока на входе во внутренний цилиндрический насадок искривляются в большей мере, и поэтому происходит большее сжатие струи. При равных условиях вакуум в сжатом сечении и гидравлические сопротивления оказываются больше, а коэффициент расхода и скорости меньше, чем во внешнем цилиндрическом насадке.

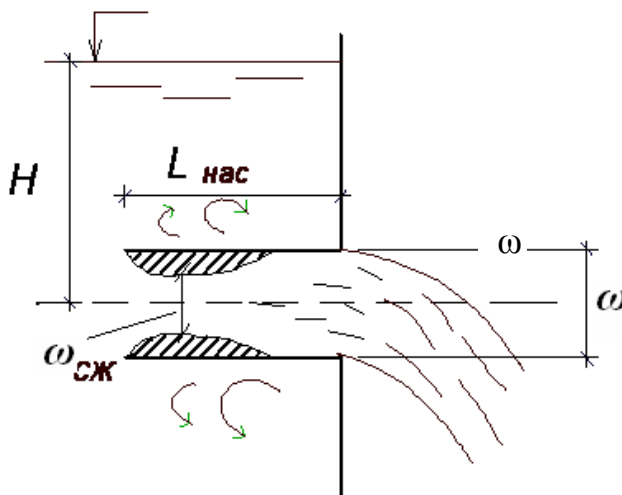


Рис.33

Он создает дополнительные возмущения при входе жидкости по сравнению с внешним цилиндрическим насадком, рис. 33. Поэтому с гидравлической точки зрения этот насадок имеет худшие коэффициенты: $\mu = \varphi = 0,71$; $\varepsilon = 1,0$; $\zeta = 1,0$.

Конические сходящийся и расходящийся насадки

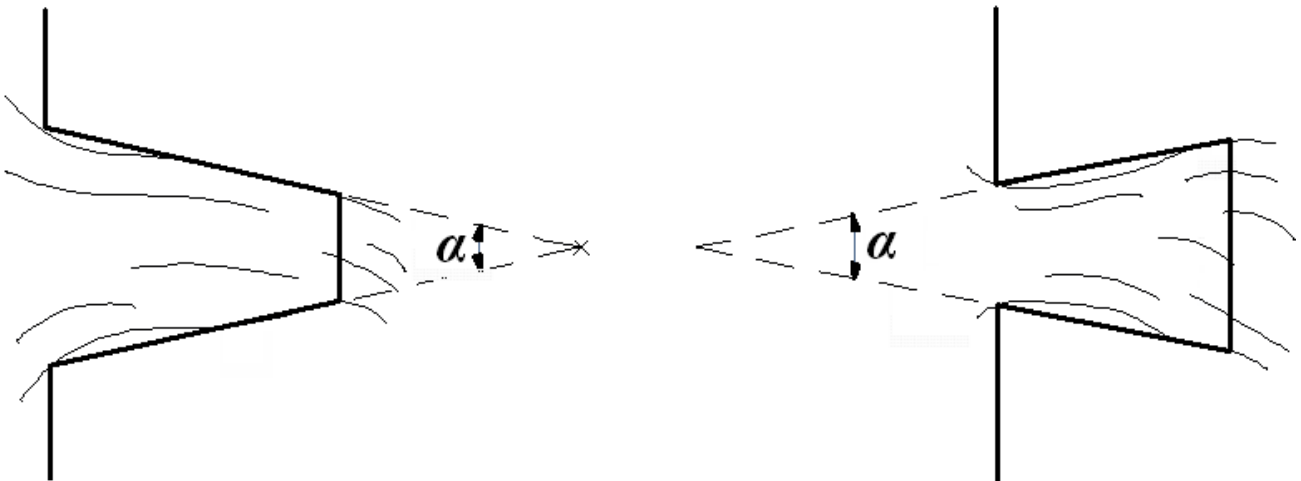


Рис.34. Конические сходящийся и расходящийся насадки

В конически сходящемся насадке сжатие струи при входе меньше, чем в цилиндрическом. Однако у этих насадок наблюдается также сжатие струи и при выходе из насадка. Величина этого сжатия, а также коэффициентов, характеризующих этот насадок, зависит от угла конусности α . Как показывают опыты, наибольший коэффициент расхода $\mu=0,946$, коэффициент скорости $\varphi=0,963$, коэффициент местного сопротивления $\zeta=0,08$ получается при угле $\alpha = 13^{\circ}24'$.

Такие насадки дают струю с большими скоростями, поэтому их применяют в качестве сопел турбин, фонтанов, брандспойтов и т.д.

Конически расходящийся насадок дает малую выходную скорость и вызывает большие потери напора. В случае расходящегося насадка вакуум в сечении оказывается бóльшим, чем в случае сходящегося насадка, поэтому, чтобы получить возможно бóльший расход, следует применять именно его. Опыты показывают, что оптимальным углом конусности является угол $\alpha = 5^{\circ}7'$, при этом коэффициенты имеют следующие значения $\mu=\varphi=0,45\div 0,5$; $\varepsilon=1,0$; $\zeta=3,0\div 3,95$.

Казалось бы насадок плохой, но его очень широко используют в практике при устройстве дорожных труб, водовыпусков оросительных систем, отсасывающих труб турбин ГЭС.

Коноидальный насадок. Форма и очертание внутренней поверхности этого насадка близка к форме и очертанию струи, вытекающей из отверстия. Сжатие струи при выходе из насадка отсутствует. Благодаря тому, что стенки насадка имеют плавные очертания, потери в нем весьма малы. Для этого насадка $\mu=\varphi=0,97\div 0,99$; $\varepsilon=1,0$; $\zeta=0,07\div 0,03$. Его используют наравне с конически сходящимся, но он тяжелее в изготовлении. В коноидальном насадке вакуум отсутствует.

Кроме указанных насадок в технике используются и комбинации из них.

Расчет насадок. Насадки рассчитываются как отверстия по формулам (43), (47):

$$v = \varphi \sqrt{2gH}, \quad Q = \mu \omega \sqrt{2gH}$$

Разница в том, что каждый насадок имеет свои коэффициенты φ и μ .

Если нужно убавить время опорожнения из резервуара, приставьте насадок к отверстию и время уменьшится приблизительно в $\frac{1}{3}$ раза.

Пример: На рис.35 представлена бетонная плотина, в теле которой имеется круглая водопускная труба, истечение из этой трубы происходит в атмосферу. Напор равен $H=9,0$ м; диаметр трубы $d=2,0$ м; длина трубы $l=10,0$ м. Требуется найти расход Q .

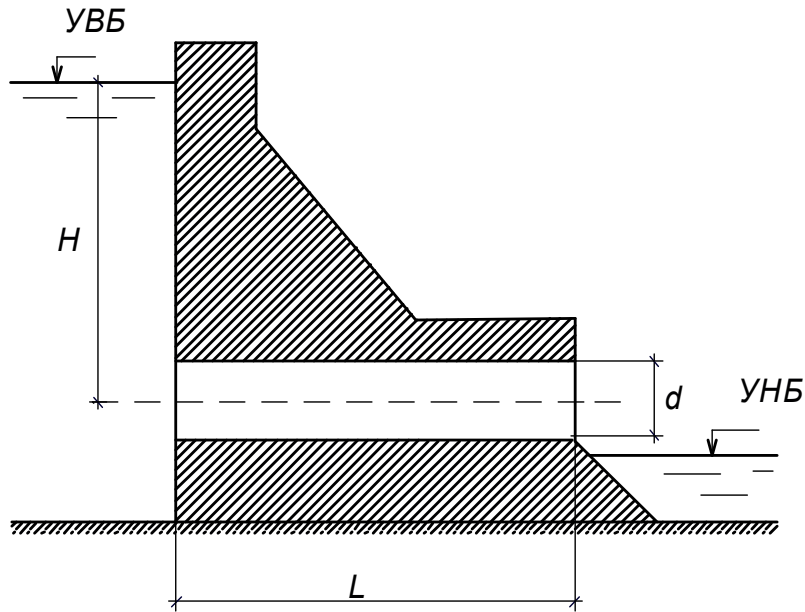


Рис.35

Решение: Необходимо выяснить, будет ли рассматриваемая труба работать как насадок Вентури. Для этого требуется выполнение двух условий (63) и (65):

- длина насадка должна находиться в пределах: $l=(3\div 5)d=3\cdot 2,0\div 5\cdot 2,0=(6,0\div 10,0)$ м. Условие выполняется;

- максимальный вакуум при истечении через насадок Вентури в атмосферу должен удовлетворять условию $(h_{\text{вак}})_{\text{макс}} \leq (h_{\text{вак}})_{\text{доп}}$. Считают, что для воды $(h_{\text{вак}})_{\text{доп}} \approx 8$ м вод. ст. [6]. $(h_{\text{вак}})_{\text{макс}}=(0,75\div 0,8)H=0,75\cdot 9,0\div 0,8\cdot 9,0=(6,75\div 7,2)$ м. Условие также выполняется.

Выполнение обоих условий дает право рассчитать заданную трубу по формуле, относящейся к насадку Вентури

$$Q = \mu_n \omega \sqrt{2gH},$$

$$\mu_n = 0,82,$$

$$Q = 0,82 \frac{3,14 \cdot 2,0^2}{4} \sqrt{2 \cdot 9,8 \cdot 9,0} = 34,2 \text{ м}^3/\text{с}.$$

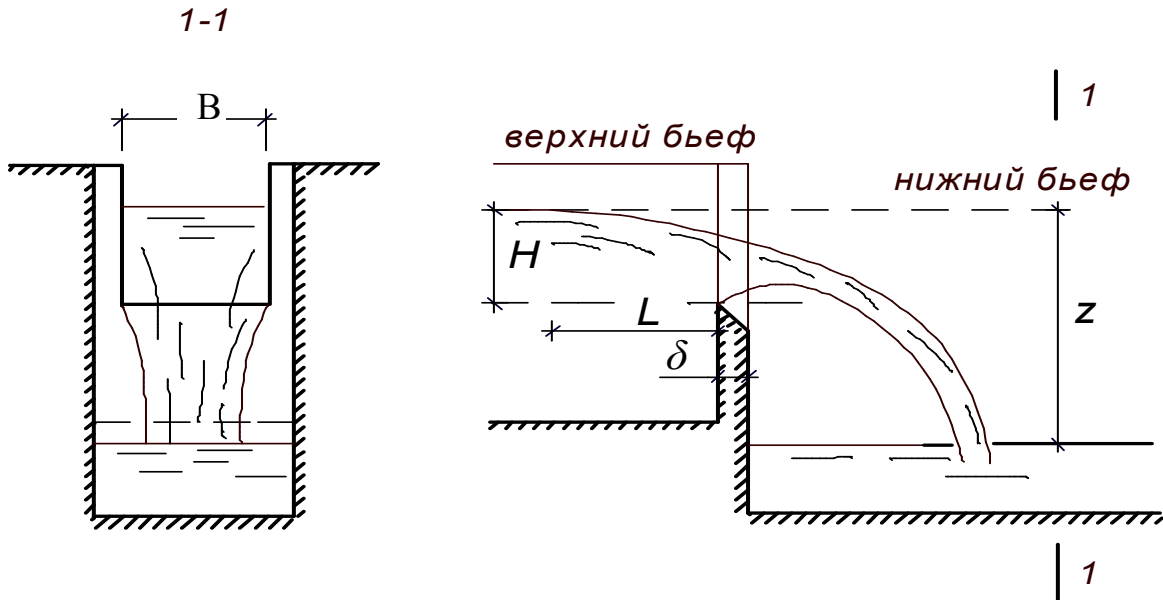
2.7. Истечение жидкости через водосливы

Водослив – это любая перегораживающая поток стенка, через которую происходит перелив жидкости.

2.7.1. Классификация водосливов

По профилю различают водосливы с тонкой стенкой (рис.36 а), с широким порогом (рис.36 б) и практического профиля (рис.36 в).

а) $\delta \leq 0,5H$



б) $2H \leq \delta \leq 8H$

в) $0,5H < \delta < 2H$

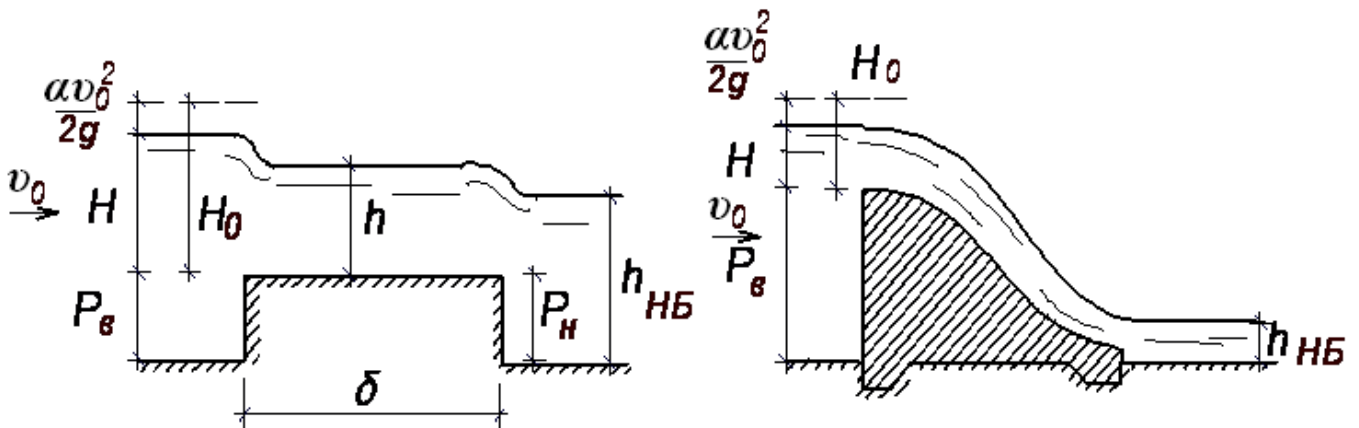


Рис.36. Водосливы различного профиля

1-гребень плотины; 2-верхний бьеф (ВБ - область потока перед водосливом); 3-нижний бьеф (НБ - область потока за водосливом); H - геометрический напор, измеряющийся не ближе чем $3H$ от водосливной стенки; H_0 - полный напор с учетом скорости подхода v_0 ; δ -толщина стенки; P_B, P_H - высоты стенки водослива соответственно в ВБ и НБ; z - геометрический перепад на водосливе; B - ширина водосливного фронта; $h_{НБ}$ - глубина в НБ

По форме водосливного отверстия различают водосливы, рис 37: а) прямоугольные; б) треугольные; в) трапециевидальные; г) круговые; д) параболические; е) с наклонным гребнем и т.д.

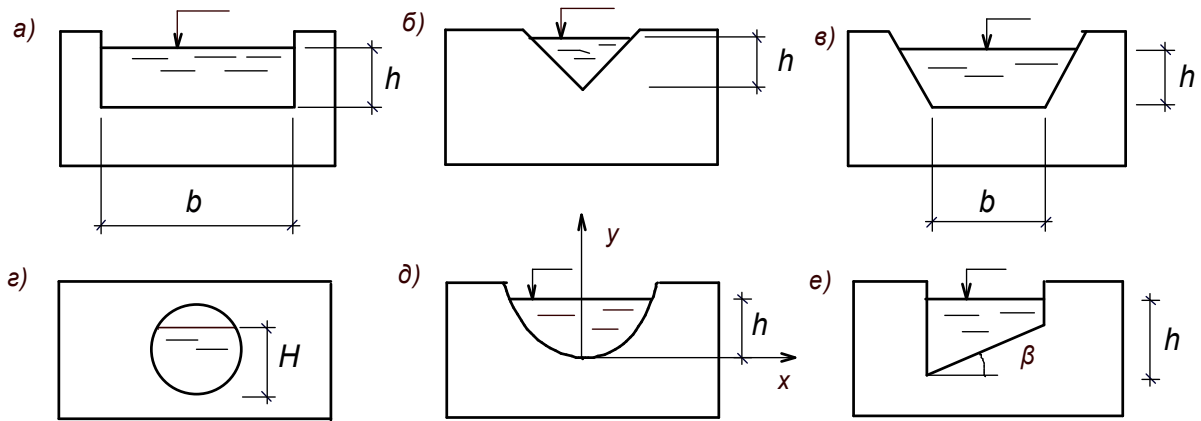


Рис.37. Различные формы водосливного отверстия

По очертанию гребня в плане. Здесь различают:

1) водосливы с прямолинейным в плане гребнем (рис.38): а) прямые (лобовые); б) косые; в) боковые.

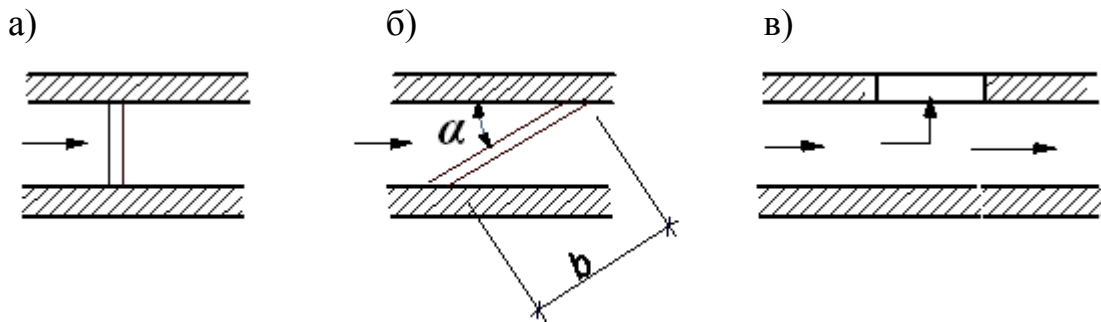


Рис.38.

2) водосливы с непрямолинейным в плане гребнем (рис.39): а) полигональные (ломаные); б) криволинейные; в) замкнутые (например, кольцевые).

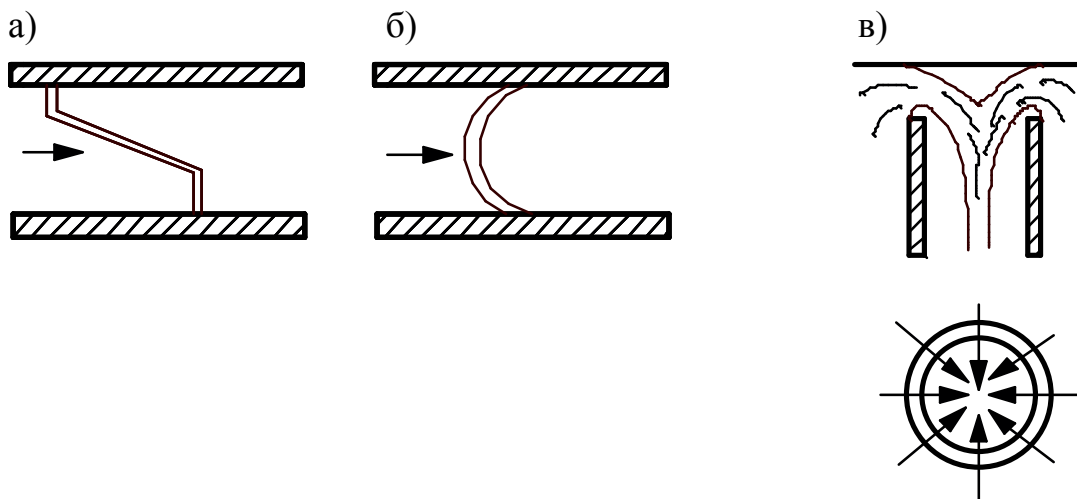
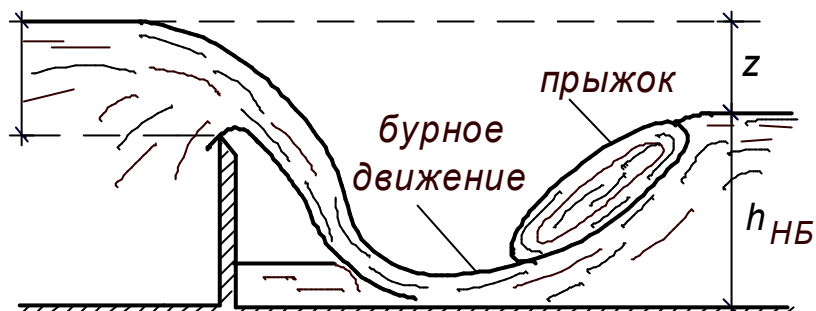


Рис.39.

По типу сопряжения струи с нижним бьефом. Эта классификация является весьма важной. Здесь различают незатопленные (их ещё называют неподтопленные) водосливы, когда Q и H не зависят от глубины воды в нижнем бьефе $h_{НБ}$ (рис.40 а); и затопленные (подтопленные) водосливы, когда Q и (или) H зависят от глубины воды в нижнем бьефе $h_{НБ}$ (рис.40 б):

а) незатопленный водослив с отогнанным прыжком



б) затопленный водослив с тонкой стенкой

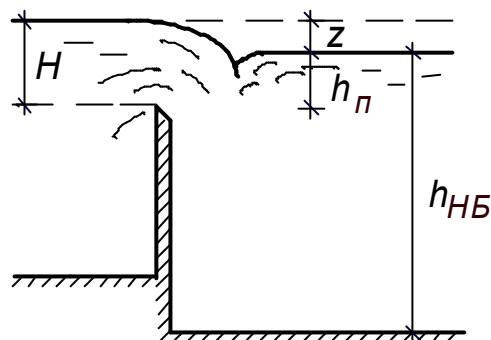


Рис.40.

По условиям бокового сжатия потока (относится только к случаю прямоугольных водосливов) различают водосливы без бокового сжатия (когда ширина русла равна ширине водослива) и водосливы с боковым сжатием (ширина русла больше ширины водослива).

2.7.2. Расчет водослива

Существует формула для большого прямоугольного отверстия (56):

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} (H_2^{3/2} - H_1^{3/2}).$$

Понизим уровень воды (рис.41) до H_1 (H_1 и H_2 – соответственно расстояние от уровня воды в резервуаре до верхней и нижней кромок отверстия).

Тогда, выражение (56) примет вид

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} H^{3/2}. \quad (75)$$

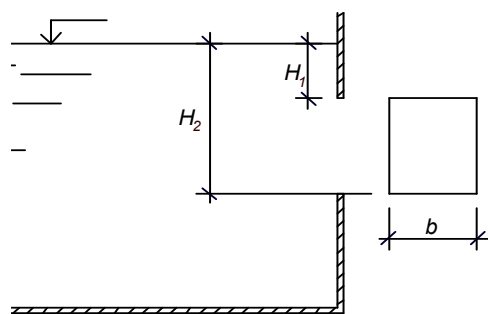


Рис.41.

Обозначим произведение двух постоянных буквой "m": $m = \frac{2}{3} \mu$.

Явление истечения из отверстия перешло в явление истечения через водослив

$$Q = mb\sqrt{2g}H^{3/2}. \quad (76)$$

В формуле (76): m - коэффициент водослива и его не следует смешивать с коэффициентом расхода, относящимся к случаю истечения через трубы, отверстия, насадки. Коэффициент m различен для разных типов водосливов и для различных условий их работы, см. гидравлические справочники [6]. Формула (76) является основной расчетной формулой для прямоугольного водослива, и получил её Пьер Дюбуа.

2.7.3. Прямой водослив с тонкой стенкой

Рассмотрим водосливы со свободным истечением, когда в пространство под струей с боков обеспечен свободный доступ воздуха, и над струей атмосферное давление.

Незатопленный прямоугольный водослив с вертикальной тонкой стенкой, рис.40 а.

Расчет выполняют по формуле (76), но при этом учитывают скорость подхода воды к водосливу v_0 , если она больше 1 м/с (по исследованиям Юлиуса Вейсбаха, а также по предложению Анри Базена):

$$Q = mb\sqrt{2g}H_0^{3/2}, \quad (77)$$

где

$$H_0 = H + \frac{\alpha v_0^2}{2g} - \text{полный напор на водосливе.} \quad (78)$$

Перепишем формулу (77) с учетом (78):

$$Q = mb\sqrt{2g} \left(H + \frac{\alpha v_0^2}{2g} \right)^{3/2}, \quad (79)$$

$$Q = m \left(1 + \frac{3}{2} \frac{\alpha v_0^2}{2gH} \right) b\sqrt{2g}H^{3/2}. \quad (80)$$

Введем обозначение

$$m_{OH} = m \left(1 + \frac{3}{2} \frac{\alpha v_0^2}{2gH} \right). \quad (81)$$

Окончательно

$$Q = m_{OH} b\sqrt{2g}H^{3/2}, \quad (82)$$

где m_{OH} – коэффициент расхода водослива с учетом скорости подхода. Приближенно можно принимать $m_{OH}=0,42$.

Затопленный водослив с вертикальной тонкой стенкой, рис.40 б.

Исследования также проводил Базен. Для подтопления водослива необходимо два условия: 1) высота подтопления $h_{\Pi} = h_{НБ} - P_H > 0$; 2) в нижнем бьефе должен быть спокойный режим движения.

Второму условию для прямоугольного сечения русла нижнего бьефа и $b=B$ на основании экспериментальных исследований соответствует соотношение относительных перепадов:

$$\frac{z}{P_H} < \left(\frac{z}{P_H} \right)_{кр}, \quad (83)$$

где z – геометрический перепад на водосливе; $\left(\frac{z}{P_H} \right)_{кр}$ – критическое значение относительного перепада; b – ширина водосливного отверстия; B – ширина водосливного фронта.

Если первое условие выполняется, а второе нет, то получим за стенкой водослива отогнанный гидравлический прыжок, и водослив окажется неподтопленным (рис.40 а).

На основании исследований Б.А. Бахметева величину $\left(\frac{z}{P_H} \right)_{кр}$ следует брать из графика [6, рис.6-13], построенного для разных значений коэффициента расхода m для водослива с тонкой стенкой и практического профиля, а также для водослива с широким порогом. В нашем рассматриваемом случае можно пользоваться графиком, построенным для среднего значения коэффициента расхода водослива с тонкой стенкой $m_{OH}=0,42$, что достаточно для практических целей. Анализ графика показывает, что пока глубина воды в НБ $h_{НБ}$ находится ниже высоты стенки водослива P_H расход Q не зависит от глубины $h_{НБ}$ (водослив не подтоплен). Как только глубина $h_{НБ}$ поднимется выше P_H , начинается уменьшение расхода Q (водослив подтоплен).

Следует отметить, что в большом диапазоне отношения $\frac{H}{P_H}$ значение $\left(\frac{z}{P_H} \right)_{кр} = 0,70 \div 0,75$. В случае подтопленного водослива расход определяется по формуле:

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (84)$$

где

$$m_0 = \sigma_n m_{OH}, \quad (85)$$

σ_n – коэффициент подтопления, определяемый по формуле Базена, предложенной им в 1898 г.:

$$\sigma_n = 1,05 \left(1 + 0,2 \frac{h_n}{P_H} \right) \sqrt{\frac{z}{H}} \quad (86)$$

При равенстве $h_{нб}=P_H+H$, чему соответствует выравнивание уровней воды верхнего и нижнего бьефов, расход $Q=0$.

Для ориентировочных расчетов подтопленных водосливов можно принимать:
 $m_0=0,40$.

2.7.4. Мерные водосливы

Здесь рассматриваются неподтопленные водосливы.

1. В 1861 г. английский профессор Джемс Томсон предложил для измерения расходов воды треугольный водослив (рис.42 а). Для водослива с углом при основании 90° он нашел формулу:

$$Q = 1,4H^{5/2}, \text{ м}^3/\text{с}. \quad (87)$$

Опыты, проведенные в 1916 г. Генри Кингом в Мичиганском университете (США), позволили ему несколько уточнить формулу (87):

$$Q = 1,343H^{2,47}, \text{ м}^3/\text{с}. \quad (88)$$

В настоящее время находят применение обе формулы. В гидравлических справочниках [6] приводятся графики и таблицы с величинами расхода треугольного водослива, вычисленными по формулам (87), (88).

2. Итальянским ученым Чиполетти предложен трапецеидальный водослив с вертикальной тонкой стенкой (рис.42 б). По опытам, выполненным им в 1887 г. в Миланском университете, дана формула в метровой размерности ($\text{ctg } \Theta=1/4; b=4H$)

$$Q = 1,86bH^{3/2}, \text{ м}^3/\text{с} \quad (89)$$

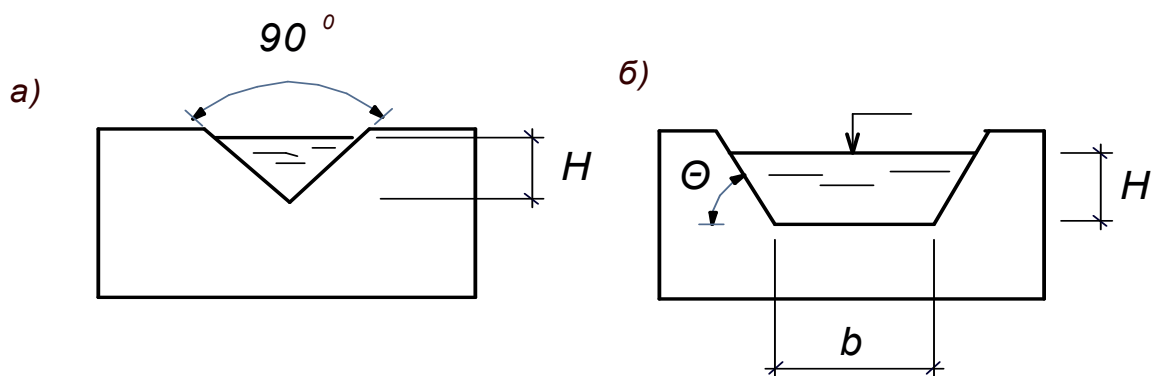


Рис.42. Мерные водосливы

3. Расчет напорных трубопроводов

Трубопроводы – это системы напорных труб. Напорный трубопровод работает полным сечением. При постоянной площади живого сечения на всем протяжении трубопровода или на отдельных его участках движение потока равномерное.

3.1. Назначение и классификация трубопроводов

Для перемещения жидкостей и газов применяют трубопроводы, изготовленные из разных материалов (стали, чугуна, бетона, пластмассы, асбестоцемента и

других). Трубопроводы бывают напорные и безнапорные, короткие и длинные, простые и сложные.

Пропускная способность напорных трубопроводов существенно зависит от потерь напора по длине и в местных сопротивлениях (стыках, арматуре и т. п.).

Трубопроводы малой длины и с большим числом местных сопротивлений, потери напора в которых превышают 10% потерь напора по длине (коммуникации насосных станций, лабораторий, маслопроводы и другие), называют короткими. К длинным относят трубопроводы большой протяженности, в которых потери напора на преодоление местных сопротивлений незначительны (менее 10% потерь напора по длине).

Трубопроводы из труб одного или нескольких диаметров без ответвлений и без раздачи расхода по пути движения жидкости называют простыми. Трубопроводы из сети труб различного диаметра с магистральными линиями и с ответвлениями (тупиковые, кольцевые) называют сложными.

3.2. Общие указания для гидравлических расчетов трубопроводов

Будем рассматривать установившееся, равномерное, напорное, турбулентное движение любой жидкости в круглых цилиндрических неподвижных трубах.

Гидравлический расчет трубопроводов позволяет решать три основные задачи: 1) определять необходимый напор для пропуска известного расхода воды при заданном диаметре труб; 2) определять пропускную способность труб заданного диаметра при известных потерях напора; 3) определять сечение трубопроводов при заданных расходах воды и потерях напора.

Общие указания для гидравлических расчетов сводятся к следующему:

1. При решении вопросов водоснабжения обычно известно расстояние l от источника водоснабжения до потребителя.

2. Расход воды Q определяется потребителем по санитарно-техническим нормам, устанавливающим количество воды на человека или на то или иное производственное предприятие.

3. Диаметр трубы d определяется по ГОСТу (после предварительных расчетов).

4. Скорость v движения воды в трубах обычно берется в пределах $(0,8 \div 1,5)$ м/с. Большие скорости движения ограничиваются по соображениям экономического порядка, так как при этом сильно возрастают эксплуатационные расходы. Большая скорость, значит, большие потери напора (в формулах (21), (22), (30) скорость стоит в квадрате). Слишком малые скорости в трубах не допускаются из-за возможности заиливания последних.

5. Потери напора h_f в сети определяют мощность напорной установки или высоту водонапорной башни.

6. В напорном трубопроводе жидкость полностью заполняет сечение трубы и движется под действием разности давлений.

Расчетные формулы. Гидравлические элементы живого сечения рассматриваемого потока:

$$\left. \begin{aligned} \text{диаметр трубы: } d &= \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}}, \\ \text{площадь живого сечения: } \omega &= \frac{\pi d^2}{4}, \\ \text{смоченный периметр: } \chi &= \pi d, \\ \text{гидравлический радиус: } R &= \frac{\omega}{\chi} = \frac{d}{4}. \end{aligned} \right\} (90)$$

Для расчета трубопровода исходным является уравнение Бернулли, из которого следует, что разность значений напора H_1 в 1-ом сечении и напора H_2 во 2-ом сечении затрачивается на преодоление гидравлических сопротивлений при движении жидкости на участке между этими сечениями.

Потери напора в трубопроводе слагаются из потерь на трение по длине и потерь на преодоление местных сопротивлений по формуле (20): $h_f = \Sigma h_l + \Sigma h_j$. Потери напора по длине определяются по формуле (21): $h_l = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}$, которую можно преобразовать (будет показано далее в разделе 4.1) в формулу, вытекающую из формулы Шези: $h_l = \frac{v^2}{C^2 R} l$ (22), здесь C – коэффициент Шези; l – длина потока. Можно получить ещё одну формулу для определения потерь напора по длине. Для этого введем следующие понятия.

Модуль скорости W . Средняя скорость течения определится из формулы Шези (141), см. раздел 4.1 $v = C\sqrt{Ri}$, i – гидравлический уклон. Обозначим

$$W = C\sqrt{R}, \quad (91)$$

Формула для определения *скорости* течения потока переписется в виде

$$v = W\sqrt{i}, \text{ м/с.} \quad (92)$$

Следовательно, для равномерного движения модуль скорости примет еще одно, второе выражение

$$W = \frac{v}{\sqrt{i}}, \text{ м/с.} \quad (93)$$

Как видно, модуль скорости W представляет собой скорость v при единичном уклоне $i=1$. Размерность W , та же, что и v .

Модуль расхода K . Расход потока можно определить по формуле (142), см. раздел 4.1 $Q = \omega C\sqrt{Ri}$. Обозначим

$$K = \omega C\sqrt{R}, \quad (94)$$

формула переписется в виде

$$Q = K\sqrt{i}. \quad (95)$$

Следовательно, для равномерного движения модуль расхода

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i}}. \quad (96)$$

Как видно, модуль расхода K имеет два выражения (94) и (96). Из (96) следует, что K представляет собой расход Q при $i=1$. Из этой же формулы видно, что размерность величины K та же, что и расхода Q .

Из (96) следует, что *гидравлический уклон*

$$i = \frac{Q^2}{K^2}. \quad (97)$$

Поскольку из формулы (19) следует, что

$$i = \frac{h_l}{l}. \quad (98)$$

Получаем еще одно выражение для *потерь напора по длине*

$$h_l = i \cdot l = \frac{Q^2}{K^2} l. \quad (99)$$

Понятиями модуля скорости W и модуля расхода K широко пользуются в практических расчетах труб и каналов. Для труб различного диаметра (для каналов различного сечения) и различной шероховатости n значения W и K приводятся в справочниках [6].

Потери в местных сопротивлениях определяются по формуле (30) $h_j = \zeta_i \frac{v^2}{2g}$.

Коэффициент Шези определяется по формуле Павловского

$$C = \frac{1}{n} R^y \quad (100)$$

или по формуле Маннинга

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}. \quad (101)$$

Величина коэффициента шероховатости n выбирается в соответствии с материалом стенок трубопровода, в зависимости от характера обработки его внутренней поверхности, методов производства работ и эксплуатационных условий. Для ориентировочных расчетов можно приближенно принимать следующие значения коэффициента шероховатости [6]:

Для бетонных и железнобетонных труб.....	$n=0,0125$
Для металлических клепаных труб.....	$n=0,013$
Для металлических сварных труб.....	$n=0,012$
Для деревянных водоводов большого диаметра.....	$n=0,011$

3.3. Длинные трубопроводы

3.3.1. Простой трубопровод

Напомним, что в случае «длинных» трубопроводов местными потерями напора пренебрегаем; кроме того, считаем, что линия $E-E$ совпадает с линией $P-P$. Простой трубопровод не имеет ответвлений.

Основные задачи при расчете простого длинного трубопровода. Пусть имеются два резервуара: питающий A и расходующий B с установившейся разностью уровней H , соединенные между собой трубопроводом длиной l и постоянным диаметром d . В других случаях роль верхнего резервуара может выполнять насос, установленный в начале трубопровода и создающий там давление $p = \rho g h_A$. Нижний резервуар тоже может отсутствовать, и жидкость будет вытекать в атмосферу через отверстие в конце трубопровода. Пусть резервуары открыты и давление на свободной поверхности жидкости равно атмосферному. Составим уравнение Бернулли для сечений, показанных на рис.43.

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_f.$$

Для сечения 1-1:

$$z_1 = H,$$

$$p_1 = p_{атм},$$

$$v_1 = 0 \text{ ввиду малости.}$$

Для сечения 2-2:

$$z_2 = 0,$$

$$p_2 = p_{атм},$$

$$v_2 = 0,$$

$$h_f = h_l = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}.$$

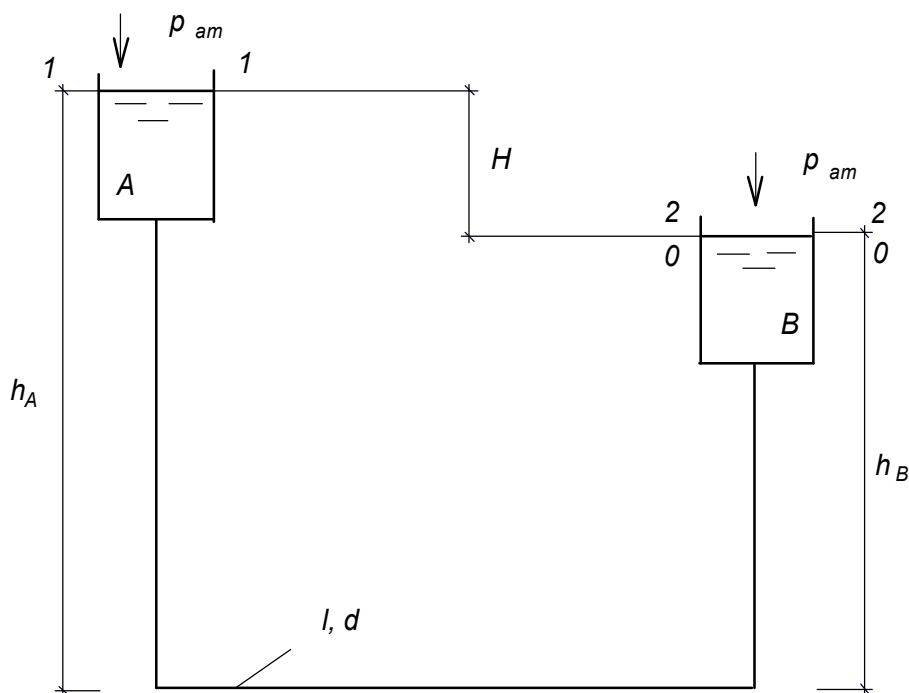


Рис.43. Простой длинный трубопровод одного диаметра

Таким образом $H = h_l = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}$ (*), то есть весь напор расходуется на преодоление сопротивлений по длине. Воспользуемся водопроводной формулой, тогда формула, помеченная (*), примет вид $H = \frac{Q^2}{K^2} l$ (**).

При расчете простого трубопровода длина l его обычно известна, так же как материал и конфигурация труб. Неизвестной может быть одна из трех величин – H , Q или d . В соответствии с этим могут быть рассмотрены три основных типа задач:

1-й тип:

Дано: Q, d, l . Определить: H .

Решаем по уравнению (**), предварительно находим величину K по диаметру d [6].

2-й тип:

Дано: d, l, H . Определить: Q .

Решаем по уравнению (**), предварительно находим K по диаметру d [6].

3-й тип:

Дано: l, Q, H . Определить: d .

По заданным l, Q, H по уравнению (**) определяем K , затем по таблицам [6] находим диаметр d .

Истечение под уровень. Пьезометрическая линия $P-P$ (она же $E-E$) должна иметь вид, показанный на рис.44. Чем больше скорость в трубе, тем больше потеря напора, а следовательно, и величина I . Поэтому при $d_1 < d_2$ пьезометрический уклон I_1 должен быть больше пьезометрического уклона I_2 .

Разность уровней жидкости в сосудах z при истечении под уровень равна потере напора:

$$z = h_{11} + h_{12} + h_{13} \quad (102)$$

где h_{11}, h_{12}, h_{13} - потери напора по длине соответственно для 1, 2, 3-й труб, показанных на рис.44.

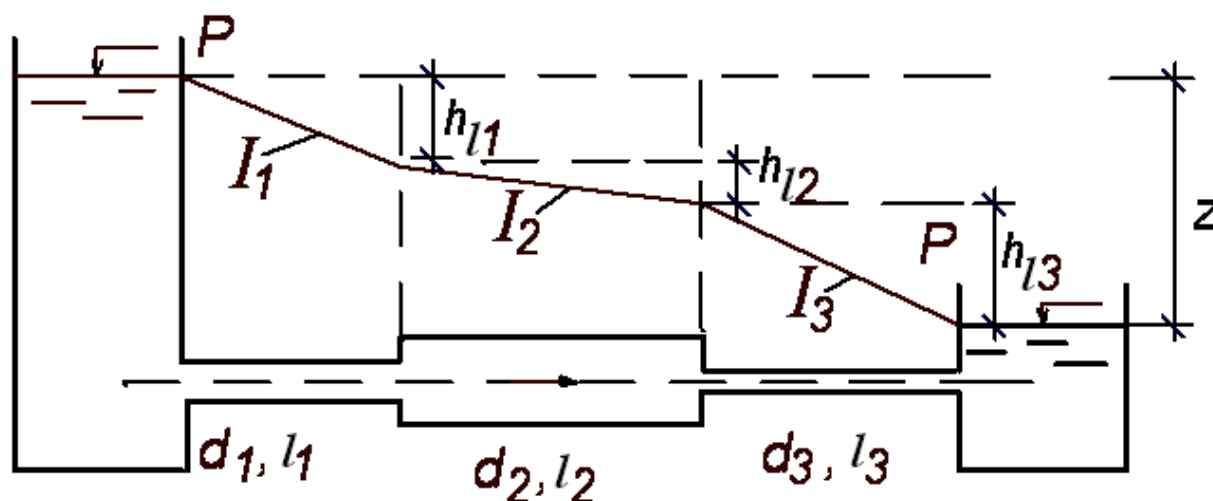


Рис.44. Простой длинный трубопровод переменного диаметра

В случае длинных труб h_l определяется по формуле (99). Учитывая это, перепишем (102)

$$z = \frac{Q^2}{K_1^2} l_1 + \frac{Q^2}{K_2^2} l_2 + \frac{Q^2}{K_3^2} l_3. \quad (103)$$

где K_1, K_2, K_3 – модули расходов для 1, 2, 3-й труб; l_1, l_2, l_3 - длины этих труб; Q - расход, одинаковый для всех трех труб.

Вынося Q за скобки, вместо (103) получаем

$$z = Q^2 \sum \frac{l}{K^2}. \quad (104)$$

Тогда расход

$$Q = \sqrt{\frac{z}{\sum \frac{l}{K^2}}}. \quad (105)$$

3.3.2. Трубопровод с последовательным соединением труб разного диаметра

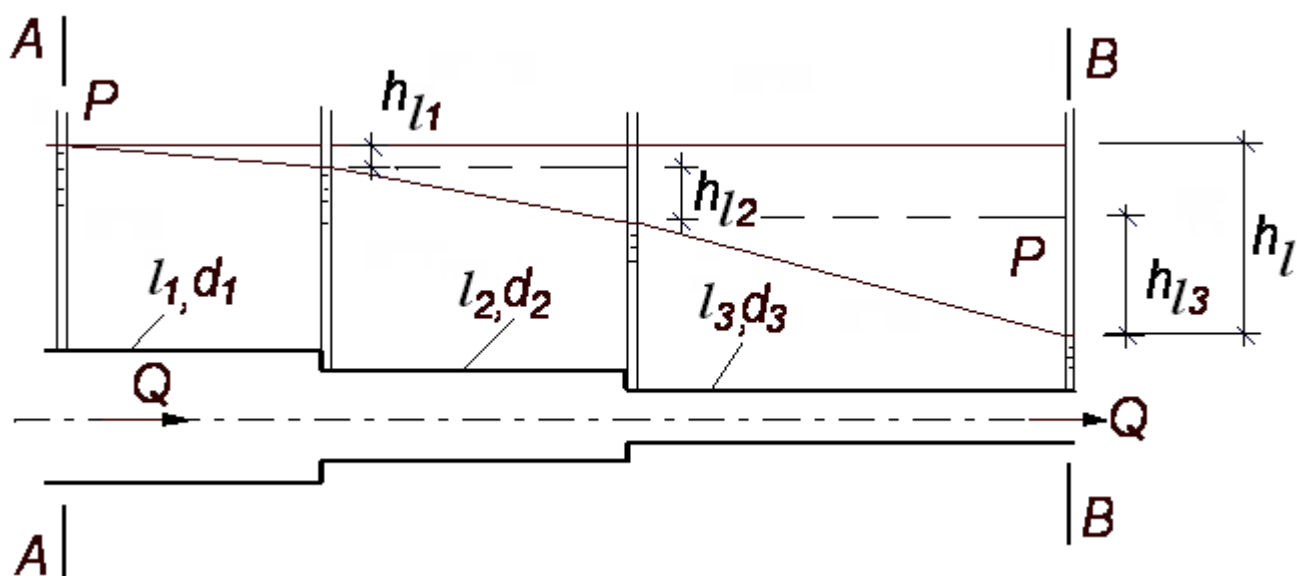


Рис.45. Последовательное соединение труб разного диаметра

Трубопровод состоит из трех участков: d_1, l_1 ; d_2, l_2 ; d_3, l_3 .

Потери напора на каждом участке: h_{l1}, h_{l2}, h_{l3} .

При этом общие потери от сечения A до сечения B :

$$(h_l)_{AB} = \sum h_{li} = h_{l1} + h_{l2} + h_{l3}. \quad (106)$$

Расход в трубе постоянный: $Q = Q_1 = Q_2 = Q_3$

Тогда по формуле (99): $h_{l1} = \frac{Q^2 l_1}{K_1^2}$; $h_{l2} = \frac{Q^2 l_2}{K_2^2}$; $h_{l3} = \frac{Q^2 l_3}{K_3^2}$, где $K=f(d)$ определяется

по [6]. Следовательно

$$\sum h_{li} = Q^2 \left(\frac{l_1}{K_1^2} + \frac{l_2}{K_2^2} + \frac{l_3}{K_3^2} \right). \quad (107)$$

Таким образом, для общего случая последовательного соединения труб

$$h_l = Q^2 \sum \frac{l_i}{K_i^2}. \quad (108)$$

То есть систему с последовательным соединением труб можно рассматривать как один простой трубопровод, сопротивление которого равно сумме сопротивлений отдельных участков последовательно соединенных труб.

3.3.3. Сложный трубопровод. Параллельное соединение

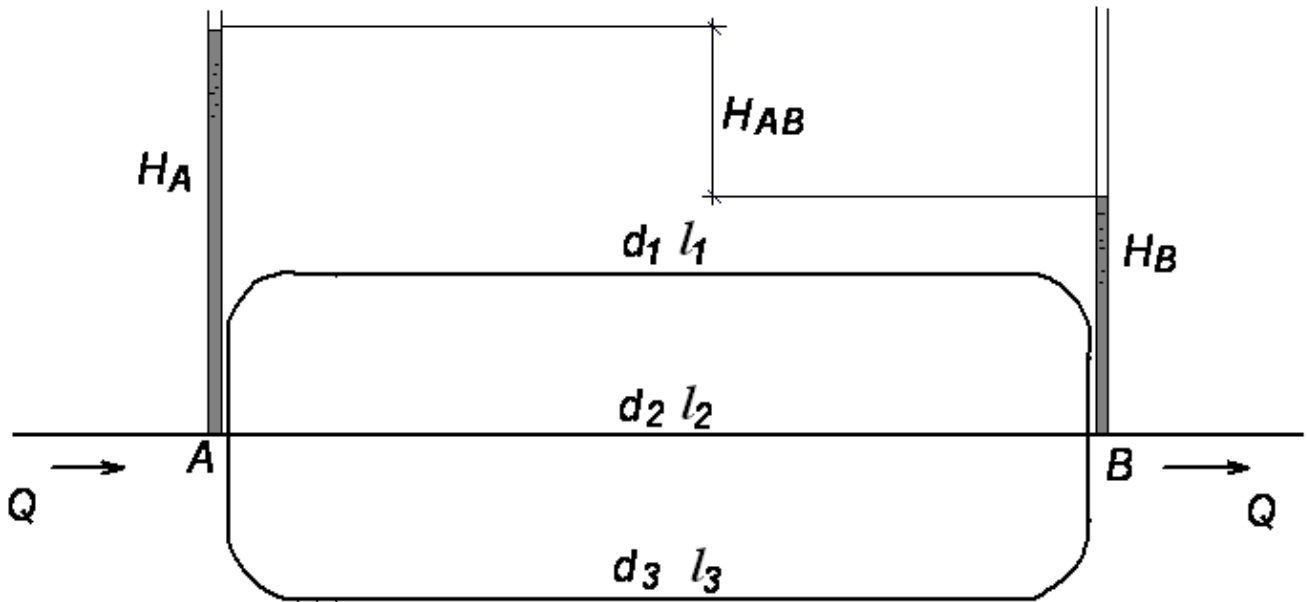


Рис. 46. Параллельное соединение

Между точками A и B с пьезометрическими напорами H_A и H_B проходит несколько линий труб, образуя так называемое параллельное соединение. В этом случае формула (106) оказывается неприменимой: потери напора в отдельных трубах при параллельном их соединении складывать нельзя.

К узлам A и B этого трубопровода (где одна подводящая труба переходит в три трубы и где эти три трубы снова переходят в одну трубу) подключим пьезометры Π_1 и Π_2 .

Точки A и B являются общими для каждой из трех линий соединения и поэтому движение по любой из них происходит под одинаковой разностью напоров в начальной (A) и конечной (B) точках

$$H_{AB} = H_A - H_B = h_{l1} = h_{l2} = h_{l3} = (h_l)_{AB} \quad (109)$$

Расход же между трубопроводами должен распределяться пропорционально их пропускной способности

$$Q_i = K_i \sqrt{\frac{h_l}{l_i}}, \quad (110)$$

т.е. $Q_1 = K_1 \sqrt{\frac{h_l}{l_1}}$, $Q_2 = K_2 \sqrt{\frac{h_l}{l_2}}$, $Q_3 = K_3 \sqrt{\frac{h_l}{l_3}}$ и т.д.

Причем для нескольких соединяющих линий можно написать несколько таких уравнений.

Кроме того, можно записать, что сумма расходов по отдельным линиям равна общему расходу в точке A .

$$Q_A = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n = \sum Q_i. \quad (111)$$

Выразим расходы отдельных участков через расход одного из них, например, первого (т.е. Q_i разделим на Q_1):

$$\frac{Q_i}{Q_1} = \frac{K_i}{K_1} \sqrt{\frac{h_1/l_i}{h_1/l_1}} = \frac{K_i \sqrt{l_1}}{K_1 \sqrt{l_i}}. \quad (112)$$

Схема решения:

$$h_{l1} = h_{l2} = h_{l3}, \quad h_l = \frac{Q^2}{K^2} l, \quad \frac{Q_1^2}{K_1^2} l_1 = \frac{Q_2^2}{K_2^2} l_2 = \frac{Q_3^2}{K_3^2} l_3, \quad Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 (*).$$

$$\text{Выражаем отдельные расходы через один: } Q_1 = Q_2 \frac{K_1}{K_2} \sqrt{\frac{l_2}{l_1}}, \quad Q_3 = Q_2 \frac{K_3}{K_2} \sqrt{\frac{l_2}{l_3}}.$$

Подставляем полученные выражения в (*) и находим Q_2 , Q_1 , Q_3 и h_l .

3.4. Короткие трубопроводы

Как уже отмечалось в коротких трубопроводах потери на местных сопротивлениях соизмеримы с линейными, следовательно, при расчете учитываются и h_j и h_l .

Расчет самотечных труб. Рассматриваем установившееся движение; разность уровней в водоемах, соединяемых трубопроводом, постоянна. Расчет сводится к определению величины расхода, используя уравнение Бернулли.

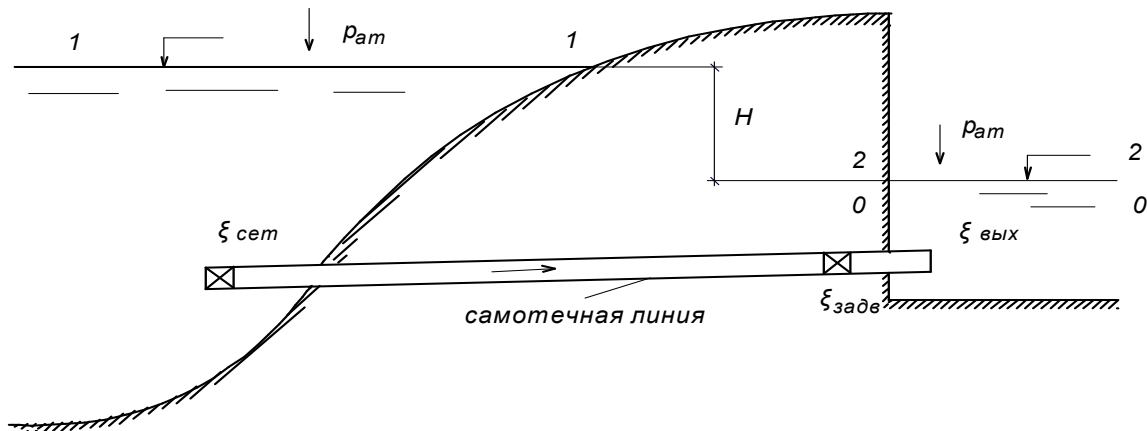


Рис.47. Самотечная линия

Пример: Вода из реки поступает в колодец по трубопроводу (затем отбирается из него насосом).

Решение: Для выбранных сечений, рис.47, будем иметь следующее:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_f.$$

Для сечения 1-1:

$$z_1 = H,$$

$$p_1 = p_{атм},$$

$$v_1 = 0 \text{ ввиду малости.}$$

Для сечения 2-2:

$$z_2 = 0,$$

$$p_2 = p_{атм},$$

$$v_2 = 0,$$

$$h_f = h_l + \sum h_j = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g} + \sum \zeta_i \frac{v^2}{2g}.$$

$$H=h_f, \quad (113)$$

то есть в самотечных линиях напор зависит от количества линейных и местных сопротивлений. Для условий нашей задачи выражение (113) примет вид

$$H = h_l + \sum h_i = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g} + \zeta_{сеп} \frac{v^2}{2g} + \zeta_{задв} \frac{v^2}{2g} + \zeta_{вых} \frac{v^2}{2g} = \frac{v^2}{2g} \left(\lambda \frac{l}{d} + \sum \zeta_i \right), \quad (114)$$

где v – средняя скорость воды в трубе. Её можно выразить из (114)

$$v = \sqrt{\frac{1}{\lambda \frac{l}{d} + \sum \zeta_i}} \sqrt{2gH} \quad (115)$$

Обозначим первое подкоренное выражение в (115) буквой " μ ", этот коэффициент называется коэффициентом расхода системы, причем:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\sum \lambda \frac{l}{d} + \sum \zeta_i}} \text{ - при истечении под уровень,} \quad (116)$$

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \lambda \frac{l}{d} + \sum \zeta_i}} \text{ - при истечении в атмосферу.} \quad (117)$$

Тогда

$$v = \mu_{сист} \sqrt{2gH}, \quad (118)$$

$$Q = \mu_{сист} \omega \sqrt{2gH}. \quad (119)$$

В самотечных линиях отложение взвешенных частиц ведет к засорению трубопровода и колодца, и поэтому трубы укладывают с уклоном в сторону водоема для промывки.

Всасывающая линия насоса. Расчет обычно сводится к определению высоты установки насоса $h_{нас}$. Всасывающая линия (труба) характеризуется наличием вакуума. Наибольшая величина вакуума будет непосредственно у насоса, перед его рабочим колесом (в сечении 2-2), рис.48. И высоту установки насоса, и вакуум его можно найти, соединяя уравнением Бернулли сечение 1-1, намеченное по поверхности жидкости в колодце, и сечение 2-2 на входе в насос, проведенное по вертикальной оси насоса. Запишем уравнение

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_f.$$

Для сечения 1-1:

$$z_1=0,$$

$$p_1=p_{атм},$$

$$v_1=0 \text{ ввиду малости,}$$

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 1.$$

Для сечения 2-2:

$$z_2=h_{нас},$$

$$p_2 \text{ - давление в трубе перед насосом,}$$

$$v_2 \text{ - скорость в трубе,}$$

$$h_f = h_l + \sum h_j = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g} + \sum \zeta_i \frac{v^2}{2g}.$$

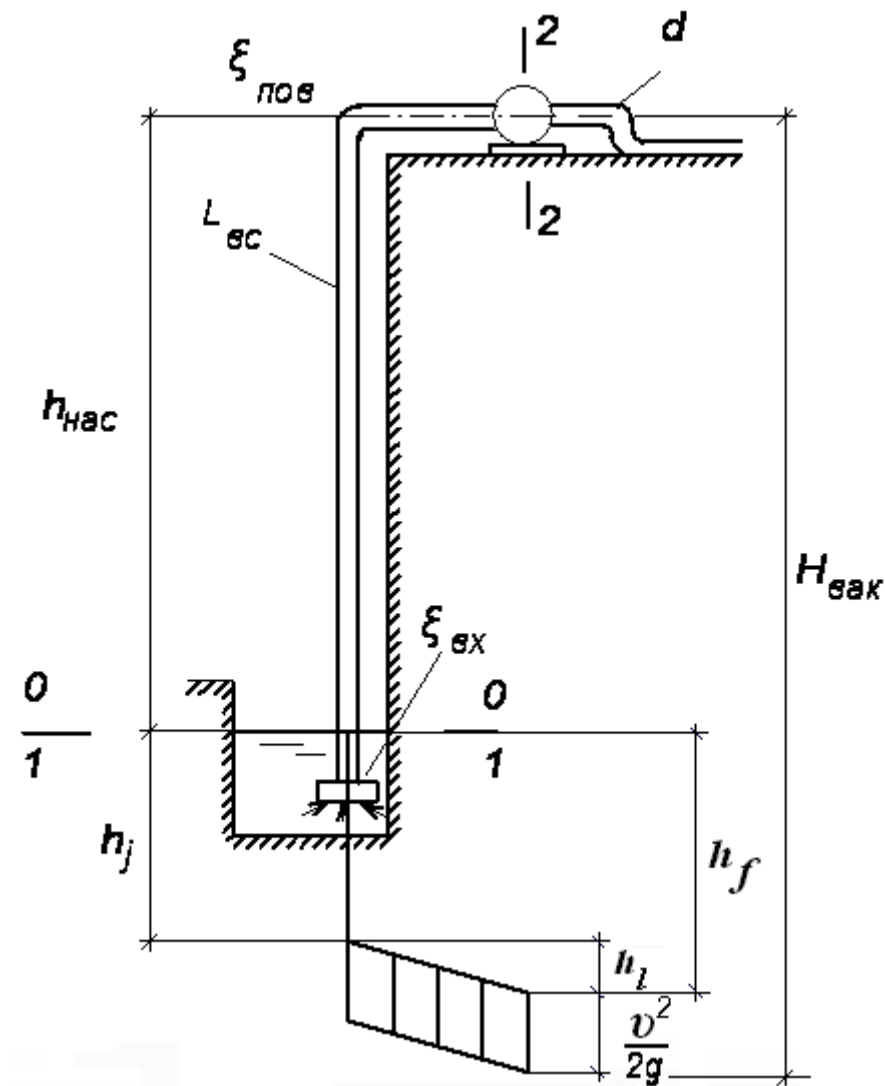


Рис.48. Всасывающая труба насоса

Получаем

$$\frac{p_{am}}{\rho g} = h_{нас} + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{v_2^2}{2g} + h_l + \sum h_j. \quad (120)$$

$$h_{нас} = \frac{p_{am} - p_2}{\rho g} - \frac{v_2^2}{2g} \left(1 + \lambda \frac{l}{d} + \sum \zeta_i \right). \quad (121)$$

$$\frac{p_{am} - p_2}{\rho g} = H_{вак}. \quad (122)$$

Выражение (122) показывает превышение атмосферного давления над давлением p_2 в парубке у входа в насос и является вакуумом насоса или вакуумметрической высотой всасывания. Перепишем (121) с учетом (122)

$$h_{нас} = H_{вак} - \frac{v_2^2}{2g} \left(1 + \lambda \frac{l}{d} + \sum \zeta_i \right). \quad (123)$$

Если $H_{вак}$ оказывается большим, то при этом возникает кавитация, которая обуславливает снижение коэффициента полезного действия насоса. Различные типы

насосов допускают различную величину вакуума. Обычно вакуум перед рабочим колесом насоса должен удовлетворять условию $H_{\text{вак}} \leq 4,0 \div 6,5$ м вод.ст.

Пример: Насос забирает воду из водоема ($t_{\text{воды}}=20^\circ\text{C}$) в количестве $Q=50$ л/с. Определить максимальную высоту расположения горизонтального вала насоса над свободной поверхностью воды $h_{\text{нас}}$, если давление перед насосом $p_2=0,3 \cdot 10^5$ Па. На всасывающей чугунной трубе бывшей в употреблении диаметром $d=250$ мм и длиной $l=50$ м имеется заборная сетка $\zeta_{\text{сет}}$, плавный поворот трубы на 90° $\zeta_{\text{пов}}$, и полностью открытая задвижка $\zeta_{\text{заде}}$. Коэффициент гидравлического трения определить по формуле Альтшуля.

Решение: Расход $Q=50$ л/с $=5 \cdot 10^{-2}$ м³/с. Выпишем сведения из гидравлического справочника [6]:

1. Коэффициент кинематической вязкости для воды при температуре $t_{\text{воды}}=20^\circ\text{C}$ равен $\nu=0,0101$ см²/с $=1,01 \cdot 10^{-6}$ м²/с;

2. Для чугунной бывшей в употреблении трубы коэффициент эквивалентной шероховатости $K_{\text{э}}=1$ мм;

3. Коэффициенты местных сопротивлений $\zeta_{\text{сет}}=6$; $\zeta_{\text{пов}}=0,15$; $\zeta_{\text{заде}}=0,15$.

4. Формула Альтшуля: $\lambda = 0,11 \left(\frac{K_{\text{э}}}{d} + \frac{68}{Re} \right)^{0,25}$

Высоту постановки насоса над уровнем воды можно определить по формуле (121). Предварительно вычислим скорость воды в трубе по формуле, вытекающей из уравнения сплошности потока (4)

$$v^2 = \frac{4Q}{\pi d^2} = \frac{4 \cdot 5 \cdot 10^{-2}}{3,14 \cdot 0,25^2} = 1,02 \text{ м/с.}$$

Для определения коэффициента Дарси λ надо вычислить число Рейнольдса по формуле (3)

$$Re = \frac{vd}{\nu} = \frac{1,02 \cdot 0,25}{1,01 \cdot 10^{-6}} = 2,5 \cdot 10^5$$

и выяснить величину относительной шероховатости

$$\frac{K_{\text{э}}}{d} = \frac{1 \cdot 10^{-3}}{0,25} = 4 \cdot 10^{-3}$$

$$\lambda = 0,11 \left(\frac{4}{10^3} + \frac{68}{25 \cdot 10^4} \right)^{0,25} \approx 0,0278$$

$$h_{\text{iан}} = \frac{10^5(1-0,3)}{1000 \cdot 9,8} - \frac{1,02^2}{2 \cdot 9,8} (0,278 + 6 + 0,15 + 0,15) \approx 6,2 \text{ м.}$$

Расчет сифонов. Сифоном называется самотечная труба, часть которой расположена выше горизонта жидкости в сосуде, который её питает.

Рассмотрим истечение из сифона под уровень. Из верхнего резервуара в нижний поступает вода по трубопроводу. Например, имеется канал и дамба, которую прокалывать не рекомендуется, поэтому трубу пускают поверху дамбы.

Дано, см. рис.49: расход Q , длины участков рассматриваемого сифона l_1, l_2, l_3 , диаметр трубы d . Труба имеет следующие местные сопротивления - сетку $\zeta_{\text{сет}}$; первый поворот трубы $\zeta_{\text{пов } 1}$; второй поворот $\zeta_{\text{пов } 2}$; выход жидкости под уровень $\zeta_{\text{вых}}$.

Определить: напор H .

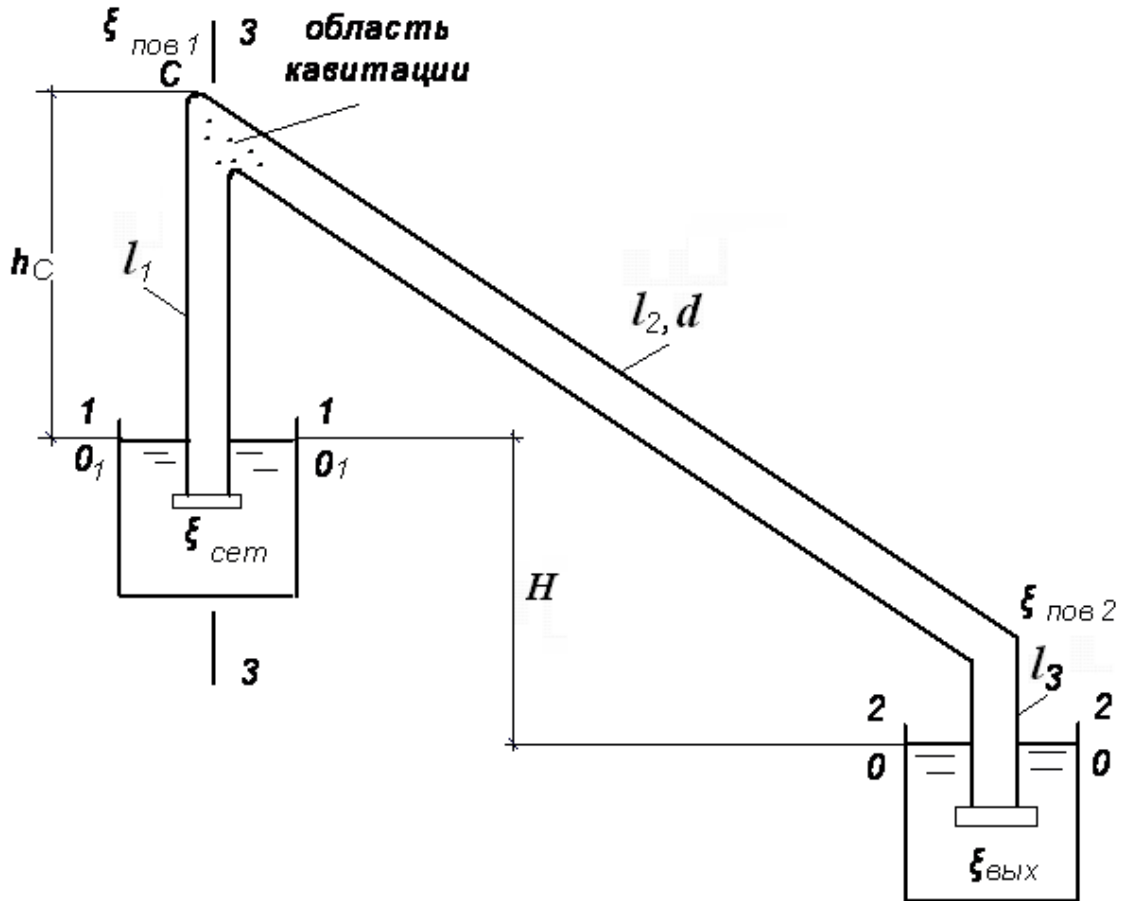


Рис.49. Сифон

Для намеченных сечений будем иметь

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_f$$

Для сечения 1-1:

$$z_1 = H,$$

$$p_1 = p_{атм},$$

$$v_1 = 0 \text{ ввиду малости,}$$

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 1.$$

Для сечения 2-2:

$$z_2 = 0,$$

$$p_2 = p_{атм},$$

$$v_2 = 0,$$

$$h_f = h_l + \sum h_j = \lambda \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g} + \sum \zeta_i \frac{v^2}{2g}.$$

Таким образом, имеем уравнение, аналогичное уравнению самотечной линии (113)

$$H = h_f = \frac{v^2}{2g} \left(\lambda \frac{l_1 + l_2 + l_3}{d} + \sum \zeta_i \right)$$

Пример: Определить возможную высоту расположения точки С над верхним уровнем водоема, рис. 49.

Решение: Выберем плоскость 0₁-0₁ по уровню воды в верхнем резервуаре и сечение 3-3 по верхней точке С. Тогда для сечений 1-1 и 3-3:

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = z_3 + \frac{p_3}{\rho g} + \frac{\alpha_3 v_3^2}{2g} + h_f$$

Для сечения 1-1:

$$z_1 = H,$$

$$p_1 = p_{атм},$$

$v_1 = 0$ ввиду малости,

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 1.$$

Получаем

$$\frac{p_{ам}}{\rho g} = h_c + \frac{p_3}{\rho g} + \frac{v_3^2}{2g} \left(1 + \lambda \frac{L}{d} + \zeta_{сеп} + \zeta_{нос} \right),$$

$$h_c = \frac{p_{ам} - p_3}{\rho g} - \frac{v_3^2}{2g} \left(1 + \lambda \frac{L}{d} + \zeta_{сеп} + \zeta_{нос} \right).$$

Для сечения 2-2:

$$z_3 = h_c,$$

p_3 – давление в трубе в верхней точке С,

v_3 – скорость в трубе,

$$h_f = h_l + \sum h_j = \lambda \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g} + \sum \zeta_i \frac{v^2}{2g}.$$

Принимая во внимание, что предельное значение вакуума равно 10 м вод.ст., и учитывая наличие потерь в сифоне, а так же необходимость предотвращения кавитации, которая возникает при больших понижениях давления, высоту h_c не следует принимать больше 7 м.

3.5. Гидравлический удар

В напорном трубопроводе при внезапном изменении движения жидкости (мгновенная остановка или появление движения) возникает гидравлический удар, сопровождающийся резким повышением и понижением давления.

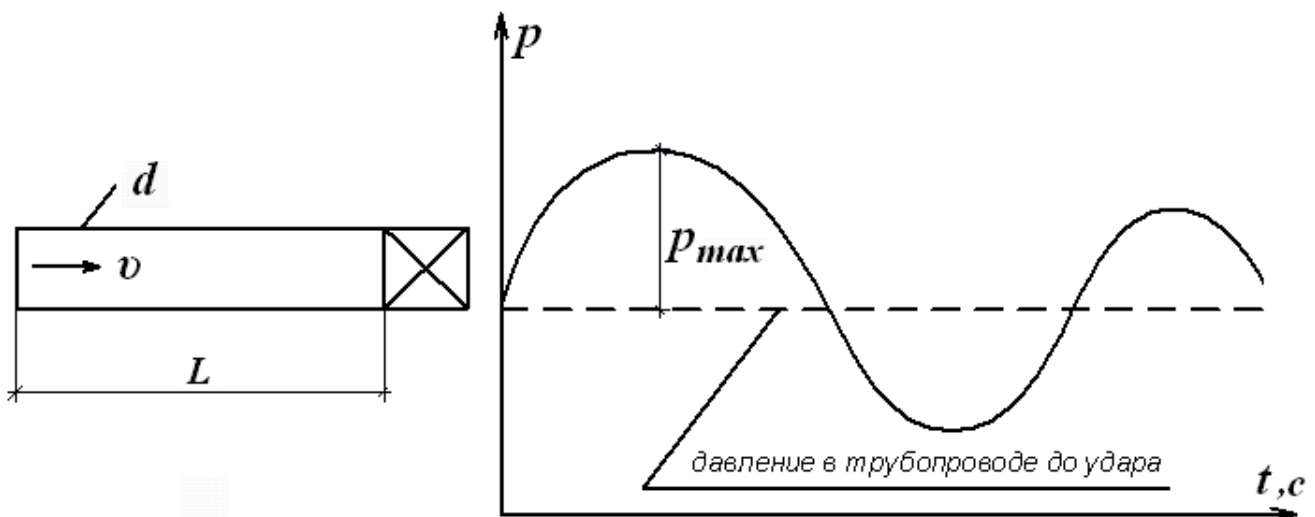


Рис.50. К пояснению гидравлического удара

Пусть по трубе движется поток жидкости со скоростью v . В конце трубы имеется затвор (задвижка или кран), если его внезапно закрыть, то скорость внезапно упадет до нуля. Вода сжимается, давление резко увеличивается, стенки трубопровода расширяются. Ударная волна сначала сжимается, а потом как пружина, отталки-

ваясь от задвижки, идет в обратную сторону, давление падает, может упасть до $p_{\text{вак}}$; а затем все повторяется в обратную сторону. Эти колебания постепенно затухают.

Таким образом, при мгновенной остановке массы воды в длинном трубопроводе запас кинетической энергии должен быть куда-то израсходован.

При резком повышении давления будет наблюдаться два явления:

- а) деформация стенок трубопровода за счет упругости материала;
- б) деформация жидкости при ударе (сжатие жидкости).

Теоретическое обоснование явления гидравлического удара в трубах и методика его расчета была разработана Н.Е. Жуковским в 1898 г.

Гидравлическим ударом называется изменение давления (понижение или повышение) в напорных трубопроводах в период неустановившегося движения жидкости (когда скорость меняется во времени). Удар распространяется по трубопроводу, как упругая волна со скоростью c , зависящей от сжимаемости жидкости и упругости стенок трубопровода.

Явление гидравлического удара характеризуется следующими двумя основными величинами:

- 1) приращением давления Δp (положительным или отрицательным), дающим величину гидравлического удара;
- 2) скоростью c распространения возмущений, т.е. скоростью распространения гидравлического удара.

Рассмотрим прилежащую к задвижке часть объема жидкости $V_{\text{жс}}$. Так как жидкость сжимается, то остановка всей ее массы в трубопроводе не происходит одновременно. Часть объема жидкости перемещается вдоль трубы со скоростью распространения ударной волны c .

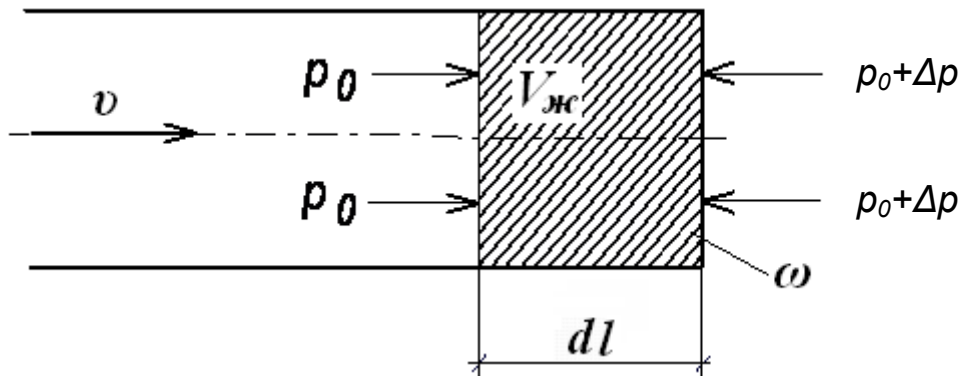


Рис. 51

На рис.51 обозначено:

- ω - площадь поперечного сечения трубы,
- $V_{\text{жс}} = \omega \cdot dl$ - рассматриваемый объем жидкости,
- p_0 - давление у задвижки до закрытия,
- $p_0 + \Delta p$ - давление у задвижки после остановки.

Импульс силы, действующей в течение времени dt равен $\Delta p \omega dt$ (*). Импульс – толчок, побуждение – в механике, то же, что и количество движения. Для материальной точки массы определяется выражением mv .

Так как за это время dt часть объема жидкости, остановившись, потеряет количество движения

$$mv = \rho dVv = \rho \omega dlv, \quad (124)$$

то выражения (*) и (124) можно приравнять

$$\Delta p \omega dt = \rho \omega dlv, \quad (125)$$

так как скорость распространения ударной волны $\frac{dl}{dt} = c$, то повышение (понижение) давления при гидравлическом ударе в трубопроводе равно (формула Жуковского):

$$\Delta p = \rho v c, \quad (126)$$

где v – скорость движения жидкости, c – скорость движения ударной волны.

Этой формулой пользуются в случае полного прямого удара, когда время закрытия затвора t_3 меньше фазы гидравлического удара t_ϕ , т.е.

$$t_3 < t_\phi, \quad (127)$$

Длительность фазы гидравлического удара определяется:

$$t_\phi = \frac{2l}{c}, \quad (128)$$

где l – длина трубопровода.

Если наблюдается неполный удар

$$t_3 > t_\phi, \quad (129)$$

то изменение давления

$$\Delta p = \rho v c \frac{t_\phi}{t_3} = \frac{2\rho v l}{t_3}. \quad (130)$$

Скорость распространения ударной волны можно определить по формуле Жуковского:

$$c = \sqrt{\frac{E_0}{\rho \left(1 + \frac{d}{\delta} \frac{E_0}{E}\right)}}, \quad (131)$$

где E_0 – модуль объемной упругости жидкости, величина обратная коэффициенту сжимаемости, равный для холодной воды $2,06 \cdot 10^8$ Па; E – модуль упругости материала стенок трубы, равный для стали $2,06 \cdot 10^{11}$ Па, для чугуна $9,81 \cdot 10^{10}$ Па, для бетона $(1,48 \div 1,96) \cdot 10^{10}$ Па; d – диаметр трубы; δ – толщина стенок трубы; ρ – плотность жидкости.

Напряжение в стенках трубопровода

$$\sigma = \frac{pd}{2\delta} = \frac{(p_0 + \Delta p)d}{2\delta}. \quad (132)$$

Скорость распространения ударной волны в воде можно подсчитать по формуле [3]

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{ad}{\delta}}}, \quad (133)$$

где a – безразмерный коэффициент: для стали, железа равен 0,5, для чугуна и меди равен 1, для свинца равен 5.

Исходя из формул (128) и (129) можно определить безопасное время закрытия задвижки

$$t_3 > \frac{2l}{c}. \quad (134)$$

Меры борьбы с гидравлическим ударом. Для предохранения труб от последствий гидравлического удара необходимо принимать следующие меры:

1. Самая радикальная мера – медленное закрытие крана, то есть использовать соответствующую запорную арматуру.

2. Не допускать больших скоростей движения жидкостей по трубам. Гидравлический удар наиболее опасен в трубах малого диаметра, а так же в трубах с более высоким модулем упругости.

3. Использовать механические способы борьбы с гидравлическим ударом: а) устанавливать предохранительные клапаны, срабатывающие при увеличении давления больше допустимого; б) устанавливать на трубопроводах воздушные колпаки.

Явление гидравлического удара может быть использовано в технике для подъема воды (например, в горных местностях, где для систем водоснабжения используют ключевые воды). Такая водоподъемная машина была изобретена в 1796 г. и названа «гидравлическим тараном».

Пример: По стальному трубопроводу длиной $l=2$ км подается вода с расходом $Q=28$ л/с, диаметр трубопровода $d=200$ мм, толщина его стенок $\delta=6$ мм. Определить повышение давления в трубопроводе, если в его конце будет закрыта задвижка в течение: 1) 3 с; 2) 10 с.

Решение: Определяем скорость распространения ударной волны по формуле (131)

$$c = \sqrt{\frac{E_0}{\rho}} \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{E_0 d}{E \delta}}} = \frac{1425}{\sqrt{1 + 0,01 \frac{200}{6} \cdot 1}} = 1235 \text{ м/с.}$$

До закрытия задвижки скорость в трубопроводе

$$v = \frac{4Q}{\pi d^2} = \frac{0,28 \cdot 4}{3,14 \cdot 0,209^2} = 0,82 \text{ м/с.}$$

Фаза удара определится по формуле (128)

$$t_\phi = \frac{2l}{c} = \frac{2 \cdot 2000}{1235} = 3,24 \text{ с.}$$

Следовательно, в первом случае возникает полный удар, поэтому повышение давления считаем по формуле (126); а во втором – неполный удар, считаем по формуле (130). Определим повышение давления:

$$1) \Delta p = \rho v c = 1000 \cdot 0,82 \cdot 1235 = 1,013 \text{ МПа,}$$

$$2) \Delta p = \frac{2\rho vl}{t_3} = \frac{2 \cdot 1000 \cdot 0,82 \cdot 2000}{10} = 0,356 \text{ МПа.}$$

4. Равномерное движение жидкости в открытых руслах

4.1. Особенности движения. Расчетные формулы

Указанный вид движения воды характеризуется схемой, представленной на рис.52.

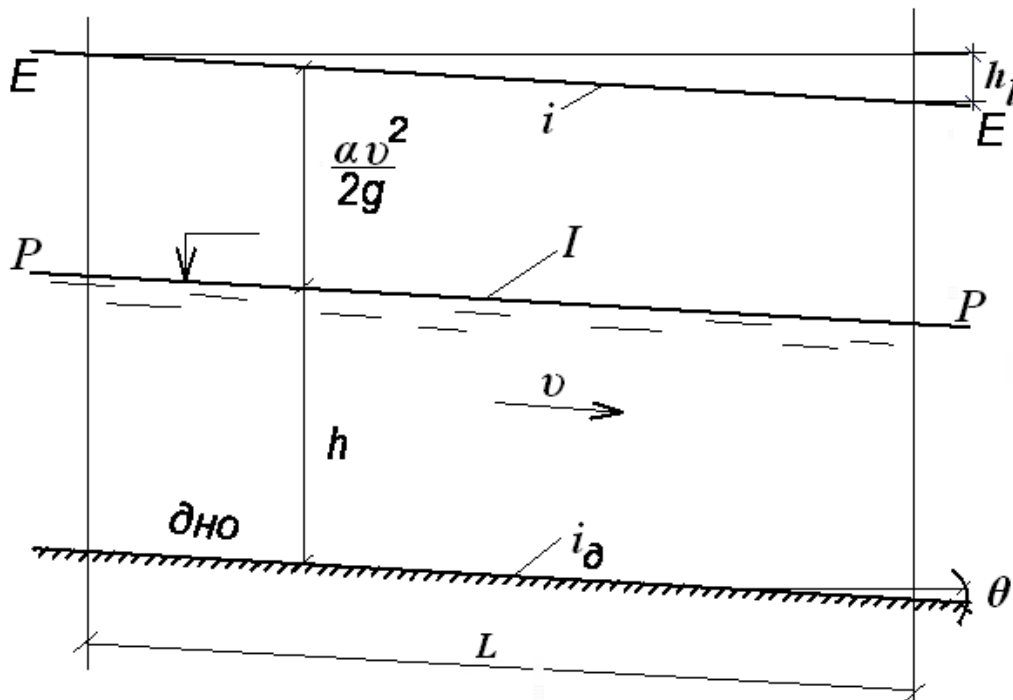


Рис.52. Схема равномерного движения воды в канале

Открытые русла могут быть естественными (реки, ручьи) и искусственными (каналы, лотки, безнапорные трубы, гидротехнические туннели).

Особенность движения в открытых руслах заключается в том, что поток ограничен стенками не со всех сторон, а имеет свободную поверхность, все точки которой находятся под воздействием атмосферного давления. При безнапорном движении поток движется за счет работы силы тяжести.

Рассмотрим равномерное движение в открытых руслах, т.е. глубина потока h , площадь живого сечения ω , средняя и местные скорости потока v по его длине постоянны. Кроме того, гидравлический уклон i , пьезометрический уклон I , а также уклон дна русла $i_{\text{д}}$ равны между собой:

$$i=I=i_{\text{д}}. \quad (135)$$

Уклон дна канала равен

$$i_{\text{д}} = \sin \Theta, \quad (136)$$

где угол Θ показан на рис.52.

Так как величина i_d обычно невелика, то глубины воды h в открытом русле измеряются по вертикали, при этом условно считается, что живые сечения потока вертикальны (а не перпендикулярны).

Расчет производят по формулам равномерного движения и только для квадратичной области турбулентного режима, как наиболее распространенного в практике инженерного проектирования.

Основные зависимости, используемые при расчете открытых русел. Как уже отмечалось, потери напора могут быть определены по формуле Дарси – Вейсбаха

(21) $h_l = \lambda \frac{l v^2}{d 2g}$. Учитывая то, что гидравлический радиус для круглой трубы, работающей полным сечением, равен

$$R = \frac{\omega}{\chi} = \frac{\frac{\pi d^2}{4}}{\pi d} = \frac{d}{4}, \quad (137)$$

то (21) можно записать

$$h_l = \lambda \frac{l v^2}{d 2g} = \lambda \frac{l v^2}{4R 2g} = \lambda \frac{l v^2}{8Rg}. \quad (138)$$

Принимая во внимание, что гидравлический уклон можно вычислить по формуле (98) и подставляя полученное выражение (138) для h_l , можно получить следующее

$$i = \frac{h_l}{l} = \frac{\lambda v^2}{8Rg}, \quad (139)$$

тогда

$$v^2 = \frac{8Rgi}{\lambda} \quad (140)$$

Скорость определится выражением

$$v = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} \sqrt{Ri} = C \sqrt{Ri}, \quad (141)$$

где $C = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}}$ - скоростной множитель или коэффициент Шези, его размерность $\sqrt{\frac{м}{с^2}}$.

Получаем основную формулу для гидравлического расчета открытых русел (каналов, лотков, безнапорных труб) – величина расхода равна

$$Q = \omega C \sqrt{Ri}. \quad (142)$$

Из формулы (141) следует

$$v^2 = C^2 Ri. \quad (143)$$

Значит, уклон можно определить формулой (22) $h_l = \frac{v^2}{C^2 R} l$, которая уже приводилась ранее в разделах 1.6 и 3.2

$$i = \frac{h_l}{l} = \frac{v^2}{C^2 R}. \quad (144)$$

Кроме того, иногда будем применять зависимости, показанные в разделе 3.2:

Модуль расхода

Модуль скорости

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

$$W = C \sqrt{R},$$

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i}},$$

$$W = \frac{v}{\sqrt{i}},$$

$$\text{расход } Q = K \sqrt{i},$$

$$\text{скорость } v = W \sqrt{i},$$

$$\text{уклон } i = \frac{Q^2}{K^2}.$$

$$\text{уклон } i = \frac{v^2}{W^2}.$$

Напомним, что характеристики K и W для каналов, труб, лотков и др. определенного профиля, размера, выполненных из определенного материала или в определенном грунте имеют постоянные значения и приводятся в справочниках [6].

Получим формулу $h_l = \frac{v^2}{C^2 R} l$ (22), для этого возведем в квадрат формулу $Q = K \sqrt{i}$ (95):

$$Q^2 = K^2 i = K^2 \frac{h_l}{l}. \quad (145)$$

Отсюда получаем водопроводную формулу (22) $h_l = \frac{Q^2}{K^2} l = \frac{\omega^2 v^2}{\omega^2 C^2 R} l = \frac{v^2}{C^2 R} l$.

Формулы для определения коэффициента Шези C . Решим уравнение Шези (141) в отношении C :

$$C = \frac{v}{\sqrt{Ri}}. \quad (146)$$

Наблюдая какой-либо водоток и замеряя в натуре величины v , R , i , можем по формуле (146) вычислить C для рассматриваемого водотока.

Многие исследователи проводили подобного рода измерения, и в результате было предложено много различных эмпирических формул для C , свыше ста. Приведем самые распространенные из них.

1. Формула Н.Н. Павловского, полученная для случая, когда $R < (3,0 \div 5,0)$:

$$C = \frac{1}{n} R^y, \quad (147)$$

где n – шероховатость, приводится в [6]. В настоящем издании некоторые значения для n даются в разделе 3.2; R – гидравлический радиус; y – показатель степени, для неё существует довольно сложная эмпирическая формула (здесь не приводится), следует отметить, что величина y зависит от размеров русла, принимают $y = 1/3 \div 1/6$ – для малых размеров русла и $1/6 \div 1/7$ – для больших размеров русла.

Формула основана на большом опытном материале и хорошо подтверждается на практике.

2. Формула Маннинга – частный случай формулы Павловского:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}. \quad (148)$$

3. По таблице и графику, составленному по формуле Павловского при различных n и R [6, табл. 4-7, рис. 4-4].

4. Широко пользуются при расчете ирригационных каналов формулой И.И. Агроскина

$$C = \frac{1}{n} + 17,72 \lg R. \quad (149)$$

5. Формулой А.Д. Альтушля рекомендуется пользоваться в расчетах каналов и лотков, имеющих сравнительно гладкие стенки

$$C = 20 \lg \frac{R}{\varepsilon + \frac{0,004}{\sqrt{Ri}}}. \quad (150)$$

4.2. Распределение скоростей по сечению потока. Допустимые скорости движения

В открытых руслах скорость возрастает от дна к поверхности и от берегов к оси потока. Максимальная скорость наблюдается на поверхности (см. раздел 1.5.3, рис. 14).

Распределение скоростей в широких открытых руслах описывается эмпирической формулой Базена:

$$u = u_{нов} - 24 \frac{v}{C} \left(\frac{h-y}{h} \right)^2, \quad (151)$$

где u – местная скорость на расстоянии y от дна; v – средняя скорость в сечении потока; C – коэффициент Шези; h – глубина потока.

Из формулы (151) следует ряд взаимосвязей, важных для практических целей (определив $u_{нов}$ и $u_{дно}$, можно найти v):

$$\frac{v}{u_{нов}} = \frac{C}{C+8}, \quad (152)$$

$$\frac{u_{дно}}{v} = \frac{C-16}{C}. \quad (153)$$

где $u_{нов}$, $u_{дно}$ – местная скорость на поверхности и у дна русла (донная скорость).

В каналах недопустимы скорости движения, при которых происходит заиление или размыв русел. В связи с этим для них устанавливают:

- минимально допустимые скорости v_{min} (незаиляющие);
- максимально допустимые скорости v_{max} (неразмывающие).

Незаиляющую скорость можно определить

$$v_{min} = \alpha \sqrt{R}. \quad (154)$$

где α - коэффициент, зависящий от характера переносимых взвешенных наносов, значение α колеблется от 0,77 (крупные песчаные наносы) до 0,37 (очень мелкие наносы). В расчетах можно применять округленное значение $\alpha = 0,5$.

Неразмывающая скорость зависит от грунта или материала, слагающего ложе потока. Приближенные значения этой скорости приводятся в табл.2.

Таблица 2 - Значения неразмывающей скорости v_{max}

	Грунт или одежда	v_{max} м/с
1	Илистый грунт, разложившийся торф	0,25÷0,5
2	Супесь слабая, легкие суглинки, средний лесс	0,7÷0,8
3	Суглинки средние и плотные, плотный лесс	1,0÷1,2
4	Глина	1,2÷1,8
5	Одерновка	0,8÷1,0
6	Осадочные скальные породы	2,5÷4,5
7	Бетонная облицовка	5÷10

4.3. Гидравлические элементы живого сечения потока в канале

Наиболее часто встречаются поперечные сечения каналов, показанные на рис.53. Приведем ниже формулы, служащие для определения величин ω , χ , R .

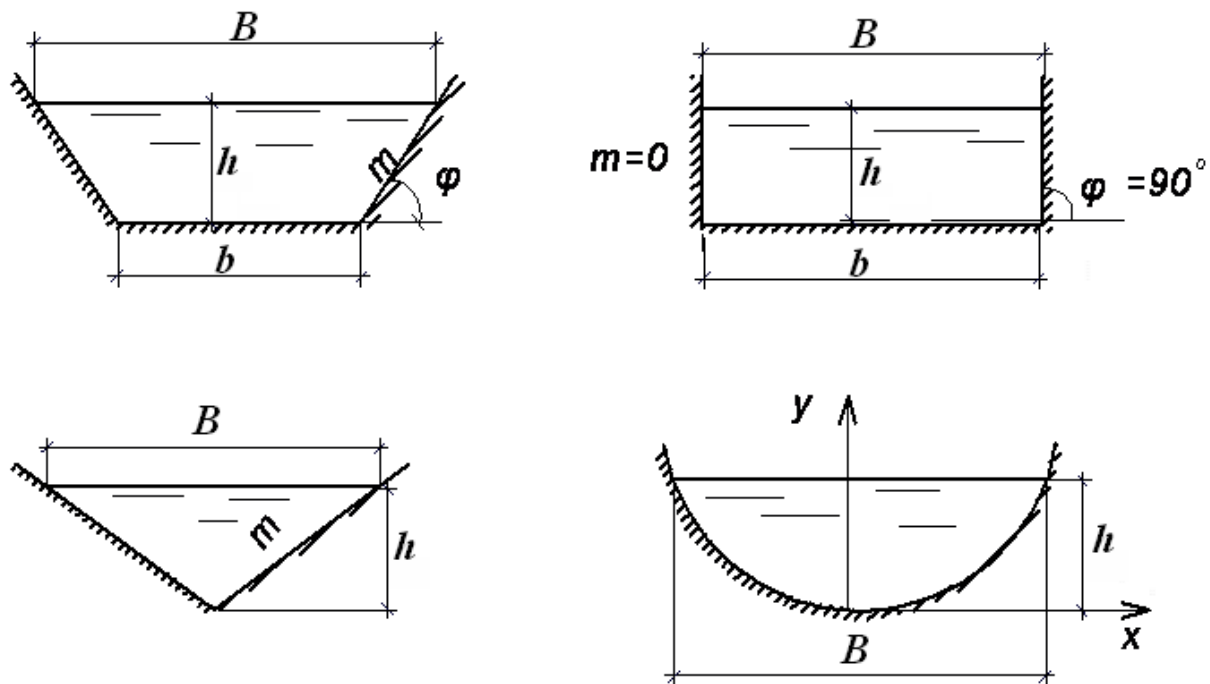


Рис.53. Примеры поперечных сечений каналов

Симметричное трапецеидальное поперечное сечение. Здесь b - ширина канала по дну; h - глубина наполнения канала; m - коэффициент заложения откосов:

$$m = \operatorname{ctg} \varphi = \frac{a}{h}, \quad (155)$$

где угол φ задают не по соображениям гидравлического расчета, а, учитывая устойчивость грунта откоса (если откосы канала образуются нескальным грунтом). Величина $a=mh$, видно из рис.53. Ширина потока поверху:

$$B=b+2a=b+2mh. \quad (156)$$

Величины живого сечения ω и смоченного периметра χ удобно вычислять по следующим геометрическим зависимостям:

$$\omega=bh+2\frac{1}{2}ah=bh+mh^2=(b+mh)h, \quad (157)$$

$$\chi=b+2\sqrt{a^2+h^2}=b+2\sqrt{m^2h^2+h^2}=b+2h\sqrt{m^2+1}. \quad (158)$$

Зная ω и χ , определяем величину R по (1): $R=\omega/\chi$.

Иногда при расчете каналов пользуются понятием относительной ширины канала по дну:

$$\beta=\frac{b}{h}. \quad (159)$$

Величины ω и χ через β выражаются следующим образом:

$$\omega=h^2(\beta+m), \quad (160)$$

$$\chi=h(\beta+2\sqrt{m^2+1}). \quad (161)$$

Прямоугольное поперечное сечение. Здесь будем иметь следующие формулы:

$$B=b; m=\operatorname{ctg} 90^\circ=0; \omega=bh; \chi=b+2h. \quad (162)$$

Треугольное поперечное сечение. Здесь

$$b=0; B=2mh; \omega=mh^2; \chi=2h\sqrt{m^2+1}. \quad (163)$$

Параболическое поперечное сечение. Уравнение параболы, образующей смоченный периметр, имеет вид:

$$x^2=2py, \quad (164)$$

где p – параметр параболы; оси x и y указаны на рис.53. Для такого русла ширина потока поверху B может быть найдена (для заданной глубины h) из уравнения (164). площадь живого сечения

$$\omega=\frac{2}{3}Bh. \quad (165)$$

4.4. Гидравлически наивыгоднейшее сечение канала

Предположим, что нам заданы: 1) форма поперечного сечения канала - прямоугольная; 2) коэффициент откоса канала $m=0$; 3) уклон дна канала i ; 4) коэффициент шероховатости n ; 5) расход Q . Положим, что исходя из этих данных, требуется запроектировать поперечный профиль канала (т.е. найти его размеры).

Такая задача имеет много решений. Можно наметить ряд различных поперечных профилей канала, удовлетворяющих указанным условиям. Предложим два варианта поперечных сечений, как показано на рис.54. Какое выбрать сечение с одинаковой площадью, чтобы обеспечить наибольшую пропускную способность Q ?

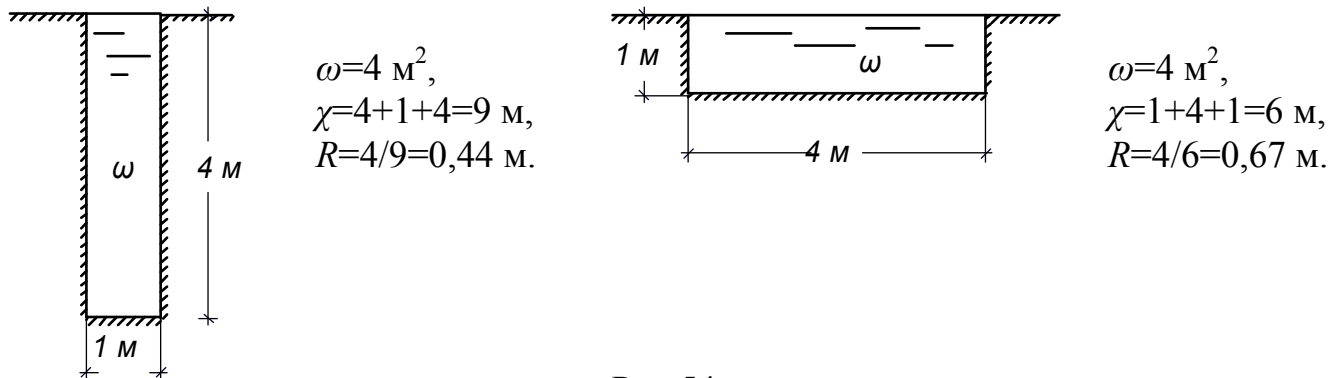


Рис.54

Легко увидеть, что первый вариант будет характеризоваться относительно большой поверхностью трения, определяемой размером χ . Проанализируем: согласно (142), расход можно определить $Q = \omega C \sqrt{Ri}$. Расшифруем в этой формуле значение гидравлического радиуса

$$Q = \omega C \sqrt{\frac{\omega}{\chi} i}, \quad (166)$$

т.е. $Q = f(\chi)$: при постоянных значениях ω , i , n расход зависит только от χ . Так как χ – часть периметра живого сечения, соприкасающегося с твердыми стенками, то чем больше χ , тем больше трения, тем меньше величина расхода.

Гидравлически наивыгоднейшее сечение – это такое поперечное сечение, которое при заданных площади живого сечения ω , уклоне i , коэффициенте шероховатости n имеет наибольшую пропускную способность. Для гидравлически наивыгоднейшего сечения скорость оказывается максимальной $v = v_{max}$, а следовательно, площадь живого сечения минимальной $\omega = \omega_{min}$.

Значит, гидравлически наивыгоднейшим сечением является второе сечение на рис.54. Кроме того, при строительстве канала гидравлически наивыгоднейшего сечения требуется выполнение наименьшего объема работ, тогда канал будет наиболее дешевым.

Обозначим относительную ширину по дну гидравлически наивыгоднейшего сечения через $\beta_{г.н.}$

$$\beta_{г.н.} = \left(\frac{b}{h} \right)_{г.н.} \quad (167)$$

Для трапецидального сечения $\beta_{г.н.}$ запишется

$$\beta_{г.н.} = \left(\frac{b}{h} \right)_{г.н.} = 2(\sqrt{1+m^2} - m)$$

Для прямоугольного сечения

$$\beta_{г.н.} = \left(\frac{b}{h} \right)_{г.н.} = 2 \quad (168)$$

4.5. Основные задачи при расчете каналов на равномерное движение воды

Трапецеидальный (прямоугольный) канал характеризуется следующими шестью величинами b, h, m (эти три величины целиком определяют размеры живого сечения канала), n, i, Q (или $v=Q/\omega$). Некоторые из приведенных величин бывают заданы теми или другими условиями проектирования. Задача гидравлического расчета обычно состоит в том, чтобы, зная пять из названных величин, найти шестую. Ниже излагаются установившиеся в практике шаблоны решения.

При расчете каналов чаще всего встречается три основных типа задач.

1-й тип

Дано: b, h, m, n, i . Определить: Q .

- 1) зная размеры живого сечения, находим ω и χ по зависимостям (157) и (158);
- 2) находим по формуле (1) R ;
- 3) зная R и n , по данным (148) находим C ;
- 4) зная C и R , определяем по (141) v ;
- 5) зная v и ω , находим по (4) Q .

2-й тип

Дано: Q, b, h, m, n . Определить: i .

- 1) также, как и выше, находим величины ω, χ, R, C ;
- 2) зная ω , находим v по формуле (4);
- 3) по формуле (144) находим i .

3-й тип

В число искомых величин входит b и h , т.е. сечение канала не задано.

Дано: Q, m, n, i . Определить: b, h , принимая профиль канала гидравлически наивыгоднейшим.

Задача решается графоаналитическим методом. Для этого:

- 1) задаются профилем канала (трапецеидальным или прямоугольным).
- 2) определяют соотношение b и h , соответствующее гидравлически наивыгоднейшему сечению:

для трапецеидального сечения по (167),

для прямоугольного сечения по (168).

3) далее, если нет ограничений по ширине; а по глубине есть (например, наличие грунтовых вод), задаемся рядом значений h , определяем для них значения ширины по дну b (или наоборот). По выше перечисленным формулам проводим для гидравлически наивыгоднейшего сечения расчет расхода Q , сводя вычисления в таблицу.

Таблица 3 – К расчету канала

$h, (b),$ м	$\omega=(b+mh)h,$ м ²	$\chi=b+2h\sqrt{m^2+1},$ м	$R=\frac{\omega}{\chi},$ м	$C=\frac{1}{n}R^{1/6}, \sqrt{\frac{m}{c^2}}$	$Q=\omega C\sqrt{Ri},$ м ³ /с
h_1	Q_1
h_2	Q_2
h_3	Q_3

Задаться надо минимум тремя значениями и таким образом, чтобы получить значение Q_i , близкое к заданному, т.е. h_1 принимается любое и выясняется какое получается Q_1 , а затем h_2 назначается в сторону увеличения или уменьшения.

По результатам вычислений строится график, рис.55. По графику по заданному значению расхода Q выясняется искомая величина наполнения канала h (b). Затем для полученного h (b) определяется по формуле (167) или (168) b (h).

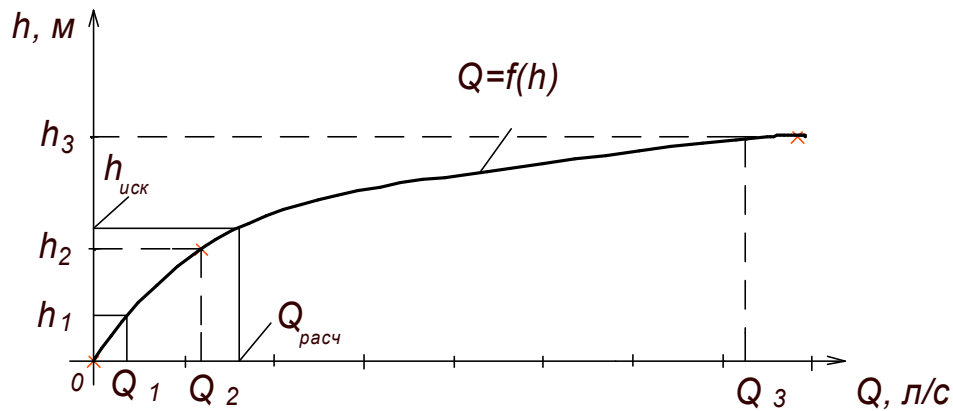


Рис.55. График зависимости $Q=f(h)$

Решение других типов задач приводятся в гидравлических справочниках и учебниках [6, 7].

5. Расчет каналов замкнутого поперечного профиля (безнапорных труб)

Примерами каналов, имеющих замкнутый профиль (поэтому их ещё называют безнапорными трубами), могут являться канализационные и дренажные трубы, гидротехнические туннели и др. Эти водостоки работают как безнапорные. Поэтому с гидравлической точки зрения они ничем не отличаются от открытых каналов.

5.1. Общие сведения

Сечение труб может быть: а) круглое (канализационные коллекторы); б) овоидальное (ливневые стоки, когда в процессе эксплуатации имеются значительные колебания величины расхода); в) лотковое (так называемая ливневая канализация); г) шатровые, а также специального поперечного профиля.

Уровень жидкости в таких трубах не доходит до кромки; верхняя незаполненная часть трубы называется шельгой.

Степень наполнения трубы

$$a = \frac{h}{d} = \frac{h}{H}, \quad (169)$$

где h – глубина наполнения; d – диаметр круглой трубы; H – высота, если труба не круглая. Степень наполнения может меняться от нуля до единицы. В практике обычно принимают

$$a=0,50 \div 0,75. \quad (170)$$

5.2. Особенности гидравлического расчета

Движение жидкости по этим водостокам носит безнапорный характер, так как происходит с частичным наполнением сечения труб, и поэтому с гидравлической точки зрения они ничем не отличаются от открытых каналов.

Расчет производится по тем же формулам, что и расчет каналов: скорость по формуле (92) $v=W\sqrt{i}$, расход по (95) $Q=K\sqrt{i}$. Однако он затрудняется сложностью определения гидравлических элементов ω , χ , R . Поэтому для упрощения расчетов используют вспомогательные коэффициенты A и B .

Коэффициент A представляет собой отношение расхода при частичном наполнении трубы $Q_{\text{част}}$ к расходу при полном её наполнении $Q_{\text{полн}}$:

$$A = \frac{Q_{\text{част}}}{Q_{\text{полн}}}. \quad (171)$$

Коэффициент B представляет собой отношение средней скорости при частичном наполнении трубы $v_{\text{част}}$ к средней скорости при полном её наполнении $v_{\text{полн}}$:

$$B = \frac{v_{\text{част}}}{v_{\text{полн}}}. \quad (172)$$

Установлено, что коэффициенты A и B для труб разных форм зависят только от относительного их наполнения жидкостью.

Для безнапорных труб используют несколько преобразованные формулы, так как из (171) следует

$$Q_{\text{част}} = A \cdot Q_{\text{полн}}, \quad (173)$$

а при полном наполнении расход определяется (95), то можно записать

$$Q_{\text{част}} = AK\sqrt{i}. \quad (174)$$

Аналогично рассуждая в отношении скорости, можно получить выражение для скорости при частичном наполнении трубы

$$v_{\text{част}} = B \cdot v_{\text{полн}}, \quad (175)$$

$$v_{\text{част}} = BW\sqrt{i}. \quad (176)$$

В формулах (174), (176) K и W - расходная и скоростная характеристики для всего сечения канала (при полном наполнении, когда $a=1$. В формулах можно встретить их обозначение K_n и W_n).

При полном наполнении $A=B=1$, расчет ведется по формулам (174), (176).

При неполном наполнении для определения коэффициентов A и B используется график «Рыбка», рис.56.

Из графика видно, что наибольшее значение коэффициентов A и B , а следовательно наибольший расход Q_{max} и наибольшая скорость v_{max} в трубе круглого сечения соответствуют неполным наполнениям. Это объясняется тем, что при наполнении верхней части канала для любого сечения смоченный периметр χ растет быстрее, чем площадь ω и поэтому гидравлический радиус R начинает уменьшаться, при этом уменьшается и скорость v .

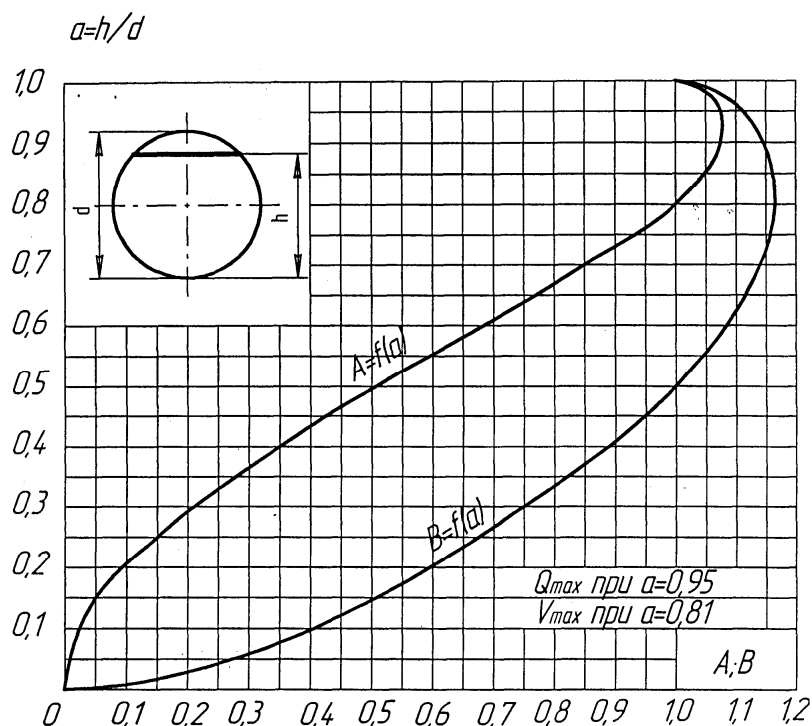


Рис.56. Зависимость коэффициентов A и B от относительного наполнения круглой трубы (график «Рыбка»)

Теоретическим путем доказано, что в трубе круглого сечения наибольшая скорость v_{max} соответствует наполнению $h=0,81d$; а наибольший расход Q_{max} соответствует наполнению $h=0,95d$.

В практике трубы всегда заполнены не полностью, так как:

- 1) необходим некоторый запас для неожиданного увеличения подачи расхода;
- 2) необходима вентиляция, через свободное пространство сверху она и проходит.

Коэффициент шероховатости n для канализационных труб принимается равным $n=0,011 \div 0,014$ обычно вне зависимости от материала, из которого выполнены стенки труб, т.к. такие трубы с течением времени покрываются осадками, что в значительной мере сглаживает различие шероховатостей разных материалов.

Пример: Задан канал круглого сечения, уложенный с уклоном $i=0,004$ пропускающий расход $Q=2,3$ м³/с, коэффициент шероховатости $n=0,011$. Определить диаметр сечения туннеля d , глубину равномерного движения h и скорость течения воды v , если степень наполнения будет $a=0,7$.

Решение: Для степени наполнения $a=0,7$ с графика «Рыбка», рис.56 снимаем значение величины $A=0,845$. Из формулы (174) $Q = AK_n \sqrt{i}$ находим значение модуля расхода для полного наполнения K_n :

$$K_n = \frac{Q}{A\sqrt{i}} = \frac{2,3}{0,845 \cdot \sqrt{0,004}} = 4,3 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Из [4, табл.1-2] подбираем ближайший диаметр туннеля, соответствующий вычисленному модулю расхода K_n и заданной шероховатости $n=0,011$ - $d=1200$ мм (в 8 табл.1-2 приводятся модули расхода K_n и модули скорости W_n для каналов круг-

лого сечения для разных степеней шероховатости n). Этому диаметру соответствует табличный модуль расхода $K_n^T = 46,12 \text{ м}^3/\text{с}$ и модуль скорости $W_n^T = 40,7 \text{ м/с}$. Поскольку модуль расхода для принятого диаметра не соответствует вычисленному, то это приведет к изменению заданного наполнения. Для того, чтобы найти истинное наполнение туннеля необходимо решить формулу (174) $Q = AK_n \sqrt{i}$ относительно величины A , приняв в ней модуль расхода табличный:

$$A = \frac{Q}{K_n^T \sqrt{i}} = \frac{2,3}{0,845 \cdot \sqrt{0,004}} = 0,788.$$

Тогда по графику наполнение определится $a = 0,665$. Этому наполнению соответствует величина $B = 1,125$. Глубина равномерного движения найдется из зависимости (169) $a = \frac{h}{d}$:

$$h = a \cdot d = 0,665 \cdot 1,2 = 0,797 \text{ м.}$$

Скорость движения определится по формуле (176): $v = BW_n \sqrt{i}$, в которой $W_n = W_n^T$, $v = BW_n^T \sqrt{i} = 1,125 \cdot 40,7 \cdot \sqrt{0,004} = 2,9 \text{ м/с}$.

6. Движение грунтовых вод

Грунт представляет собой пористую среду. Между отдельными частицами и в трещинах породы движется вода. Такие воды принято называть грунтовыми, а их движение *фильтрацией*. Укоренившийся у нас термин *фильтрация* равносителен понятию просачивания, т.е. медленного движения в пористой среде.

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.

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* (например, фильтрация воды из верхнего бьефа в нижний через земляную плотину). *Напорная* фильтрация наблюдается, когда водопроницаемый слой находится между двумя водонепроницаемыми (движение артезианских вод, движение грунтовой воды в вечной мерзлоте, фильтрация через бетонные плотины).

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.

На рис.57 представлен случай *равномерного* движения. Однако обычно в практике встречаются случаи *неравномерного* движения, рис.58. Неравномерность движения грунтовой воды обуславливается: 1) неправильностью формы русла; 2) уклон дна русла $i \leq 0$; 3) в цилиндрическом русле с прямым уклоном дна каким-либо образом фиксируется глубина h_ϕ , отличная от глубины h_0 равномерного движения;

например, из траншеи откачивается вода, причем в траншее все время поддерживается глубина $h_{\phi} \neq h_0$.

Свободная поверхность фильтрационного потока называется *депресссионной поверхностью*; кривая же свободной поверхности AB – кривой депрессии.

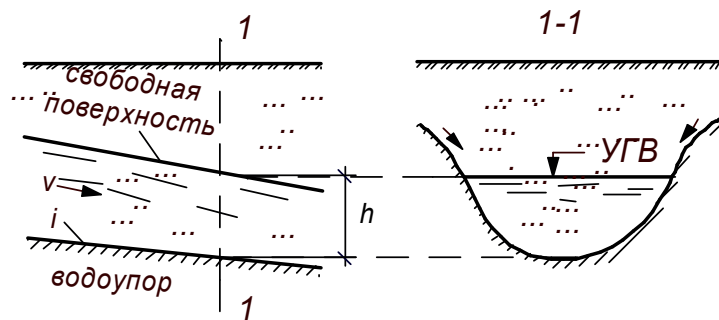


Рис.57. Фильтрационный поток

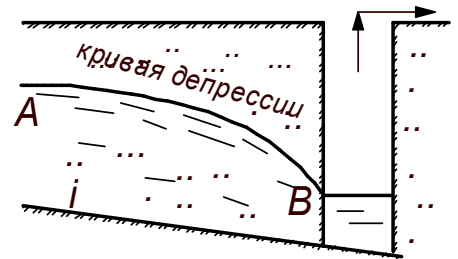


Рис.58. Случай неравномерного движения

6.1. Состав грунта

Грунт следует рассматривать как единую систему, состоящую из минеральных частиц, коллоидных частиц, окружающей их воды с растворенными в ней солями и газообразной фазы (воздух, пары воды). Грунты бывают скальные и нескальные или рыхлые. Нескальные грунты образуются путем разрушения скальных пород. Они делятся на два основных вида: грунты типа песков (несвязные), и типа глин (связные).

Возьмем некоторый образец грунта объема V . Пусть объем всех пор в этом образце V_1 . Отношение V_1 к V называется *пористостью* грунта, *порозностью* или *скважностью*. Обозначим эту величину σ .

$$\sigma = \frac{V_1}{V}. \quad (177)$$

Другими словами, пористость есть суммарный объем всех пор, имеющих в единице объема грунта. Пористость ещё выражают в процентном отношении. Пористость грунта зависит от формы (окатанности), однородности частиц грунта и их взаимного расположения.

В табл.4 даются значения пористости для ряда грунтов.

Таблица 4 – Пористость грунтов

Наименование грунта	Пористость
Гравий (с диаметром частиц от 2 до 20 мм)	0,30÷0,40
Пески (с диаметром частиц от 0,05 до 2 мм)	0,30÷0,40
Супесь	0,35÷0,45
Суглинок	0,35÷0,50
Глинистый грунт	0,40÷0,55
Торфяной грунт	0,60÷0,80

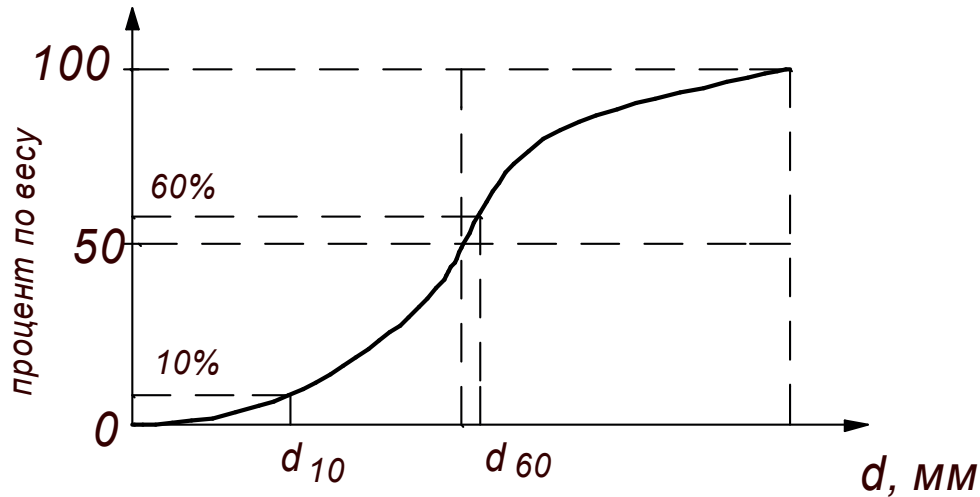


Рис. 59

В книге А.А. Роде (1955) пределы пористости указаны от 25 до 90% и выше. Для трещиноватых горных пород по аналогии вводится понятие трещиноватости.

Механический состав грунта определяется путем просеивания его через ряд сит с уменьшающейся крупностью отверстий. На основании механического анализа строится, так называемая, гранулометрическая кривая, рис.59.

6.2. Скорость фильтрации. Основной закон ламинарной фильтрации (формула Дарси)

Представим на рис.60 металлическую трубу, заполненную песком, 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. Рассмотрим сечение $A-A$ трубы, здесь можно различить три разные площади:

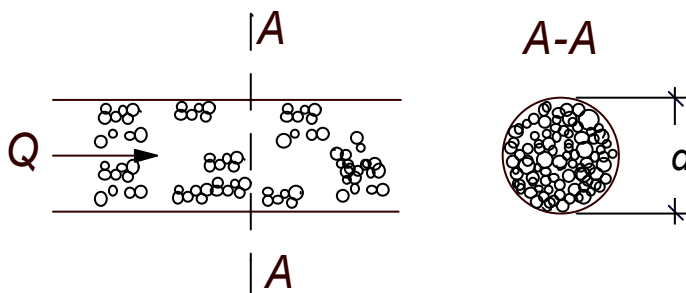


Рис.60

1) площадь сечения пор грунта $\omega_{пор}$, эту площадь можно рассматривать как площадь действительного «живого сечения»;

2) площадь сечения частиц грунта $\omega_{зр}$; через эту площадь вода в действительности не проходит;

3) площадь сечения всей трубы ω_{geom} ; очевидно,

$$\omega_{geom} = \frac{\pi d^2}{4} = \omega_{пор} + \omega_{зр}. \quad (178)$$

Действительная скорость движения воды в порах грунта, исходя из выше сказанного, равна

$$v' = \frac{Q}{\omega_{пор}}. \quad (179)$$

где Q – расход воды, движущийся в трубе.

Наряду с этим вводят понятие так называемой *скорости фильтрации*

$$v = \frac{Q}{\omega_{геом}} = \frac{Q}{\omega_{пор} + \omega_{гр}}. \quad (180)$$

Как видно, *скорость фильтрации* 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).

Проводя опыты с фильтрацией в песках и глинах, ещё в середине 19 столетия установили, что скорость фильтрации v в случае установившегося движения может быть представлена следующей зависимостью, называемой *формулой Дарси* и выражающей основной закон ламинарной фильтрации:

$$v = kI. \quad (181)$$

где v - скорость фильтрации в данной точке фильтрационного потока; I - пьезометрический уклон в той же точке (гидравлический градиент грунтового потока); k - коэффициент пропорциональности, называемый *коэффициентом фильтрации*.

Коэффициент фильтрации, имеющий размерность скорости (т.к. I в формуле – величина безразмерная), представляет собой скорость фильтрации при уклоне $I=1$. Как показывают опыты, для воды определенной температуры величина k зависит только от рода грунта и характеризует фильтрационную способность 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 меняется.

Величина k тем меньше, чем меньше частицы грунта и чем грунт более разнородный. Численные значения k встречаются в практике самые различные. Приведем для примера округленные численные значения k для разных грунтов, табл.5.

Расход фильтрационного потока может быть выражен такой зависимостью

$$Q = k\omega I, \quad (182)$$

где ω - площадь живого сечения, нормального к направлению потока.

Таблица 5 – Ориентировочные значения коэффициента фильтрации

Грунт	k , см/сек	k , м/сут
Песок крупнозернистый	0,1÷0,01	100÷10
Песок мелкозернистый	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÷0,000001	0,01÷0,001

Зависимость (182) также называется формулой Дарси. Формула (181) и (182), относящаяся к ламинарной фильтрации, имеет определенные границы применимости. Для воды обычной температуры ($v \approx 0,01 \text{ см}^2/\text{с}$) различные авторы рекомендуют применять указанную формулу в случае, когда $vd < 0,01 \div 0,07$, v - в м/с; d - диаметр (в см) частицы грунта (некоторого среднего размера). Если это условие не выполняется, то получаем турбулентную фильтрацию, причем зависимость Дарси нарушается.

В случае широкого фильтрационного потока расчет ведут на единицу его ширины и называют удельным расходом

$$q = \frac{Q}{b} = h_0 k l, \text{ м}^2/\text{с} \quad (183)$$

где h_0 - глубина равномерного движения грунтовой воды

$$h_0 = \frac{q}{kl}. \quad (184)$$

Уравнение (184) является уравнением безнапорного равномерного движения грунтовой воды в случае плоской задачи.

В 1857 г. французский ученый Дюпюи, основываясь на законе Дарси получил уравнение кривой депрессии (для фильтрационного потока со свободной поверхностью при горизонтальном подстилающем слое), рис.61:

$$\frac{2q}{k} = \frac{h_1^2 - h_2^2}{l}, \quad (185)$$

Для двух сечений фильтрационного потока удельный расход определяется из (185) по выражению

$$q = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2l} k, \quad (186)$$

называемым уравнением Дюпюи, где l - расстояние между сечениями 1-1 и 2-2; h_1 и h_2 - глубины соответственно в сечениях 1-1 и 2-2.

6.3. Приток грунтовых вод к скважинам

Напомним, водонепроницаемый слой, расположенный снизу, называется водоупором, или подстилающим слоем. Средний его уклон обозначается буквой I и называется уклоном дна. Уклон свободной поверхности грунтового потока (депрессионной кривой) одновременно является и гидравлическим уклоном, т.к. скорость фильтрации незначительна. Пористый слой грунта, заполненный водой, называется водоносным слоем.

На рис.62 показана схема цилиндрического колодца (скважины), доведенного до водоупора – это совершенный колодец, питается он за счет боковых стенок. На рис.62 приняты следующие обозначения: H – мощность водоносного пласта; r_k - радиус колодца; h – глубина воды в колодце; z – глубина от УГВ (кривой депрессии) до водоупора; r – радиус депрессионной воронки на глубине z ; s – глубина откачки; R – радиус влияния.

Несовершенный грунтовый колодец – глубина такого колодца не доходит до водоупорного слоя. Здесь вода поступает в колодец не только через его боковые стенки, но и через дно.

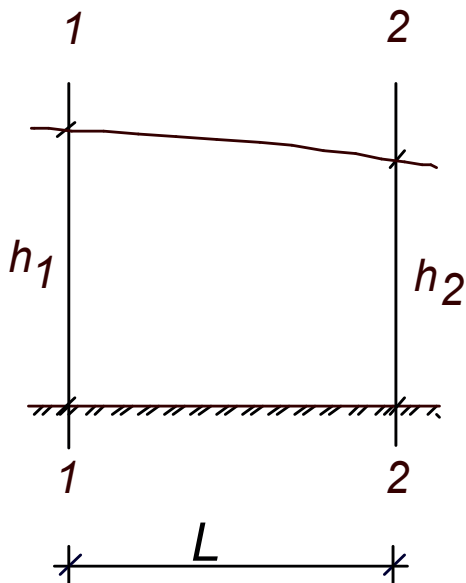


Рис.61. Схема к выводу уравнения Дюпюи

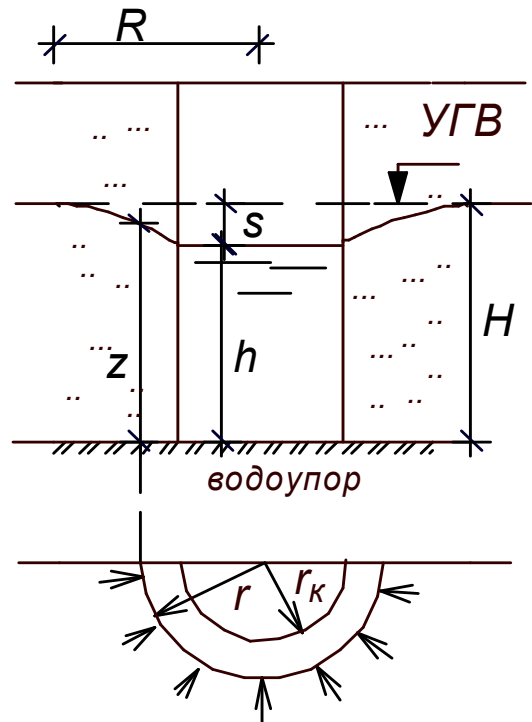


Рис.62. Приток грунтовой воды к совершенному колодцу

Через некоторое время после того, как колодец будет выкопан в грунте, он заполнится водой, причем уровень воды в нем будет совпадать с горизонтом А-А, отвечающим естественному горизонту грунтовых вод. Представим себе, что из такого колодца начали откачивать определенный расход воды $Q=const$. При этом уровень воды в колодце будет понижаться; причем по направлению к колодцу начнется движение грунтового потока с образованием депрессионной воронки, симметричной при однородном грунте. По мере понижения уровня расход воды, поступающей из грунта в колодец, будет увеличиваться. Вскоре наступает такой момент, когда расход воды, поступающей из грунта в колодец, делается равным расходу Q , откачиваемому из колодца. При этом получается установившееся движение грунтовой воды, которому отвечает определенная глубина h в колодце. В этом случае уровень воды в колодце и отметки кривой депрессии будут постоянны.

Кривую депрессии можно построить по уравнению Дюпюи (186), причем радиус влияния определяют по эмпирической формуле В. Зихарда

$$R = 3000s\sqrt{k} . \quad (187)$$

Понятие радиуса влияния колодца носит несколько условный характер, это расстояние до точек, где влияние колодца на положение уровня грунтовых вод прекращается. Величину R иногда назначают по данным практики – в зависимости от рода грунта, например, для мелкозернистого грунта $R=250$ м, для крупнозернистого $R=1000$ м.

Кривую депрессии можно построить по уравнению:

$$z^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \left(\frac{r}{r_\kappa} \right), \quad (188)$$

обозначения приведены к рис.62.

Тогда для глубины H (мощности водоносного слоя) уравнение (188) запишется:

$$H^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k} \ln \left(\frac{R}{r_\kappa} \right). \quad (189)$$

Приток воды к колодцу рассчитывается:

$$Q_{пр.} = 1,36 \frac{k(H^2 - h^2)}{\lg \frac{R}{r_\kappa}}. \quad (190)$$

Пользуясь формулой (190), можно определить коэффициент фильтрации по зависимости

$$k_\phi = \frac{Q \lg \frac{R}{r_\kappa}}{1,36(H^2 - h^2)} \quad (191)$$

Здесь значения r_κ и H известны, а величины Q , H и R определяются опытной откачкой. В частности, радиус влияния R может быть установлен по наблюдательным скважинам, это будет более точнее. Можно его определить по формуле (187).

Литература

1. Калицун, В.И. Гидравлика, водоснабжение и канализация: Учебник для вузов / В.И. Калицун, В.С. Кедров, Ю.М. Ласков, П.В. Сафонов. – М.: Стройиздат, 1980. - 359 с.
2. Основы технической гидродинамики: Методические указания к решению задач по гидравлике для студентов специальности 1203 – «Гидротехническое строительство речных сооружений и гидроэлектростанций» и специальности 1209 - «Водоснабжение и канализация» / В.Н. Козин. – Горький: ГИСИ, 1984. - 97 с.
3. Рабинович, Е.З. Гидравлика: Учебное пособие для вузов / Е.З. Рабинович. – М.: Недра, 1980. – 280 с.
4. Расчет каналов, имеющих замкнутый поперечный профиль, в условиях безнапорного равномерного движения и определение критических глубин в них: Методические указания к решению задач по дисциплине «Гидравлика» / В.Н. Козин. – Горький: ГИСИ, 1980. – 50 с.
5. Сборник задач по гидравлике: Учебное пособие для вузов / Под редакцией В.А. Большакова. – Киев: Вища школа, 1979. – 336 с.
6. Справочник по гидравлическим расчетам / Под редакцией П.Г. Киселева. – М.: Энергия, 1972. – 312 с.
7. Чугаев, Р.Р. Гидравлика: Учебник для вузов / Р.Р. Чугаев. – Л.: Энергия, 1982. – 672 с.

Содержание

1. Основы гидродинамики.....	3
1.1. Основные понятия и определения. Гидравлические элементы потока.....	3
1.2. Два режима движения жидкости.....	5
1.3. Основные виды движения жидкости.....	6
1.4. Уравнение неразрывности (сплошности) потока в случае установившегося движения.....	7
1.5. Уравнение Бернулли в случае установившегося движения.....	8
1.5.1. Уравнение Бернулли для элементарной струйки идеальной (невязкой) жидкости.....	8
1.5.2. Геометрический и энергетический смыслы уравнения Бернулли.....	11
1.5.3. Уравнение Бернулли для потока идеальной (невязкой) жидкости.....	12
1.5.4. Уравнение Бернулли для потока реальной (вязкой) жидкости.....	15
1.6. Потери напора при установившемся движении жидкости.....	17
2. Истечение из отверстий, через насадки и водосливы.....	24
2.1. Истечение из малого отверстия в тонкой стенке при постоянном напоре....	24
2.2. Типы сжатия струи. Инверсия струи.....	26
2.3. Истечение через затопленное отверстие при постоянном напоре (под уровень).....	27
2.4. Истечение через большое прямоугольное отверстие в боковой стенке.....	29
2.5. Истечение жидкости из малого отверстия в тонкой стенке при непостоянном напоре.....	30
2.5.1. Опорожнение резервуара.....	30
2.5.2. Выравнивание уровней в сообщающихся сосудах.....	31
2.6. Истечение жидкости через насадки (патрубки) при постоянном напоре.....	31
2.7. Истечение жидкости через водосливы.....	37
2.7.1. Классификация водосливов.....	38
2.7.2. Расчет водослива.....	40
2.7.3. Прямой водослив с тонкой стенкой.....	41

2.7.4. Мерные водосливы.....	43
3. Расчет напорных трубопроводов.....	43
3.1. Назначение и классификация трубопроводов.....	43
3.2. Общие указания для гидравлических расчетов трубопроводов.....	44
3.3. Длинные трубопроводы.....	46
3.3.1. Простой трубопровод.....	46
3.3.2. Трубопровод с последовательным соединением труб разного диаметра.....	49
3.3.3. Сложный трубопровод. Параллельное соединение.....	50
3.4. Короткие трубопроводы.....	51
3.5. Гидравлический удар.....	56
4. Равномерное движение жидкости в открытых руслах.....	60
4.1. Особенности движения. Расчетные формулы.....	60
4.2. Распределение скоростей по сечению потока. Допустимые скорости движения.....	63
4.3. Гидравлические элементы живого сечения потока в канале.....	64
4.4. Гидравлически наивыгоднейшее сечение канала.....	65
4.5. Основные задачи при расчете каналов на равномерное движение воды...	67
5. Расчет каналов замкнутого поперечного профиля (безнапорных труб).....	68
5.1. Общие сведения.....	68
5.2. Особенности гидравлического расчета.....	69
6. Движение грунтовых вод.....	71
6.1. Состав грунта.....	72
6.2. Скорость фильтрации. Основной закон ламинарной фильтрации (формула Дарси).....	73
6.3. Приток грунтовых вод к скважинам.....	75
Литература.....	78

Вера Валерьевна Агеева

ГИДРАВЛИКА

Часть 2

Гидродинамика

Лекции для студентов заочной формы обучения
направления подготовки 270100 - Строительство

Учебное пособие

Подписано в печать _____ Формат 60×90 1/16. Бумага газетная.

Печать трафаретная. Уч.-изд. л.4,6. Усл. печ. л.5,0.

Тираж 200 экз. Заказ № _____

Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»,
603950, Н. Новгород, Ильинская, 65

Полиграфцентр ННГАСУ, 603950, Н. Новгород, Ильинская, 65