

**Гидравлические расчеты систем  
водоснабжения и водоотведения**

**А. М. Курганов  
Н. Ф. Федоров**

**Гидравлические  
расчеты  
систем водоснабжения  
и водоотведения**

**Справочник**

**Ленинград  
Стройиздат**

А. М. КУРГАНОВ, Н. Ф. ФЕДОРОВ

# Гидравлические расчеты систем водоснабжения и водоотведения

*Справочник*

*Издание третье,  
переработанное и дополненное*

Под общей редакцией А. М. КУРГАНОВА



Ленинград. Стройиздат.  
Ленинградское отделение  
1986

ББК 38.761

К 93

УДК 628.1/.2.001.2:532(035.5)

Рецензенты — инженеры А. В. Зотов, Л. Б. Кандель, С. Н. Гляденов (Ленгипрокоммунводоканал)

**Курганов А. М., Федоров Н. Ф.**

**К 93 Гидравлические расчеты систем водоснабжения и водоотведения: Справочник/Под общ. ред. А. М. Курганова. — 3-е изд., перераб. и доп. — Л.: Стройиздат. Ленингр. отд-ние, 1986. — 440 с.: ил.**

Представлены основные расчетные формулы и выражения различного рода коэффициентов, входящих в эти формулы, вспомогательные таблицы и графики, необходимые для гидравлических расчетов систем водоснабжения. Даются пояснения пользования помещенными в справочнике материалами. Особое внимание уделено внедрению в проектную практику результатов новых исследований, использованию ЭВМ в расчетах. Издание 2-е вышло в 1978 г.

Для инженерно-технических работников водопроводно-канализационных хозяйств.

К 2105000000—035 39—86  
047(01)—86

ББК 38.761+30.123

## ПРЕДИСЛОВИЕ

В основных направлениях экономического и социального развития СССР на 1986—1990 годы и на период до 2000 года, принятых XXVII съездом КПСС, обращается внимание на то, что для обеспечения сбалансированного роста экономики нашей страны как в текущей пятилетке, так и на долгосрочную перспективу надо активнее вести разработку проблемы экономики природной воды, а также уменьшения ее загрязненности. Решение этой проблемы связано с созданием сложных комплексов сооружений, где широко используются гидравлические расчеты и результаты исследований.

Постановлением Верховного Совета СССР о соблюдении требований законодательства об охране природы и рациональном использовании природных ресурсов предусматриваются обширные организационно-технические мероприятия, направленные на предотвращение загрязнения водоемов, строительство водоочистных и других водохозяйственных сооружений, обеспечивающих полное прекращение сброса недостаточно очищенных сточных вод.

В условиях большого строительства систем водоснабжения и канализации особую актуальность приобретают вопросы их гидравлического расчета и использования последних достижений науки и техники. Вот почему авторы попытались представить наиболее современные методы расчета и дать сведения о практическом применении их в проектировании и эксплуатации систем водоснабжения.

Данная книга в основном построена на трудах советских ученых. Из-за ограниченности объема в ней пришлось рекомендовать только одно решение или одну формулу, опустить математические выводы, самые сложные и относительно редко встречающиеся в практике расчеты, сократить библиографию.

Гидравлический расчет специальных сооружений неразрывно связан с технологическим расчетом. Поскольку привести их расчет полностью не представляется возможным, то в гл. 14 дан гидравлический расчет (в виде примеров) лишь некоторых основных видов сооружений. Справочник не исключает необходимости пользования специальной литературой, когда этого требует характер работы.

Авторы выражают благодарность коллективу института Ленгипрокоммунводоканал за рецензирование справочника и д-ру техн. наук Н. У. Койде за ценные советы при подготовке рукописи.

Исправления и дополнения в 3-м издании выполнены А. М. Кургановым.

Все отзывы и пожелания будут приняты авторами с признательностью и учтены при переиздании. Замечания следует направлять в Ленинградское отделение Стройиздата по адресу: 191011, Ленинград, пл. Островского, 6.

Основные условные обозначения

Вакуум . . . . .	$p_{\text{вак}}$	«»	сопротив-	
Вес . . . . .	$G$		ления	
Время . . . . .	$t$ ( $\tau$ )		(удельное	
Высота выступов шеро-		«»	сопро-	
ховатости . . . . .	$\Delta$		тивле-	
Газовая постоянная . . . . .	$R$		ние)	$A$
Гидравлический диаметр	$d_r$	Напор гидродинамический		$H$
» радиус		«» пьезометрический		$H_p$
живого сечения . . . . .	$R$	Начальное напряжение		
Гидравлическая круп-		сдвига . . . . .		$\tau_0$
ность . . . . .	$\omega_0$	Объем . . . . .		$V$
Глубина потока . . . . .	$h$	Объемный расход . . . . .		$Q$
Давление атмосферное	$p_a$	Плотность жидкости		$\rho$
«» избыточное	$p_{\text{изб}}$	«» твердых частиц		$\rho_T$
«» манометрическое	$p_M$	«» суспензии		$\rho_c$
«» поверхностное	$p_{\text{пов}}$	Площадь живого сечения		$\omega$
Диаметр . . . . .	$d, D$	«» поверхности		$S$
Длина . . . . .	$l, L$	Поверхностное натяжение		$\sigma$
Концентрация объемная	$s_0$	Потери напора по длине		$h_d$
«» массовая	$s_M$	«» «» местные		$h_M$
» соли в ра-		Радиус трубопровода		$r_0$
створе в эквивалентной		Расход на единицу шири-		
форме . . . . .	$s_э$	рины потока (объемный)		$q$
Коэффициент Буссинеска	$\alpha_0$	Расходная характеристика		
«» вязкости дина-		(модуль скорости)		$K$
мический . . . . .	$\eta$	Сила давления . . . . .		$P$
«» кинематический	$\nu$	Скоростная характери-		
«» гидравлического		стика (модуль скорости)		$W$
трения . . . . .	$\lambda$	Скорость местная . . . . .		$u$
Кориолиса $\alpha$		«» потока средняя		$(\bar{u})$
«» объемного сжа-		«» распространения		$v$
тия . . . . .	$\beta_p$	возмущения волн		$a$
«» расхода . . . . .	$\mu$	«» сдвига . . . . .		$\gamma$
«» расхода водо-		Смоченный периметр		$x$
слива . . . . .	$m$	Средний радиус поворота		
«» растворимости	$\alpha_p$	или изгиба канала . . . . .		$R_p$
«» сжатия струи	$\epsilon$	Температура . . . . .		$t, T$
«» Сеченова (вы-		Температурный коэффи-		
саливания) . . . . .	$k_c$	циент объемного расши-		
«» скорости . . . . .	$\Phi$	рения . . . . .		$\beta_t$
«» сопротивления		Удельная сила трения		
по длине . . . . .	$\zeta_d$	(касательное напряжение)		$\tau$
«» » системы	$\zeta_c$	«» энергия по-		
«» местного сопро-		тока . . . . .		$E$
тивления . . . . .	$\zeta_m$	«» энергия се-		
«» структурной вяз-		чения . . . . .		$\varepsilon$
кости . . . . .	$\eta_*$	Удельный вес . . . . .		$\gamma$
«» фильтрации	$k$	Уклон гидравлический		$I$
«» Шези . . . . .	$C$	«» dna канала . . . . .		$i_0$
«» шероховатости	$n$	Число Рейнольдса . . . . .		$Re$
Критерий Архимеда	$Ag$	«» Фруда . . . . .		$Fr$
Масса . . . . .	$M$	Ширина канала или за-		
Модуль объемной упру-		твора . . . . .		$b$
гости жидкости . . . . .	$E_*$			

---

Глава первая

**ОСНОВНЫЕ ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА ВОДЫ,  
СТОЧНЫХ ЖИДКОСТЕЙ, РЕАГЕНТОВ  
И НЕКОТОРЫХ ВОДНЫХ РАСТВОРОВ**

---

**1.1. Состав воды и сточных жидкостей**

Вода — химическое соединение, состоящее из 11,11% водорода и 88,89% (по массе) кислорода. Химически чистая вода представляет собой бесцветную жидкость без запаха и вкуса. Природная вода никогда не бывает совершенно чистой. В ней могут содержаться растворенные вещества и взвеси — твердые частицы песка, глины, остатки растений и живых организмов, а также всевозможные микроорганизмы.

Оценка состава воды производится по физическим, химическим и санитарно-биологическим показателям.

К физическим показателям относятся температура воды, содержание в ней взвешенных веществ, цветность, запахи и привкусы. Наличие в воде взвешенных веществ обуславливает ее мутность. Количество взвешенных веществ выражают в миллиграммах на литр (мг/л) и определяют весовым методом.

Прозрачность воды зависит от длины волны светового луча, проходящего через воду. Ультрафиолетовые лучи проходят через воду легко, а инфракрасные едва проникают в нее, что существенно с физической и биологической точек зрения. Вода поглощает большую часть оранжевых и красных компонентов видимого света; этим объясняется голубая окраска большой толщи воды. Степень ее прозрачности часто используется для измерения определенных видов примесей и, соответственно, эффективности очистки воды.

Прозрачность выражается толщиной слоя воды (см), через который еще возможно чтение стандартного шрифта (прозрачность по Снеллену) или различение креста.

Мутность является обратной функцией прозрачности и определяется путем сравнения с мутностью стандартных растворов или нефелометрами; она выражается в мг/л  $\text{SiO}_2$ .

Прозрачность воды зависит не только от количества содержащихся в ней взвешенных веществ, но также от крупности, формы и цвета частиц взвеси. Связь между массовым содержанием взвешенных веществ в воде и прозрачностью по шрифту или по кресту в каждом конкретном случае может быть представлена графически.

Хозяйственно-питьевая вода должна удовлетворять требованиям ГОСТ 2874-82.

Прозрачность питательной воды для котлов всех типов и параметров должна быть не ниже 50 см по шрифту.

Присутствие в воде гуминовых и таниновых веществ создает цветность воды, измеряемую в градусах по платино-кобальтовой шкале. За 1° цветности принимается цветность раствора, содержащего в 1 л 2,49 мг хлорплатината калия (1 мг Pt) и 2 мг хлористого кобальта ( $\text{CoCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ ).

Характер запаха определяется органолептически. Интенсивность его оценивается по пятибалльной шкале. Для оценки интенсивности запаха указывается разбавление воды, при котором он исчезает.

Тепловые характеристики. Удельная теплоемкость воды составляет 4180 Дж/(кг·°C) при 0°C. Она изменяется в зависимости от температуры и достигает минимума при +35°C. Удельная теплота плавления при переходе льда в жидкое состояние составляет 330 кДж/кг, удельная теплота парообразования — 2250 кДж/кг при нормальном давлении и температуре 100°C. Вследствие значительных величин теплоемкости и скрытой теплоты трансформации воды огромные ее объемы на поверхности Земли представляют собой аккумуляторы тепла. Эти же свойства воды обуславливают ее использование в промышленности в качестве теплоносителя. Тепловые характеристики воды являются одними из важнейших факторов термической стабильности биосферы.

Средняя температура Мирового океана составляет +17,54°C (Тихого океана +19,37°C, Индийского +17,27°C, Атлантического +16,53°C, Северного Ледовитого океана —0,75°C).

Химический состав воды характеризуется следующими показателями: ионным составом, жесткостью, щелочностью, окисляемостью, активной концентрацией водородных ионов (pH), сухим и прокаленным остатком, общим содержанием (суммой катионов и анионов), содержанием растворенного кислорода, свободной углекислоты, сероводорода, активного хлора.

В состав воды в виде различных химических соединений входят около 50 элементов, однако многие из них содержатся в малых количествах и не оказывают влияния на ее свойства.

Общее количество растворенных солей в долях (или граммах) на 1 кг воды выражает соленость в промилле (‰). Соленость океанических вод составляет 35‰, а вод суши — менее 1—2‰. Солевой состав океанических и речных вод совершенно различен. Соленость воды в Красном море и Персидском заливе доходит до 41‰, а в заливе Кара-Богаз-Гол до 300‰.

По величине сухого остатка (мг/л) природные воды разделяются на семь групп:

ультрапресные . . . . .	до 100
пресные . . . . .	100—1000

слабосоленые . . . . .	1000—3000
соленые . . . . .	3000—10 000
сильносоленые . . . . .	10 000—50 000
рассолы . . . . .	50 000—300 000
ультрарассолы . . . . .	>300 000

Наиболее распространены в воде хлориды — соли соляной кислоты и сульфаты — соли серной кислоты. Содержание солей кальция и магния определяет жесткость воды, измеряемую в миллиграмм-эквивалентах на 1 л воды (мг-экв/л). Для определения жесткости воды количество вещества (мг/л), обуславливающего жесткость, делят на его эквивалентный вес. Жесткость может быть измерена в градусах: 1° жесткости соответствует 0,357 мг-экв/л, а 1 мг-экв/л — 2,8° жесткости.

Жесткость воды р. Волги (у г. Куйбышева) составляет 4,5—6,0 мг-экв/л, р. Москвы колеблется в течение года от 2 до 5 мг-экв/л, р. Невы — около 0,7 мг-экв/л.

Концентрация в воде хлоридов ( $\text{Cl}^-$ ), сульфатов ( $\text{SO}_4^{2-}$ ) и других растворенных солей, наличие биологических обрастаний, а также температура воды являются показателями ее агрессивности по отношению к металлам. С повышением концентрации растворенных солей более 500—1000 мг/л, в том числе хлоридов и сульфатов свыше 150 мг/л, и снижением карбонатной жесткости воды менее 2 мг-экв/л, а также с повышением температуры воды до 70°C скорость коррозии металла увеличивается.

Оборотная вода, используемая для охлаждения, должна быть термостабильной, т. е. при многократном нагреве и охлаждении до первоначальной температуры из нее не должно выделяться в теплообменных аппаратах, холодильниках и трубопроводах более (0,25 г/(м<sup>2</sup>·ч), или 0,08 мм/ч карбоната кальция ( $\text{CaCO}_3$ ) и других солей.

Скорость накипеобразования  $w$ , г  $\text{CaCO}_3$ /(м<sup>2</sup>·ч), в охлаждающей системе обратного водоснабжения в значительной степени зависит от режима движения воды, который определяет диффузию ионов к поверхности теплообменника:

$$w = 0,054 \text{Re}^{0,68}.$$

Зависимость скорости накипеобразования  $w$ , г  $\text{CaCO}_3$ /(м<sup>2</sup>·ч), от температуры  $t$  теплопередающей поверхности (при  $t=64\text{...}84^\circ\text{C}$ ) примерно линейна:

$$w = 0,9 t - 12,6.$$

Химически чистая вода почти не проводит электрического тока. Ее удельная электропроводность при 18°C равна  $4,3 \cdot 10^{-8} \text{ Ом}^{-1} \times \text{см}^{-1}$ . Любое увеличение электропроводности воды свидетельствует о загрязнении ее электролитами. Удельное сопротивление сточных вод после азотенков перед доочисткой составляет 8000 Ом·см, после нее — 10000, осадка — 6000.

Вода из р. Коннектикут (США) обладает удельным сопротивлением 12000 Ом·см, после очистки — 110000.

Воды, использованные на бытовые или производственные нужды, в которые попадают дополнительные примеси (загрязнения), изменяющие их первоначальный химический состав или физические свойства, а также воды, стекающие с территорий населенных мест и промышленных предприятий в результате выпадения атмосферных осадков или поливки улиц, называются сточными.

Сточные воды загрязняются всевозможными примесями органического и минерального происхождения, которые могут находиться в них в виде раствора, коллоидов, суспензий и эмульсий; количество примесей оценивается массовым их количеством в единице объема (мг/л или г/л), т. е. концентрацией.

Ниже приведены усредненные данные о загрязнении стока (мг/л) талых вод (по данным ВНИИВО):

взвешенные вещества, мг/л . . . . .	3000—4000
ХПК воды со взвесью . . . . .	500—1500
БПК . . . . .	200—300
азот аммонийный . . . . .	10—15
» общий . . . . .	30—40
эфирорастворимые вещества . . . . .	150—600

Удельный вынос примесей (кг/га в год) с дождевым стоком с городской территории с плотностью населения, близкой к 100 чел. на 1 га составляет:

взвешенные вещества . . . . .	2500
органические вещества:	
по БПК . . . . .	140
» ХПК . . . . .	1000
эфирорастворимые вещества . . . . .	100
азот . . . . .	6
фосфор . . . . .	1,5
минеральные соли . . . . .	400

Энергия образования молекулы воды высока и составляет 242 кДж/моль, поэтому вода химически весьма устойчива, особенно в природных условиях. Эта устойчивость в сочетании с электрическими характеристиками воды и молекулярным строением делает воду практически универсальным растворителем для многих веществ. Большинство минеральных и органических веществ, а также газов растворимы в воде. Вода частично диссоциирована на ионы по реакции  $\text{H}_2\text{O} \rightleftharpoons \text{H}^+ + \text{OH}^-$ , которая означает, что в воде имеются как молекулы  $\text{H}_2\text{O}$ , так и ионы  $\text{OH}^-$  (гидроксил-ионы) и ионы  $\text{H}^+$ . Значение ионного произведения воды ( $\text{H}^+$ ) ( $\text{OH}^-$ ) =  $K_e$  составляет  $10^{-14}$  (моль/л)<sup>2</sup> при 23°C. Это значение изменяется в зависимости от температуры:

$t, ^\circ\text{C}$ . . . . .	0	18	25	50	100
$K_e \cdot 10^{14}$ . . . . .	0,12	0,59	1,04	5,66	58,5
$pK_e$ . . . . .	14,93	14,23	13,98	13,25	12,24

В чистой воде  $(\text{H}^+) = (\text{OH})^- = 10^{-7}$  моль/л. Кислой средой принято называть раствор, в котором  $(\text{H}^+) > 10^{-7}$  моль/л, а щелочной средой — раствор, в котором  $(\text{H}^+) < 10^{-7}$  моль/л. Для определения кислотности или щелочности раствора используют величину рН (водородный показатель), который выражается отрицательным десятичным логарифмом концентрации водородных ионов  $\text{pH} = -\lg [\text{H}^+]$ .

К растворам относят дисперсную систему, в которой диспергированное вещество доведено до молекулярного раздробления ( $< 1 \cdot 10^{-7}$  см).

Коллоидами, или золями, называют систему с размерами частиц от  $10^{-5}$  до  $10^{-7}$  см. Коллоидную систему сточных вод образуют как гидрофильные, так и гидрофобные коллоиды.

Гидрофильные коллоиды образуют студенистые осадки и характеризуются способностью дисперсных частиц связывать молекулы воды, служащей дисперсионной средой. К ним относятся преимущественно органические соединения, обладающие большим молекулярным весом (высокополимерные вещества), — углеводы, целлюлоза, крахмал, белки (альбумин, гемоглобин, казеин, клей), мыла, большинство органических красителей, микроорганизмы и др.

Гидрофобные коллоиды осаждаются в виде порошков или хлопьев и отличаются неспособностью дисперсных частиц связывать молекулы воды, служащей дисперсионной средой. К таким коллоидам относятся глина, гидраты окиси железа и алюминия, кремний, обеззоленный уголь и др.

Дисперсная система с частицами размером более  $1 \cdot 10^{-5}$  см до 1 мм называется суспензией или взвесью.

Эмульсии состоят из двух несмачивающихся (расслаивающихся) жидкостей.

Сточная вода представляет собой отличную от гидросмесей среду со специфическими физическими свойствами, определяемыми содержанием в ней растворенных веществ, коллоидов, суспензий и эмульсий, т. е. сточную жидкость следует считать и суспензидом и эмульсоидом.

Взвешенные вещества сточных вод делятся на оседаемые и неоседаемые. К оседаемым относят вещества, выпадающие на дно сосуда в виде осадка в результате двухчасового отстаивания в лабораторных условиях. Характеристика оседаемых взвешенных веществ может быть получена по кинетике их выпадения в осадок в сосудах Лисенко (емкостью 0,5 или 1 л, последний высотой 28 см) или в сосудах ЛИСИ (2 или 3 л и высотой 54 см).

Кинетика осаждения взвешенных веществ при длительном отстаивании поверхностного стока характеризуется следующими данными:

Гидравлическая крупность осаждаемых частиц взвеси, м/с . . . . .	0,0035	0,0028	0,0017	0,0012	0,0009	0,0007
Эффективность осаждения, % . . . . .	88	91	93	94	95	95,5

После сушки выпавшей взвеси при 105°C и взвешивания определяют содержание (в мг/л) оседающих веществ. Отношение массы оставшейся золы после прокаливания воздушно-сухого осадка при температуре 600°C к общей массе абсолютно сухого вещества осадка, выраженное в процентах, дает зольность осадка. Потеря при прокаливании определяет количество беззольного вещества.

Общее количество взвешенных веществ в бытовых сточных водах принимается около 65 г на одного человека в сутки, из них 60—75% — оседаемых с зольностью 20—30% (СНиП 2.04.03—85).

Сток дождевых вод отличается высоким содержанием взвеси. Основное ее количество представлено мелкодисперсными частицами. Однако 80% по массе частиц имеют размер, не превышающий 0,05 мм, из них не менее 15% составляют частицы размером до 0,005 мм. Высокое относительное содержание мелкодисперсных частиц и малая способность их к агломерации обуславливают низкую скорость осветления этой категории сточных вод при отстаивании. Образующийся при осветлении дождевого стока осадок характеризуется высокой зольностью (70—80%); влажность его после уплотнения в течение 0,5—2 ч колеблется в пределах 89—96%. На долю твердой фазы стока приходится основное количество органических примесей: около 70% эфирорастворимых и около 90% общего количества окисляющихся веществ.

Поскольку естественная скорость осаждения коллоидных частиц очень мала при любом виде обработки следует создать такие условия, чтобы частицы могли коалесцировать между собой с образованием больших агломератов, которые легко удаляются. Коалесценция не проходит самостоятельно, так как коллоидные соединения характеризуются наличием сил, поддерживающих взвесь в диспергированном состоянии с необычайно высокой степенью стабильности в течение длительного времени. Такая стабильность объясняется сольватацией или защитным действием адсорбированных веществ, а также действием электростатических сил, которые отталкивают частицы друг от друга.

В природных водах коллоиды всегда имеют отрицательный заряд; в сточных водах — это наиболее распространенный случай. Чтобы осуществить разделение коллоидной суспензии посредством силы тяжести с достаточной скоростью, необходимо вызвать агломерацию коллоидных примесей с образованием относительно крупных частиц.

Трансформация суспензии, подвергнутой искусственной обработке, может быть результатом двух различных процессов:

дестабилизации, достигаемой обычно добавлением химических реагентов, которые путем сцепления или адсорбции снимают действие сил отталкивания, или же путем воздействия на гидрофильные коллоидные частицы;

агломерации (укрупнения) «нейтрализованных» коллоидов.

Агломерация является следствием действия различных сил притяжения между частицами, вступающими в контакт вследствие броуновского движения до тех пор, пока их размер не достигнет 0,1 мкм, а также результатом воздействия внешнего механического встряхивания, приводящего к образованию хлопьев требуемых размеров.

В практике обработки воды термин «коагуляция» принято относить к процессам дестабилизации и термин «флокуляция» — к укрупнению нейтральных коллоидов. Соответствующие реагенты известны как коагулянты и флокулянты.

В качестве санитарно-бактериологического показателя воды приняты коли-титр или коли-индекс, а также общее число содержащихся в воде бактерий. Под воздействием микроорганизмов происходит минерализация, т. е. распад органических соединений до  $\text{CO}_2$  и  $\text{H}_2\text{O}$ . Все микроорганизмы делятся на аэробные и анаэробные. Первые развиваются только в присутствии кислорода, анаэробные — в бескислородной среде. В воде (природной или очищенной сточной), выпускаемой в водоем или добавляемой в систему оборотного водоснабжения, коли-индекс не должен превышать 10 000.

Степень загрязненности воды органическими веществами, содержащимися в виде неоседающей взвеси и коллоидов, может быть установлена по количеству кислорода, потребляемого на биохимическое окисление этих веществ в аэробном процессе за определенный интервал времени, и может быть оценена биохимической потребностью в кислороде (БПК), выражаемой в миллиграммах на литр. Обычно БПК определяют в пятисуточной пробе (БПК<sub>5</sub>).

Биохимическая потребность в кислороде не учитывает стойкие органические вещества, не затрагиваемые биохимическим процессом, а также вещества, идущие на прирост бактерий. Вот почему для полной оценки количества органических веществ (кроме БПК) в сточной воде определяют химическую потребность в кислороде (ХПК). С этой целью испытуемую пробу воды смешивают с химически чистой концентрированной серной кислотой и добавляют йодат калия ( $\text{KIO}_3$ ) или соли хромовой кислоты, отдающие свой кислород для окисления. Окисление ведется при кипячении. Количество кислорода, эквивалентное расходу окислителя, выражается в миллиграммах  $\text{O}_2$  на 1 л анализируемой жидкости. БПК<sub>20</sub> бытовых

сточных вод составляет 86% ХПК; БПК<sub>полн.</sub> сточных вод молочных предприятий достигает 80—84% ХПК.

По данным лаборатории поверхностного стока ВНИИВО, полученным на 17 водосборных бассейнах Харькова, ХПК (мг O<sub>2</sub>/л) находится в прямой зависимости от содержания взвешенных веществ ( $B$ , мг/л):

$$\text{ХПК} = 4,8 B^{2/3}.$$

ХПК взвеси в дождевых водах составляет около 0,4 мг на 1 мг; тот же показатель для проб почвы с газонов в 5—8 раз меньше.

По скорости биохимического окисления примесей осветленный дождевой сток близок к бытовым сточным водам. Показатель БПК<sub>полн.</sub> осветленного стока соответствует примерно БПК<sub>20</sub>. Значительно медленнее протекают процессы биохимического окисления в стоке со взвесью.

Наиболее концентрированными по содержанию органических и минеральных примесей являются талые воды. Особенно велика концентрация загрязняющих веществ в стоке, образующемся при зимних оттепелях и в начале весеннего снеготаяния. В некоторых случаях БПК талых вод выше, чем бытовых сточных.

Поливомоечные воды приближаются по составу к дождевым, образующимся при небольших дождях. Количество взвешенных веществ составляет 3—5 г/л, эфирорастворимых примесей и БПК — около 100 мг/л.

Если в бытовой сточной воде содержится  $B$  (мг/л) взвешенных веществ, причем 70—80% из них органические, то при  $50 \leq B \leq 600$  мг/л количество коллоидов  $K$  (мг/л) может быть определено по формуле Н. Ф. Федорова

$$K = B / (4,17 + 0,0022 B). \quad (1.1)$$

Концентрация взвеси в бытовых (хозяйственно-фекальных) сточных водах зависит от суточной нормы потребления воды человеком и по взвешенным веществам составляет 150—300 мг/л.

**Пример.** Анализом установлено, что бытовые сточные воды содержат 200 мг/л взвешенных веществ, в том числе 75% органических. Определим количество коллоидов:

$$K = B / (4,17 + 0,0022 B) = 200 / (4,17 + 0,0022 \cdot 200) = 43,7 \text{ мг/л.}$$

Производственные сточные воды загрязнены в основном отходами и отбросами производства, количество и состав которых зависят от технологического процесса.

Вода, подвергаясь радиационному воздействию, изменяет некоторые свои свойства. Так, под действием облучения при температуре 250—300°C в ней происходят химические реакции: она разлагается на водород и кислород; образуются аммиак и азотная кислота, которая, в свою очередь, разлагается на водород, азот и воду.

Мелкая взвесь и растворенные вещества становятся при этом радиоактивными. Радиоактивность может оказать влияние и на аэробные процессы.

Международным стандартом предельно допустимый уровень радиоактивности 1 л питьевой воды установлен: при альфа-излучении — 37 Бк, а при бета-излучении — 370 Бк (1 Бк =  $0,27 \cdot 10^{-10}$  Ки).

Основными радиоактивными элементами речной воды являются калий, уран, иттрий, радий и торий, уровень радиоактивности которых составляет:

Элемент . . . . .	K <sup>40</sup>	U <sup>238</sup>	Y <sup>90</sup>	Ra <sup>226</sup>	Th <sup>232</sup>
Радиоактивность, Бк	0,037	$(74-111) \cdot 10^{-7}$	$1036 \cdot 10^{-5}$	$2442 \cdot 10^{-6}$	$814 \cdot 10^{-6}$

Среднегодовые предельно допустимые концентрации (СДК) 1 л воды некоторых радиоактивных изотопов, по НРБ-76, равны:

Изотоп . . . . .	C <sup>14</sup>	P <sup>32</sup>	Co <sup>60</sup>	Sr <sup>90</sup>	I <sup>131</sup>	Cr <sup>51</sup>
СДК, Бк . . . . .	30340	703	1295	148	74	555

Изотоп . . . . .	Tm <sup>170</sup>	Ir <sup>192</sup>	Po <sup>210</sup>	Ra <sup>226</sup>	Pu <sup>239</sup>
СДК, Бк . . . . .	1702	1369	27	4,44	166,5

## 1.2. Плотность

Плотность ( $\text{кг/м}^3$ ) — отношение массы жидкости к занимаемому ею объему:

$$\rho = M/V. \quad (1.2)$$

Средняя плотность Мирового океана составляет  $1025 \text{ кг/м}^3$ . Плотность воды увеличивается от поверхности океана (от  $1022 \text{ кг/м}^3$ ) ко дну и притом вначале быстро (до  $1027 \text{ кг/м}^3$  на глубине около 1500 м), а затем медленно (до  $1028 \text{ кг/м}^3$ ).

Наибольшая плотность пресных вод будет при температуре  $4^\circ\text{C}$ :

$$\rho = 1000 \text{ кг/м}^3 \quad (102 \text{ кг} \cdot \text{с}^2/\text{м}^4).$$

В солоноватых водных бассейнах по мере увеличения количества растворенных солей температура воды с наибольшей плотностью понижается. При солености  $24,7\%$  она становится равной температуре замерзания (в данном случае  $-1,3^\circ\text{C}$ ). При солености, превышающей  $24,7\%$ , температура замерзания оказывается выше температуры при наибольшей плотности: для вод с соленостью  $35\%$  первая равна  $-1,9^\circ\text{C}$ , а вторая  $-3,5^\circ\text{C}$ .

Вследствие уплотнения молекулярной структуры плотность воды изменяется в зависимости от температуры и давления. Она достигает максимума при температурах  $4,08; 3,8; 3,4^\circ\text{C}$  и соответственно давлениях  $0,1; 0,4; 1,0 \text{ МПа}$  (ГСССД 2—77)\*.

\* Государственная служба стандартных справочных данных.

Плотность чистой воды при температуре 15°C и атмосферном давлении составляет 999 кг/м<sup>3</sup>. Плотность природной воды зависит от содержания растворенных веществ. Морская вода с концентрацией солей 35 г/л имеет среднюю плотность 1028,1 кг/м<sup>3</sup> при 0°C. Изменение солесодержания на 1 г/л изменяет плотность на 0,8 кг/м<sup>3</sup>.

Удельный вес ( $H/\text{м}^3$ ) — отношение веса жидкости к занимаемому ею объему:

$$\gamma = G/V; \quad (1.3)$$

$$\gamma = \rho g. \quad (1.4)$$

Удельный вес пресной воды при  $t=4^\circ\text{C}$ :  $\gamma=9810 \text{ Н/м}^3$ .

Относительный вес ( $\delta$ ) — безразмерная величина, равная отношению веса жидкости к весу дистиллированной воды, взятой в том же объеме при 4°C. Относительный вес зависит от температуры и давления.

Относительный вес бытовых сточных вод при содержании в них взвешенных веществ в пределах  $100 \leq B \leq 1500 \text{ мг/л}$  и около 75% органических веществ может быть определен по формуле Н. Ф. Федорова

$$\delta = 1,0002 + 7,4 \cdot 10^{-7} B, \quad (1.5)$$

где  $B$  измеряется в мг/л.

При увеличении количества органических веществ формула (1.5) может давать отклонения в сторону уменьшения значений  $\delta$ , а при увеличении количества минеральных веществ наоборот — в сторону повышения  $\delta$ .

Плотность гидросмеси зависит от соотношения ее твердых и жидких компонентов (Т/Ж) и может быть выражена через объемную концентрацию  $s_0$ , представляющую собой отношение объема твердых частиц в плотном теле к объему гидросмеси:

$$\rho_{\text{см}} = \rho_{\text{в}} + s_0 (\rho_{\text{т}} - \rho_{\text{в}}) \quad (1.6)$$

или через массовую концентрацию  $s_{\text{м}}$ , представляющую собой отношение массы твердого вещества к массе всего объема гидросмеси:

$$\rho_{\text{см}} (1 - s_{\text{м}} + s_{\text{м}} \rho_{\text{в}}/\rho_{\text{т}}) = \rho_{\text{в}}. \quad (1.7)$$

С учетом формул (1.6) и (1.7) соотношение компонентов Т/Ж (по массе или объему) выражается следующей зависимостью:

$$T/Ж = s_0 / (1 - s_0). \quad (1.8)$$

Поскольку каолин обычно имеет влажность  $\omega$  (%), то для него

$$T/Ж = (\rho_{\text{см}} - 1) / (1 - 0,4 \rho_{\text{см}} - 0,005 \rho_{\text{см}} \omega). \quad (1.9)$$

Плотность содовой суспензии с учетом наличия в ней насыщенного раствора плотностью 1,36 г/см<sup>3</sup>

$$\rho_{\text{см}} = 1,36 (T/Ж + 1) / (1,234 + 0,525 T/Ж). \quad (1.10)$$

Плотность щелокосульфатных смесей, приготовленных на основе щелока плотностью  $\rho_{щ} < 1,28 \text{ г/см}^3$ , определяется по формуле

$$\rho_{см} = 344 / (300 - 1,72 T/Ж). \quad (1.11)$$

При использовании щелоков плотностью  $\rho_{щ} > 1,28 \text{ г/см}^3$

$$\rho_{см} = 267 \rho_{щ} / [267 - (2,67 - \rho_{щ}) (T/Ж)]. \quad (1.12)$$

Соотношение между плотностью  $\rho_{см}$  ( $\text{кг/м}^3$ ) и концентрацией смеси  $s_1$  ( $\text{г/л}$ ) глинозема в суспензии определяется по эмпирической зависимости:

$$s_1 = 1300 \rho_{см} (\rho_{с} - 1) / (0,39 + 0,3 \rho_{см}). \quad (1.13)$$

Так, плотность,  $\text{кг/м}^3$ ,

суспензии каолина	$\rho_{см}$
( $\rho_T = 2630 \text{ кг/м}^3$ ; $s_M = 0,33$ ) . . . . .	1580
щелоко-сульфатной суспензии	
( $\rho_T = 2670 \dots 1690 \text{ кг/м}^3$ ; $s_M = 0,7$ ) . . . . .	1880
смеси ураносодержащих песков	
( $\rho_T = 2700 \text{ кг/м}^3$ ; $s_M = 0,5$ ) . . . . .	1400

Плотность сапропелей и илов, содержащих 4% твердых частиц и 96% воды, составляет  $1050 \text{ кг/м}^3$ , а при 12% твердых частиц и 88% воды —  $1200 \text{ кг/м}^3$ .

### 1.3. Сжимаемость

Способность жидкости обратимым образом изменять свой объем под действием всестороннего внешнего давления называется *сжимаемостью*. Сжимаемость характеризуется коэффициентом объемного сжатия

$$\beta_p = \Delta \rho / (\rho \Delta p) = - \Delta V / (V \Delta p). \quad (1.14)$$

Величина, обратная коэффициенту объемного сжатия, называется модулем объемной упругости жидкости:

$$E_{ж} = 1 / \beta_p = \rho \Delta p / \Delta \rho. \quad (1.15)$$

Модуль объемной упругости существенно зависит от количества газа, содержащегося в жидкости:

$$E_o / E_{ж} = 1 + \Phi_o p_a E_o / p^2 = 1 + \Phi_{мас} \gamma RT E_o / p^2, \quad (1.16)$$

где  $\Phi_o$  и  $\Phi_{мас}$  — объемное и массовое содержание нерастворенного газа в жидкости;  $p$  — давление в жидкости;  $p_a$  — атмосферное давление;  $E_o$  — модуль объемной упругости чистой жидкости, не содержащей нерастворенного газа.

Отношения  $E_o / E_{ж}$  для воды с воздухом приведены в табл. 1.1.

Ниже приведены средние значения коэффициента объемного сжатия воды ( $\text{Па}^{-1}$ ) при температуре 15—20°C в зависимости от давления  $p$  (МПа):

0,1—5 0 . . . . .	49·10 <sup>-11</sup>
100—150 . . . . .	37·10 <sup>-11</sup>
250—300 . . . . .	27·10 <sup>-11</sup>

Таблица 1.1. Отношения  $E_{\text{ж}}/E_{\text{ж}}$  для воды с нерастворенным воздухом

$\Phi_0, \%$	Давление $p$ , МПа			
	0,2	0,5	1	2
0,1	6	1,8	1,2	1,05
0,5	26	5,0	2,0	1,25
1,0	51	9,0	3,0	1,50
1,5	76	13,0	4,0	1,75

Тепловое расширение представляет собой изменение объема тел при нагревании. Величина теплового расширения характеризуется температурным коэффициентом объемного расширения  $\beta_t$ , который равен приращению единицы объема тела при нагревании на  $1^\circ\text{C}$ :

$$\beta_t = \Delta V / (V \Delta t) = - \Delta \rho / (\rho \Delta t). \quad (1.17)$$

В обычных условиях температурный коэффициент объемного расширения воды  $\beta_t = 15...40 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  (при  $10...40^\circ\text{C}$ ), льда  $\beta_t = 50,7 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$  (при  $-10...0 \text{ }^\circ\text{C}$ ).

#### 1.4. Вязкость

Различают три состояния тел: упругое, вязкое и пластичное.

При действии на упругое тело внешней тангенциальной силы оно испытывает деформацию сдвига, пропорциональную величине действующей силы. Деформация сдвига исчезает после прекращения действия силы.

Вязкое тело под действием внешней силы деформируется, причем деформация увеличивается во времени. В результате происходят необратимые смещения отдельных частиц тела относительно друг друга.

Пластичное тело занимает промежуточное положение между вязким и упругим телами. Под действием малых по величине внешних сил наблюдаются упругие обратимые деформации пластичного тела. После достижения предельных по величине внешних сил пластичное тело испытывает необратимые деформации, увеличивающиеся со временем.

*Вязкость* — свойство жидкости оказывать сопротивление относительному движению (сдвигу) ее частиц.

Все жидкости подразделяются на три вида: однородные (ньютоновские), структурные и неоднородные (неньютоновские).

Для однородных (ньютоновских) жидкостей справедлив закон Ньютона (1.18) о внутреннем трении в жидкостях. Вязкость этих жидкостей оценивается *динамическим коэффициентом вязкости*  $\eta$  — коэффициентом пропорциональности, входящим в выражение закона трения *Ньютона*:

$$\tau = \eta \, du/dn, \quad (1.18)$$

где  $\tau$  — касательное напряжение на элементарной площадке, лежащей на поверхности соприкасающихся слоев движущейся жидкости;  $du/dn$  — производная скорости  $u$  по нормали  $n$  к рассматриваемым слоям жидкости;  $\eta$  — измеряется в Па·с (Н·с/м<sup>2</sup>).

Отношение динамического коэффициента вязкости к плотности жидкости называется *кинематическим коэффициентом вязкости* и измеряется в м<sup>2</sup>/с:

$$\nu = \eta/\rho. \quad (1.19)$$

В качестве единицы измерения кинематического коэффициента вязкости принимают 1 м<sup>2</sup>/с (1 м<sup>2</sup>/с = 10<sup>4</sup> Ст). Нередко коэффициент вязкости  $\eta$  измеряется в пуазах (П) или сантипуазах (сП) (1 П = 100 сП = 0,1 Па·с).

С повышением температуры вязкость уменьшается (ГСССД 6—78). Наблюдаются следующие изменения динамической вязкости в зависимости от температуры:

$t, ^\circ\text{C}$ . . . . .	0	5	10	15	20	30	35
$\eta, 10^{-3}$ Па·с . . . . .	1,797	1,523	1,301	1,138	1,007	0,80	0,723

С повышением содержания растворенных солей динамическая вязкость увеличивается, поэтому вязкость морской воды больше, чем речной:

Солесодержание по иону Cl <sup>-</sup> / г/л . . . . .	0	4	8	12	16	20
$\eta$ при 20°C, 10 <sup>-3</sup> Па·с . . . . .	1,007	1,021	1,035	1,052	1,068	1,085

Для чистой пресной воды зависимость вязкости  $\nu$  (м<sup>2</sup>/с) от температуры может быть выражена по формуле

$$\nu = 1775 \cdot 10^{-9} / (1 + 0,0337 t + 0,000221 t^2) \approx \nu_0 (1 + 0,0158 t)^{-2}, \quad (1.20)$$

где  $t$  — температура, °C;  $\nu_0$  — вязкость воды при 0°C, равная  $179 \cdot 10^{-8}$  м<sup>2</sup>/с.

Давление оказывает особое воздействие на абсолютную вязкость воды. При умеренном давлении и низкой температуре вода становится менее вязкой, чем другие жидкости; происходит разрушение молекулярной структуры воды. Если давление увеличивать, вода примет структуру жидкости, на которую внешнее воздействие не оказывает влияния; в этом случае по общим законам вязкость воды возрастает с повышением давления (ГСССД 6—78).

Жидкость, в которой взвешено большое количество мелких твердых частиц, будет обладать эффективной вязкостью  $\eta$ , отличной от вязкости основной жидкости  $\eta_0$ :

$$\eta = \eta_0 (1 + 2,5 s + 98 s^{1,5}), \quad (1.21)$$

где  $s$  — консистенция гидросмеси, т. е. долевое содержание в ней твердых частиц: отношение мутности смеси к плотности мелкодисперсной фазы.

Кинематическая вязкость водного потока, насыщенного взвешенными частицами (60% частиц размером менее 0,05 мм и 0,5% — более 0,25 мм), увеличивается в зависимости от содержания взвеси  $B$  (г/л) в  $\beta$  раз:

$\beta$ . . . . .	1,0	1,05	1,11	1,18	1,32	1,48	1,95	2,82	4,46	8,9	56
$B$ . . . . .	3,16	10	31,6	100	250	316	400	500	630	800	1000

Практическая вязкость взвешенного шлама водопроводных отстойников составляет 1,1—1,3 мм<sup>2</sup>/с. Вязкость бытовых сточных вод  $\nu$ , см<sup>2</sup>/с, содержащих  $B \leq 600$  мг/л взвешенных веществ, из которых 70—80% — органические при температуре  $t$  от 2 до 25°C может быть определена по формуле Н. Ф. Федорова

$$\nu = \nu_B + 0,0002 B t^{-2}, \quad (1.22)$$

где  $\nu_B$  — кинематический коэффициент вязкости пресной воды.

В табл. 1.2 приведены значения коэффициента динамической вязкости некоторых растворов.

В табл. 1.3 приведены плотность, модуль объемной сжимаемости и кинематическая вязкость для некоторых жидкостей при температуре 20°C.

Таблица 1.2. Значения коэффициента динамической вязкости некоторых растворов, сП (10<sup>3</sup> Па·с)

$t, ^\circ\text{C}$	Количество растворенных веществ, мг/см <sup>3</sup>			
	хлористого натрия 256,95	сернистого натрия 111,20	сернистого калия 109,62	щавелевой кислоты 85,52
20	1,835	1,410	1,136	1,193
30	1,471	1,124	0,934	0,951
40	1,211	0,922	0,771	0,780
50	1,020	0,822	0,648	0,654
60	0,877	0,735	0,571	0,561
70	0,767	0,659	0,501	0,489
80	0,681	—	—	0,430
90	0,634	—	0,403	0,382

Таблица 1.3. Плотность  $\rho$ , модуль объемной сжимаемости  $E_{ж}$  и кинематический коэффициент вязкости  $\nu$  для некоторых жидкостей

Жидкость	$\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	$E_{ж}$ , 10 <sup>-2</sup> МПа	$\nu$ , 10 <sup>8</sup> м <sup>2</sup> /с
Бензин	767	13	90
Бензол	880	11	74
Вода	1000	21	130
Глицерин	1265	44	119
Керосин	793	14	250
Масло АМГ-10*	847	14	1000
Масло вазелиновое*	800	13	600
Масло индустриальное	930	14	2000
Ртуть	13 500	27	11

\*При температуре 50°C.

Осадки сточных вод при определенных условиях, в случае их тонкодисперсности, в состоянии покоя приобретают студнеобразную структуру и называются гелями. Для нарушения структуры геля нужно приложить некоторое начальное усилие. Гели, как и другие дисперсные системы — цементные, глинистые и меловые растворы, многие парафинистые нефти вблизи температуры их застывания, некоторые смазочные масла при отрицательных температурах, разнообразные коллоидные растворы (например, белок, крахмал, клей), нефтяные эмульсии (смеси с водой), суспензии (шламы, гидроторф, озерный ил, бумажная масса), битумы, молочные продукты и т. д., относятся к *аномальным* (или *структурным*) жидкостям.

Наиболее полно деформационное поведение аномальных жидкостей описывается формулой Шведова — Бингама:

$$\tau = \tau_0 + \eta_* du/dn, \quad (1.23)$$

где  $\tau$  — касательное напряжение;  $\tau_0$  — начальное напряжение сдвига, после достижения которого жидкость приходит в движение;  $\eta_*$  — коэффициент структурной вязкости.

Величина  $\tau_0$  в сильной степени зависит от времени нахождения аномальной жидкости в покое. Обычно под начальным напряжением понимают динамическое напряжение, проявляющееся при движении неньютоновской жидкости.

Вязкость аномальных жидкостей, входящую в формулу Ньютона (1.18), называют пластической (или кажущейся) вязкостью —  $\eta_{пл}$ .

Для цементного раствора коэффициент структурной вязкости (Па·с) может быть найден через водоцементное отношение (В/Ц) по следующей формуле

$$\eta_* = 1,2[1 + 1,49(В/Ц)^{-5,77}] \cdot 10^{-3}. \quad (1.24)$$

Начальное напряжение сдвига также зависит от В/Ц и составляет:

В/Ц . . . . .	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
$\tau_0$ , Н/м <sup>2</sup> . . . . .	1070	140	32,9	10,4	2,54

Для морского ила с влажностью 83,3% и  $t = 18,4^\circ\text{C}$  коэффициент  $\eta_* = 0,0364$  Па·с и  $\tau_0 = 14,8$  Н/м<sup>2</sup>.

Вязкость некоторых растворов приведена в табл. 1.4.

Зависимость вязкости и начального напряжения сдвига осадка сточных вод от влажности представлена в табл. 1.5.

Пластифицирующие добавки, вводимые в бетонную смесь при ее затворении, увеличивают пластичность цементного теста. Так, добавка 0,25% порошка сульфитно-спиртовой барды уменьшает  $\eta^*$  на 33% и  $\tau_0$  на 55%. Для изменения реологических характеристик структурированных гидросмесей применяют поверхностно-активные вещества. Так, добавление 1% сульфитного щелока уменьшает величину  $\tau_0$ .

Таблица 1.4. Вязкость некоторых растворов

Виды растворов	$\eta_*$ , Па·с	$\tau_0$ , Н/м <sup>2</sup>
Цементный (тесто)	0,3	130—145
Известковый (тесто)	0,36—0,4	170—220
Глиняный (тесто)	0,5—0,55	330—400
Цементно-песчаный:		
1:1	0,32	150
1:3	0,21—0,22	50—70
Известково-песчаный 1:2	0,28—0,33	100—120
Смешанный:		
1:1:6	0,24—0,26	75—100
1:1:2	0,32	150
Глинистая гидросмесь, $\rho=1085$ кг/м <sup>3</sup>	0,005—0,035	10—50
Меловая гидросмесь влажностью 36—41%	0,6—3,1	20
Глинисто-меловая смесь:		
1:3	9—17	25
1:4	20—25	25—40
Промывочная жидкость при бурении (частиц более 10 мм — 15%, меньше 1 мм — до 50%)	3,5—5	10
Водо-угольная смесь класса 0—0,5 мм (менее 0,04 мм — 65%) с $s=0,32$	0,088	13,5
Содовая суспензия с $s=0,2$	0,12	14,5
Кормовая смесь (комбикорма 60%, сахарной свеклы 40%), $\rho=1050$ кг/м <sup>3</sup>	0,66	7

Таблица 1.5. Зависимость вязкости и начального напряжения сдвига осадка сточных вод от влажности

Параметр	Влажность, %						
	97	95	92	90	85	80	75
$\tau_0$ , Н/м <sup>2</sup>	2	2,5	5	10	34	—	—
$\eta_*$ , Па·с	0,02	0,023	0,035	0,045	0,20	5,8	12,6

водо-угольной смеси более чем на 50%. При добавлении триполифосфата натрия и гексаметафосфата в количестве 0,7—1,0 г/л в гидросмесь ферросилиция при  $s=0,3...0,45$  величина  $\tau_0$  уменьшается на 20...50%, а  $\eta_*$  — на 12...30%.

Поведение многих неоднородных (неньютоновских) жидкостей в определенном диапазоне скоростей сдвига описывается законом Освальда де Виле:

$$\tau = k (du/dr)^n, \quad (1.25)$$

где  $\tau$  — напряжение сдвига;  $du/dr$  — скорость сдвига;  $n$  — индекс течения;  $k$  — консистентная постоянная.

### 1.5. Воздухо- и газосодержание

В воде обычно содержатся растворенные газы: кислород, азот, углекислота, сероводород, метан и т. д. Количество газа, растворенного в воде, зависит от ее температуры, парциального давления газов  $p_*$  и концентрации в ней солей. Под парциальным давле-

нием понимают часть общего давления в газовой смеси, обусловленную данным газом.

Для определения парциального давления воздуха нужно из общего давления газов над водой вычесть давление водяного пара при данной температуре.

Растворимость газа в жидкости подчиняется закону Генри, по которому количество газа, способного раствориться, пропорционально коэффициенту растворимости  $\alpha$  каждого газа, концентрации  $s_r$  газа в газовой фазе и общему давлению  $p$  газовой фазы над водой. Объем растворяющегося газа равен:  $V = \alpha s_r p$ .

Растворимость газа обычно выражается коэффициентом Бунзена  $\alpha$ , т. е. объемом газа в миллилитрах (при 0°C и 101323 Па), растворенного в 1 мл растворителя при данной температуре и давлении этого газа над жидкостью, равном 101323 Па. Умножая коэффициент Бунзена  $\alpha$  на плотность газа при 0°C, получим количество растворенного газа в массовых единицах при данном давлении.

Массовое количество растворенного газа изменяется пропорционально давлению жидкости, оставаясь по объему практически неизменным.

Ангидриды ( $\text{CO}_2$ ,  $\text{SO}_2$ ) и различные кислоты ( $\text{HCl}$ ), растворяясь в воде, вступают в реакцию с ней. Коэффициент растворимости таких соединений намного выше, чем у многих других газов:

	$\text{N}_2$	$\text{O}_2$	$\text{CO}_2$	$\text{H}_2\text{S}$
Коэффициент растворимости при 10°C	0,018	0,038	0,194	3,39
Растворимость чистых газов, мг/л, при $t=10^\circ\text{C}$ и $p=0,1$ МПа . . . . .	23,2	54,3	2318	5112

Растворимость газов в растворах солей уменьшается с увеличением концентрации соли согласно уравнению Сеченова:

$$N' = N \cdot 10^{-ks_3}, \quad (1.26)$$

где  $N'$  и  $N$  — содержание газа в минерализованной и чистой воде;  $s_3$  — концентрация соли в растворе, выраженная в эквивалентной форме (мг-экв/л);  $k$  — коэффициент Сеченова (высаливания), зависящий от природы газа и растворенной соли, температуры и давления.

В табл. 1.6 приведены пределы насыщения воды кислородом в зависимости от ее температуры.

Парциальное давление кислорода в воздухе составляет 20,2 кПа, а двуокиси углерода — 26,66 Па. Кислород более раство-

Таблица 1.6. Предел насыщения воды кислородом (мг/л) при давлении воздуха 101 323 Па

Вид воды	$t, ^\circ\text{C}$						
	0	5	10	15	20	25	30
Пресная	14,6	12,8	11,3	10,2	9,2	8,4	7,6
Морская	11,3	10,0	9,0	8,1	7,4	6,7	6,1

рим, чем азот; экстрагируемые из воды растворенные газы богаче кислородом, чем исходный воздух. Если в атмосфере азота (по объему) больше, чем кислорода в 4 раза, то в океане — только в 2 раза. Так, при 25 °С в 1 л воды может раствориться до 4,9 см<sup>3</sup> кислорода и 9,1 см<sup>3</sup> азота, при 15 °С соответственно — 5,8 и 10,6 см<sup>3</sup>, при 5 °С — 7,1 и 12,7 см<sup>3</sup>. В высоких широтах газов поглощается больше, чем в южных.

### 1.6. Поверхностное натяжение

В поверхностных слоях на границе любых двух соприкасающихся тел сосредоточен избыток энергии — так называемая поверхностная энергия, пропорциональная площади поверхности. Избыток свободной энергии на 1 см<sup>2</sup> поверхностного слоя называется *поверхностным натяжением* и возникает за счет работы, затрачиваемой на образование 1 см<sup>2</sup> поверхностного слоя. Вследствие этого поверхность жидкости как бы образована пленкой, стремящейся сократиться. Поверхностное натяжение можно рассматривать и как силу, действующую на единицу длины линии, ограничивающей поверхность, перпендикулярно к ней и по касательной к поверхности, в сторону ее сокращения.

Вследствие поверхностного натяжения жидкость, имеющая криволинейную поверхность, испытывает дополнительное усилие, увеличивающее или уменьшающее давление в жидкости на величину, определяемую по формуле Лапласа

$$p_{\text{пов}} = \sigma (1/r_1 + 1/r_2), \quad (1.27)$$

где  $\sigma$  — коэффициент поверхностного натяжения, Н/м;  $r_1$  и  $r_2$  — главные радиусы рассматриваемого элемента поверхности.

Коэффициенты поверхностного натяжения  $\sigma$  (Н/м) некоторых жидкостей при температуре 20 °С приведены ниже:

вода . . . . .	0,073	масла и нефть . . . . .	0,025—0,031
бензол . . . . .	0,029	ртуть . . . . .	0,49
глицерин . . . . .	0,065	спирт . . . . .	0,0225
мыльная вода . . . . .	0,04	аммиак . . . . .	0,042

Давление при выпуклой поверхности жидкости увеличивается, а при вогнутой — уменьшается. Особенно сильно поверхностное натяжение проявляется в трубках весьма малого диаметра, высота капиллярного поднятия в которых определяется по формуле.

$$h_{\text{пов}} = 2 \sigma / (\rho g r). \quad (1.28)$$

Поверхностное натяжение обеспечивает подъем уровня воды в капиллярной трубке диаметром 0,1 мм на 15 см при 18 °С. С поверхностным натяжением связан ряд физических поверхностных явлений:

смачивание, как результата молекулярного взаимодействия между жидкостью и твердым телом, вследствие чего поверхностная энергия системы уменьшается;

образование небольших капель и мыльных пузырей шарообразной формы, при котором величина поверхностной энергии или свободной поверхности минимальна;

сцепление (когезия) и прилипание (адгезия);

распыление жидкости и конденсация.

С изменением состава поверхностного слоя, сопровождающим-ся уменьшением поверхностной энергии, связана адсорбция. Это используется, например, при флотации, для повышения устойчивости дисперсных систем и др. Поверхностное натяжение является фактором, характеризующим процесс флотации, т. е. способности дисперсных частиц всплывать вместе с пузырьками воздуха.

Так, поверхностное натяжение сточных вод мясокомбинатов в пределах 60—66 мН/м наиболее благоприятно для флотации. При  $\sigma > 66$  мН/м процесс флотации затихает, а при  $\sigma = 55$  мН/м наблюдается бурное пенообразование.

Зависимость коэффициента поверхностного натяжения от температуры может быть представлена в следующем виде:

$$\sigma = \sigma_0 - \beta t, \quad (1.29)$$

где  $\sigma_0$  — коэффициент поверхностного натяжения при соприкосновении с воздухом при  $t = 0^\circ\text{C}$ ; для воды  $\sigma_0 = 0,076$  Н/м,  $\beta = 0,00015$  Н/(м·°C).

Коэффициент поверхностного натяжения воды при  $100^\circ\text{C}$  составляет 0,0525 Н/м.

При растворении какого-либо вещества в жидкости ее поверхностное натяжение, как правило, изменяется. Добавление растворенных солей обычно увеличивает поверхностное натяжение для водного раствора NaCl с концентрацией соли 1 моль/л при  $18^\circ\text{C}$  ( $\sigma = 0,0746$  Н/м).

Вещества, вызывающие резкое понижение поверхностного натяжения, называются поверхностно-активными (ПАВ); они широко применяются при флотации, приготовлении различных эмульсий и т. д. Например, для водного раствора, содержащего 60 г пропилового спирта в 1 л, поверхностное натяжение равно 42,3, а для чистой воды — 72 мН/м.

Органические вещества (например жирные кислоты, спирты, мыла, протеины, кетоны) весьма значительно понижают поверхностное натяжение воды. Вещества, понижающие поверхностное натяжение, адсорбируются поверхностным слоем, т. е. сосредотачиваются в нем в большей концентрации, чем в остальном объеме раствора, и тем самым еще сильнее снижают поверхностное натяжение. Вещества же, повышающие поверхностное натяжение (например, неорганические соли), обладают отрицательной адсорбцией, т. е. в поверхностном слое они концентрируются меньше, чем в объеме раствора; поэтому влияние их на поверхностное натяжение незначительно.

ПАВ

Глава вторая  
**ГИДРОСТАТИЧЕСКОЕ ДАВЛЕНИЕ**

**2.1. Абсолютное и манометрическое давления. Измерение давлений**

*Абсолютное*, или полное, *давление* представляет собой силу, действующую по нормали к поверхности тела и отнесенную к единице площади этой поверхности.

Давление, избыточное над поверхностным ( $p_0$ ), называется избыточным ( $p_{изб}$ ). Давление, избыточное над атмосферным ( $p_a$ ), называют манометрическим ( $p_m$ ). Недостаток давления до величины атмосферного называется вакуумметрическим давлением, или просто *вакуумом* ( $p_{вак}$ ). Эти давления связаны с абсолютным, или полным ( $p$ ) давлением следующими зависимостями:

$$p = p_0 + p_{изб} = p_a + p_m; \quad (2.1)$$

$$p = p_a - p_{вак}. \quad (2.2)$$

Гидростатическое давление выражается: в технической системе — в кгс/см<sup>2</sup> или кгс/м<sup>2</sup>, в системе СИ — в Па (1 Па = 1Н/м<sup>2</sup> = = 0,102 кгс/м<sup>2</sup>); оно может быть выражено также высотой столба жидкости, при это 1 Па = 0,102 мм вод. ст. = 0,0075 мм рт. ст.

*Атмосферное давление* называют также барометрическим давлением.

Ниже указаны значения давления воздуха на разных высотах, причем за плоскость отсчета высот взят уровень моря, и для этого уровня приняты температура  $t = 15$  °С, плотность  $\rho_0 = 1,225$  кг/м<sup>3</sup>:

Высота над уровнем моря, м	0	100	200	300	400	500	600	800	1000	1500	2000
Атмосферное давление, кПа	101	100	99	97,5	96,5	95	94	92	90	84,5	80

Для тропосферы (до 11000 м) давление изменяется по закону

$$p = p_0 (1 - h/44\,300)^{5,256}, \quad (2.3)$$

где  $h$  — выражено в метрах.

Максимальное значение вакуума соответствует абсолютному давлению, равному давлению парообразования  $p_s$ , определяемому для воды по формуле

$$p_s = p_a (t/t_a)^4 = (0,01 t)^4 p_a. \quad (2.4)$$

Ниже приведена зависимость давления парообразования (насыщения) от температуры для воды:

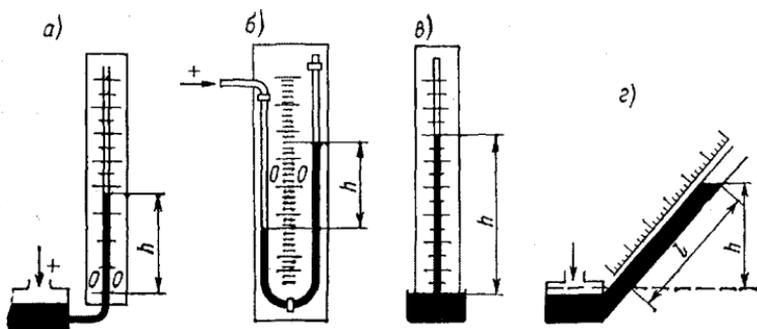


Рис. 2.1. Схемы жидкостных манометрических приборов  
 а — манометр однострубный; б — то же, U-образный двухтрубный; в — барометр ртутный; г — микроманометр с наклонной трубкой

Температура воды, °С	-30	-20	-10	0	5	10	20	30
Давление паров, Па	50,5	125,6	279,6	613	883	1179	2335	4240
Температура воды, °С	40	50	60	70	80	90	100	
Давление паров, Па	7360	12320	19800	31100	47300	70000	101000	

Манометрическое давление измеряется манометрами или пьезометрами, вакуум — вакуумметрами. Приборы, измеряющие давление и вакуум, называются мановакуумметрами.

В жидкостных приборах (рис. 2.1) измеряемое давление уравновешивается давлением столба жидкости. При этом для измерения малых давлений или разрежений применяются жидкостные микроманометры с наклонной трубкой. Наклонное положение трубки повышает точность измерения, так как при одном и том же давлении и разности уровней  $h$  длина столба жидкости в трубке  $l$  увеличивается при уменьшении угла наклона к горизонтали.

В пружинных манометрах в качестве чувствительного элемента используют различные пружины и мембраны. Наиболее точными приборами для измерения давления являются поршневые манометры.

## 2.2. Давление жидкости на плоские фигуры

Сила давления жидкости на плоскую стенку равна произведению площади фигуры  $\omega$  на гидростатическое давление  $p_c$  в ее центре тяжести (рис. 2.2):

$$P = p_c \omega = \gamma h_c \omega, \quad (2.5)$$

где  $h_c$  — глубина погружения центра тяжести площади фигуры под свободную поверхность.

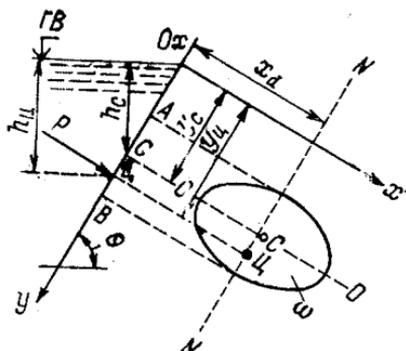


Рис. 2.2. Расчетная схема давления жидкости на плоскую фигуру

где  $I_0$  — момент инерции площади  $\omega$  относительно горизонтальной оси  $OO$ , лежащей в плоскости фигуры и проходящей через ее центр тяжести;  $\theta$  — угол наклона боковой стенки к горизонту.

Если  $\omega$  имеет правильную форму и ее ось симметрии служит линия  $NN$  (рис. 2.2), то центр давления лежит на этой оси и определяется одной координатой  $y_{ц}$ .

Сила полного давления с учетом давления внешней среды на свободную поверхность  $p_0$ , передаваемого жидкостью на фигуру, определяется по формуле

$$P_{п} = (p_0 + \gamma h_c) \omega. \quad (2.9)$$

Фигуру, находящуюся на глубине  $y_0$  от свободной поверхности (табл. 2.1), можно свести к случаю, когда верхняя кромка фигуры совпадает с поверхностью жидкости. При этом давление слоя жидкости выше этого горизонта заменяется давлением внешней среды. Положения центра давления относительно центра тяжести ( $y_{ц} - y_c = e$ ) для этого случая при  $\theta = 90^\circ$  приведены в последней графе табл. 2.1 ( $y_c = h_c$  и  $y_0 = h_0$ ). Моменты инерции  $I_0$  выражены относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести  $C$ .

Момент силы давления жидкости относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести фигуры, равен  $\gamma V_0$ . Графическое изображение изменения гидростатического давления в зависимости от глубины вдоль какой-либо плоской стенки называется эпюрой давления (рис. 2.3). Объем эпюры давления равен силе давления жидкости на данную стенку.

Распределение  $n$  ригелей плоского щитового затвора (рис. 2.3) из условия равенства давлений  $h_i$  на каждый ригель отвечает формуле

$$h_i/H = (2/3) (1/\sqrt{n+m}) [(i+m)^{1.5} - (i+m-1)^{1.5}], \quad (2.10)$$

где  $n/m = (H/h_0)^2 - 1$ ;  $n$  — число ригелей;  $i$  — порядковый номер ригеля;  $h_0$  — расстояние первого ригеля от уровня воды.

Точка приложения силы  $P$  (точка  $\Pi$ ) называется центром давления. Местоположение точки  $\Pi$  определяется координатами:

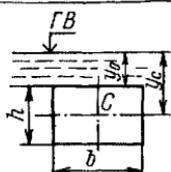
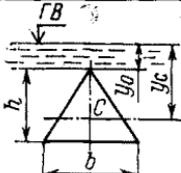
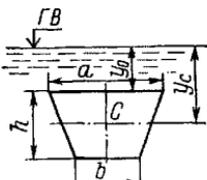
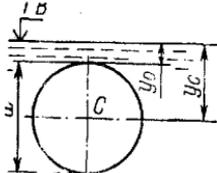
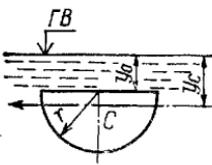
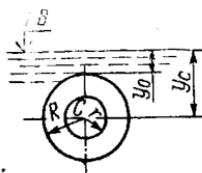
$$y_{ц} = y_c + I_0 / (y_c \omega) \quad (2.6)$$

или

$$h_{ц} = h_c + I_0 \sin^2 \theta / (h_c \omega), \quad (2.7)$$

$$x_{ц} = \int y x d\omega / (y_c \omega), \quad (2.8)$$

Таблица 2.1. Моменты инерции  $I_0$ , координаты центра тяжести  $y_C$ , центра давления  $y_D = y_C + e$  и площади  $\omega$  нескольких плоских фигур

Вид фигуры	$I_0$	$y_C$	$\omega$	$e$ при $y_0=0$
	$\frac{bh^3}{12}$	$y_0 + \frac{h}{2}$	$bh$	$\frac{h}{6}$
	$\frac{bh^3}{36}$	$y_0 + \frac{2}{3}h$	$\frac{bh}{2}$	$\frac{h}{12}$
	$\frac{h^3 (a^2 + 4ab + b^2)}{36(a+b)}$	$y_0 + \frac{h(a+2b)}{3(a+b)}$	$\frac{h(a+b)}{2}$	$\frac{h}{6} \times \frac{a^2 + 4ab + b^2}{(a+b)(a+2b)}$
	$\frac{\pi d^4}{64}$	$y_0 + \frac{d}{2}$	$\frac{\pi d^2}{4}$	$\frac{d}{8}$
	$\frac{9\pi^2 - 64}{72\pi} r^4$	$y_0 + \frac{4r}{3\pi}$	$\frac{\pi r^2}{2}$	$\frac{1}{6} r$
	$\frac{\pi (R^4 - r^4)}{4}$	$y_0 + R$	$\pi (R^2 - r^2)$	$\frac{R^2 + r^2}{4R}$

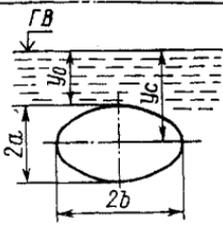
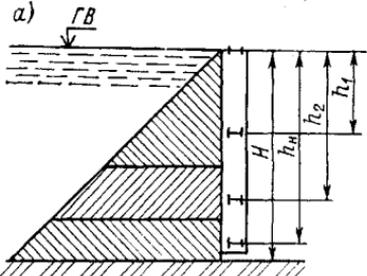
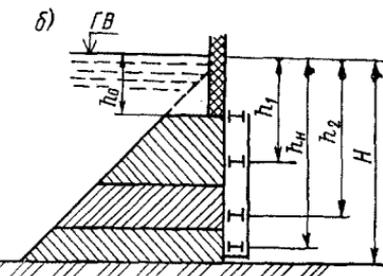
Вид фигуры	$I_0$	$y_c$	$\omega$	$e$ при $y_0=0$
	$\frac{\pi a^3 b}{4}$	$y_0 + a$	$\pi a b$	$\frac{a}{4}$
				
				

Рис. 2.3. Эпюра давления

*a* — верх щита совпадает со свободной поверхностью, *б* — верх щита находится на глубине  $h_0$  от свободной поверхности

### 2.3. Давление жидкости на криволинейные поверхности

Сила давления жидкости на криволинейную поверхность определяется по формуле:

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_y^2 + P_z^2}, \quad (2.11)$$

где  $P_x, P_y, P_z$  — проекции силы  $P$  на координатные оси  $Ox, Oy, Oz$ .

При направлении оси  $Oz$  по вертикали проекции силы по координатным осям равны:

$$P_x = \gamma h_{Cx} \omega_x; \quad P_y = \gamma h_{Cy} \omega_y; \quad P_z = \gamma W, \quad (2.12)$$

где  $\omega_x$  и  $\omega_y$  — площади проекций поверхности  $S$  на плоскости, нормальные осям  $Ox$  и  $Oy$ ;  $h_{Cx}$  и  $h_{Cy}$  — глубины погружения центров тяжести площадей  $\omega_x$  и  $\omega_y$ ;  $W$  — объем тела давления, т. е. объем вертикального столба, опирающегося на заданную поверхность  $S$  и ограниченного сверху плоскостью свободной поверхности;  $\gamma W$  — вес жидкости в объеме тела давления.

Направление силы  $P$  определяется косинусами углов  $\alpha, \beta$  и  $\gamma$ , образуемых направлением  $P$  с осями  $Ox, Oy, Oz$ :

$$\cos \alpha = P_x / P; \quad \cos \beta = P_y / P; \quad \cos \gamma = P_z / P. \quad (2.13)$$

Если криволинейная поверхность цилиндрическая, с постоян-

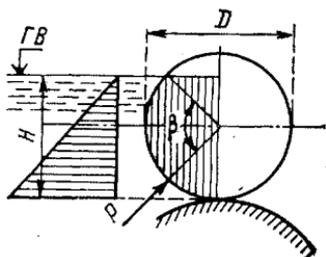


Рис. 2.4. К расчету давления на вальцовый затвор

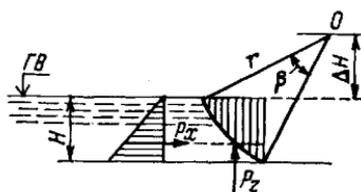


Рис. 2.5. К расчету давления на сегментный затвор

ным радиусом кривизны, то сила  $P$  будет проходить через центр радиуса кривизны этой поверхности.

**Вальцовый затвор (рис. 2.4).** Горизонтальная составляющая силы давления на ширину затвора  $b$

$$P_x = \gamma b H^2/2; \quad (2.14)$$

вертикальная составляющая описывается формулой

$$\begin{aligned} P_z &= 0,125 \gamma b D^2 [\pi \beta/180^\circ + (2H/D - 1) \cos(\beta - 90^\circ)] = \\ &= 0,125 \gamma b D^2 [\pi \beta/180^\circ + 2H/D (2H/D - 1) \sqrt{D/H - 1}] = \\ &= f(H/D) \gamma b D^2, \end{aligned} \quad (2.15)$$

а угол наклона силы  $P$  к горизонтальной линии  $\alpha = \text{arctg}(2f D^2/H^2)$   
Значения  $f(H/D)$  и  $\alpha$  следующие:

$H/D$ . . . . .	1,0	0,75	0,5	0,25	0,125
$f(H/D)$ . . . . .	0,393	0,311	0,196	0,0767	0,0265
$\alpha$ . . . . .	$38^\circ 10'$	$47^\circ 50'$	$57^\circ 30'$	$65^\circ 50'$	$73^\circ 35'$

**Сегментный затвор (рис. 2.5).** Горизонтальная составляющая силы давления определяется по формуле

$$P_x = \gamma b H^2/2, \quad (2.16)$$

где  $b$  — ширина затвора, а вертикальная составляющая

$$\begin{aligned} P_z &= \gamma b/2 [\pi r^2 \beta/180^\circ - \Delta H \sqrt{r^2 - \Delta H^2} - \\ &- (H - \Delta H) \sqrt{r^2 - (H - \Delta H)^2}]; \end{aligned} \quad (2.17)$$

здесь  $\Delta H$  берется со знаком «плюс», если центр вращения  $O$  находится выше горизонта воды, и со знаком «минус», если — ниже.

При  $r=H$  ( $\beta=90^\circ$ ) вертикальная составляющая и результирующая силы давления равны:

$$P_z = \gamma \pi H^2 b/4; \quad P = 0,931 \gamma b H^2; \quad (2.18)$$

угол наклона силы  $P$  к горизонту

$$\alpha = \arccos P_z/P = 32^\circ 30'. \quad (2.19)$$

## 2.4. Плавание тел

На тело, погруженное в жидкость, действует выталкивающая сила, называемая *архимедовой силой*  $P_B$ ; она направлена вверх и равна весу вытесненной телом жидкости. Объем жидкости  $W$ , вытесненной плавающим телом, называется *объемным водоизмещением*. Если вес тела  $G > P_B$ , тело тонет. При  $G = P_B$  тело плавает в погруженном состоянии. Если  $G < P_B$ , тело всплывает на поверхность жидкости.

Линия пересечения плоскости свободной поверхности жидкости с боковой поверхностью плавающего тела (в равновесном положении) называется *ватерлинией*. Площадь сечения тела плоскостью свободной поверхности (в равновесном положении ограничена ватерлинией) называется *площадью плоскости плавания*.

Линия, проходящая через центр водоизмещения  $\Pi$  (или центр давления) при равновесии тела и центр тяжести плавающего тела  $C$ , называется *осью плавания* (рис. 2.6, а).

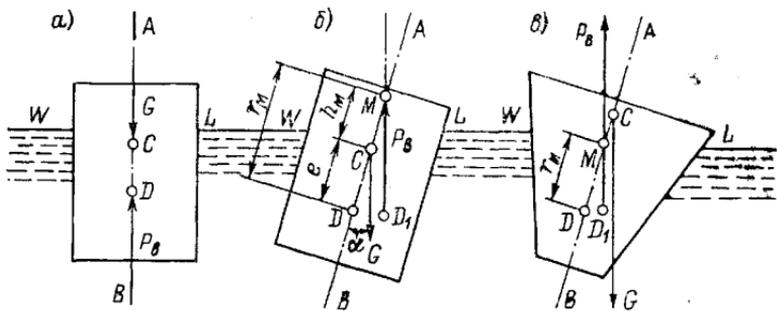


Рис. 2.6. К расчету плавания тел  
 а — равновесное положение тела; б — устойчивое положение; в — неустойчивое положение

Точка  $M$  пересечения оси плавания с вертикалью, проведенной через центр водоизмещения  $\Pi_1$  при крене тела на угол  $\alpha$ , называется *метацентром* (рис. 2.6, б).

На рис. 2.6 символом  $e$  обозначен эксцентриситет, т. е. расстояние от центра тяжести до центра водоизмещения,  $h_M$  — метацентрическая высота,  $r_M$  — метацентрический радиус.

Метацентрический радиус может быть вычислен по формуле

$$r_M = I/W, \quad (2.20)$$

где  $I$  — момент инерции площади плоскости плавания относительно горизонтальной продольной оси, проходящей через центр тяжести этой площади.

Метацентрическая высота определяется по формуле

$$h_M = r_M - e = I/W - e. \quad (2.21)$$

Если  $h_m > 0$  или  $r_m > e$ , то плавающее тело обладает устойчивостью, т. е. возвращается в состояние равновесия при крене. При  $h_m < 0$  и  $r_m < e$  равновесие тела неустойчиво.

## Глава третья ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ

### 3.1. Уравнение Бернулли, условия его применения.

#### Определение потерь напора

Уравнение Бернулли выражает закон сохранения энергии для потока реальной жидкости:

$$E_1 = E_2 + h_w, \quad (3.1)$$

где  $E_1$  и  $E_2$  — удельная энергия потока в начальном и конечном сечениях, т. е. механическая энергия потока, отнесенная к его весовому расходу;  $h_w$  — энергия, потерянная на пути движения потока от сечения 1—1 до сечения 2—2.

Если движение жидкости равномерное или близкое к равномерному (медленно изменяющееся), а живое сечение можно принять плоским, перпендикулярным осевой линии, и пренебречь составляющими скорости в этой плоскости сечения, то давление в живом сечении распределяется по гидростатическому закону:  $z + p/\gamma = \text{const}$  во всех точках живого сечения.

В данном случае формула (3.1) примет вид, широко применяемый в расчетах:

$$z_1 + p_1/\gamma + \alpha_1 v_1^2/(2g) = z_2 + p_2/\gamma + \alpha_2 v_2^2/(2g) + h_w, \quad (3.2)$$

здесь  $z$  — высота любой точки в живом сечении потока относительно плоскости сравнения (рис. 3.1);  $p/\gamma$  — приведенная или пьезометрическая высота гидродинамического давления (абсолютного или манометрического) в этой же точке, для которой взят отсчет  $z$ ;  $\alpha v^2/(2g)$  — скоростью напор;  $\alpha$  — коэффициент Кориолиса; индексы 1 относятся к параметрам потока в сечении 1—1, а индексы 2 — в сечении 2—2.

Величина коэффициента  $\alpha$  зависит от распределения скорости по сечению и определяется по формуле

$$\alpha = \frac{\int_{\omega} u^3 d\omega}{v^3 \omega} \approx 1 + 3 \frac{\int_{\omega} (u-v)^2 d\omega}{v^2 \omega}, \quad (3.3)$$

где  $u$  — местная скорость (скорость в любой точке) живого сечения  $\omega$ ;  $v$  — средняя скорость потока.

Обычно принимают  $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha$ . Потери напора, выраженные в уравнении Бернулли членом  $h_w$  делят на два вида:

потери, пропорциональные длине потока и обусловленные силами трения между жидкостью и стенками трубопровода, называемые *потерями напора по длине*  $h_d$ ;

потери, сосредоточенные на коротких участках потока и обусловленные изменением скорости потока по величине или по направлению, называемые *местными потерями напора*  $h_m$ .

Потери  $h_d$  определяют по формуле Дарси

$$h_d = \lambda l v^2 / (d_r \cdot 2g) = \zeta_d v^2 / (2g), \quad (3.4)$$

где  $l$  — длина участка трубы, на котором определяются потери  $h_d$ ;  $d_r$  гидравлический диаметр трубы или канала, равный  $d_r = 4R = 4\omega/\chi$  для круглоцилиндрической трубы  $d_r = d$ ;  $\chi$  — смоченный периметр;  $\lambda$  — коэффициент гидравлического трения, определяемый теоретическим или опытным путем;  $\zeta_d$  — коэффициент сопротивления по длине:

$$\zeta_d = \lambda l / d_r. \quad (3.5)$$

Потери напора по длине выражают также через расход  $Q$  по степенным формулам:

$$h_d = A l Q^2 = A' l Q^n = k l Q^n / d^m, \quad (3.6)$$

а также через модуль расхода или коэффициент Шези:

$$h_d = Q^2 l / (\omega^2 C^2 R) = Q^2 l / K^2, \quad (3.7)$$

где  $A$  — модуль удельного квадратичного сопротивления, т. е. сопротивления на единицу длины трубы;  $A'$  — то же, докватричного;  $k$  — коэффициент пропорциональности;  $K$  — *модуль расхода* (расходная характеристика):

$$K = \omega C \sqrt{R}, \quad (3.8)$$

$\omega$  и  $R$  — площадь и гидравлический радиус живого сечения потока;  $C$  — *коэффициент Шези*.

Значения модуля удельного сопротивления  $A$ , модуля расхода  $K$  и коэффициента гидравлического трения  $\lambda$  связаны между собой соотношением

$$A = 1/K^2 = \lambda / (2g \omega^2 d_r). \quad (3.9)$$

Местные потери напора выражаются по формуле Вейсбаха

$$h_m = \zeta_m v^2 / (2g) = s Q^2, \quad (3.10)$$

где  $\zeta_m$  — коэффициент местного сопротивления, отнесенный к тому сечению потока, протекающего через местное сопротивление, в котором берется средняя скорость  $v$ ;  $s$  — модуль местного сопротивления.

Потери напора  $h_w$  слагаются из потерь напора по длине и всех местных потерь напора:

$$h_w = \Sigma h_d + \Sigma h_m = \zeta_c v_m^2 / (2g), \quad (3.11)$$

где  $\zeta_c$  — коэффициент сопротивления системы:

$$\zeta_c = \sum_{i=1}^k \zeta_d (\omega_m / \omega_i)^2 + \sum_{i=1}^n \zeta_m (\omega_m / \omega_i)^2; \quad (3.12)$$

$i$  — номер участка или местного сопротивления;  $k$  — число участков;  $n$  — число местных сопротивлений;  $m$  — номер участка, которому соответствует скоростью напор  $v_m^2 / (2g)$  в формуле (3.11).

Если величина  $\Sigma h_m$  мала по сравнению с величиной  $\Sigma h_d$  и составляет

$$\Sigma h_m < (0,1 \dots 0,05) \Sigma h_d, \quad (3.13)$$

то такие трубы рассчитывают как гидравлически «длинные» и принимают

$$h_w = 1,05 \Sigma h_d. \quad (3.14)$$

Для водопроводных труб диаметром до 200—500 мм «длинный» трубопровод получается, когда его протяженность более 200—1000 м. В «коротких» трубопроводах, помимо потерь напора по длине  $h_d$ , учитывают также местные потери напора  $\Sigma h_m$ .

Линия, соединяющая вершины вертикальных отрезков, построенных в ряде живых сечений потока и равных гидродинамическому напору

$$H_d = z + p/\gamma + \alpha v^2/(2g), \quad (3.15)$$

называется *напорной* (или энергетической) *линией* (на рис. 3.1 линия  $EE$ ).

Геометрическое место вершин вертикальных отрезков, построенных в ряде живых сечений потока и равных пьезометрическому напору, определяемому по формуле

$$H_p = z + p/\gamma, \quad (3.16)$$

представляет собой *пьезометрическую линию* (на рис. 3.1 линия  $pp$ ). Напорная линия всегда падает, а пьезометрическая может опускаться и подниматься (по направлению потока). Подъем линии должен быть в местах увеличения площадей поперечных сечений потока, где скорость уменьшается, а давление увеличивается.

В качестве примера на рис. 3.2 построены напорная и пьезометрическая линии. Для их построения должны быть вычислены потери напора на всех пяти участках длины трубопровода  $h_{d1}$  и  $h_{m1}$  всех местных сопротивлений. Целесообразно вести построение напорной линии  $EE$  от начального сечения трубопровода (от входа в него); эта линия начинается на свободной поверхности жидкости в водоеме и сразу вертикально опускается на величину потерь на входе  $h_{вх}$ .

На длине первого участка трубопровода напорная линия постепенно опускается на величину  $h_{d1}$  — потерь напора по его длине. На границе между первым и вторым участками величина вертикального скачка равна потерям напора на первом повороте. Дальнейшее построение линии  $EE$  видно из чертежа и пояснений не требует. Для жидкости в водоеме напорная и пьезометрическая линии совпадают с уровнем горизонта жидкости в водоеме.

Пьезометрическая линия  $pp$  располагается вдоль трубопровода ниже напорной на величину отрезков, равных  $\alpha v^2/(2g)$ . Давление

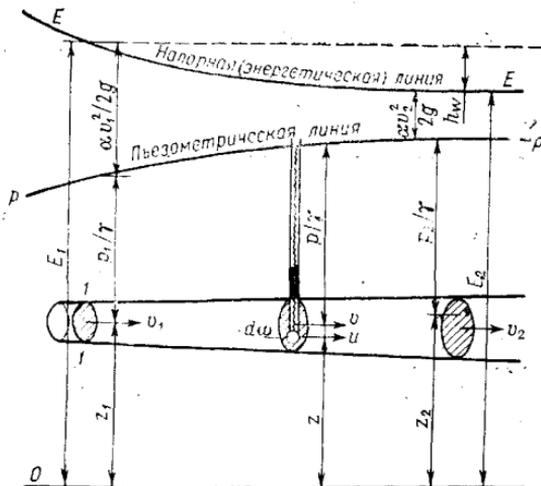
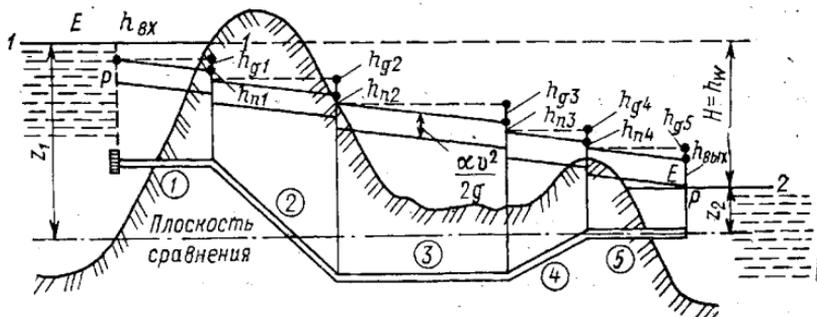


Рис. 3.1. Геометрическая интерпретация уравнения Бернулли

Рис. 3.2. Построение напорной и пьезометрической линий для самотечного трубопровода



В выходном сечении трубопровода определяется столбом жидкости высотой  $z_2$ . При истечении в атмосферу пьезометрическая линия всегда проходит через центр выходного сечения. Превышение линии  $pp$  над осью трубы выражает избыточное над атмосферным давление в ней. Если линия  $pp$  располагается ниже оси трубы, то в ней имеет место вакуум, причем превышение оси трубы над линией  $pp$  выражает величину этого вакуума.

### 3.2. Распределение скоростей в трубах при равномерном движении. Режимы движения жидкости

В результате работы сил трения, касательные напряжения от которых на площадках, перпендикулярных осям  $y$  и  $z$ , представлены в дифференциальном уравнении равномерного движения вдоль оси  $x$ :

$$\partial \tau_y / \partial y + \partial \tau_z / \partial z = \partial p / \partial x, \quad (3.17)$$

происходит диссипация механической энергии потока.

При вычислении потерь напора надо различать два режима движения потока жидкости — ламинарный и турбулентный. При ламинарном режиме для напряжений сил трения в жидкости справедлив закон Ньютона (1.18) и задача сводится к решению уравнения Пуассона

$$\partial^2 u / \partial y^2 + \partial^2 u / \partial z^2 + \gamma I / \eta = 0 \quad (3.18)$$

при следующих граничных условиях: скорость  $u=0$  на стенках канала и  $du/dn=0$  на свободной поверхности.

Если касательные напряжения, вызванные турбулентным перемешиванием, выразить в виде закона Ньютона (1.18) через турбулентную вязкость  $\eta_t$  и принять

$$\eta_t u_t m = \eta u_d, \quad (3.19)$$

то распределение скоростей при турбулентном движении ( $u/u_{\max}$ ) выразится из уравнения (3.17) через функцию распределения скоростей при ламинарном движении ( $u/u_{\max}$ ) в степени  $m$ :

$$(u/u_{\max})_t = (u/u_{\max})_l^m; \quad (3.20)$$

по опытным данным

$$m = 1,3 \sqrt{\lambda}. \quad (3.21)$$

Закономерности распределения скоростей при ламинарном течении получены путем решения уравнения (3.18):

для круглой трубы

$$(u/u_{\max})_l = 1 - r^2/r_0^2; \quad (3.22)$$

для квадратной трубы со сторонами  $2a$  ( $y = \pm a, z = \pm a$ )

$$(u/u_{\max})_l = (1 - y^2/a^2) (1 - z^2/a^2) [1 + 15/74 (y^2 + z^2)/a^2]; \quad (3.23)$$

для прямоугольной трубы со сторонами  $y = \pm b$  и  $z = \pm a$  при  $a > b$

$$\left( \frac{u}{u_{\max}} \right)_l = \left( 1 - \frac{y^2}{b^2} \right) \frac{\operatorname{ch} 1,58 a/b - \operatorname{ch} 1,53 z/b}{\operatorname{ch} 1,58 a/b - 1}; \quad (3.24)$$

для потока в канале параболического сечения  $y^2 = (1 - z/h) \times \times B^2/4$

$$(u/u_{\max})_l = (1 - 4 y^2/B^2)^2 - z^2/h^2; \quad (3.25)$$

для потока в трубах при наполнениях  $a = h/D < 0,5, z = r_0 - - h - \sqrt{r_0^2 - y^2}$

$$(u/u_{\max})_l = \left( \sqrt{1/4 a^2 - y^2/h^2} - 1/2 a + 1 \right)^2 - z^2/h^2. \quad (3.26)$$

Исходя из условий (3.20) — (3.26) получены выражения для средней скорости  $V$  и ее местоположения\*.

\* Решение для других сечений даны в работе: Курганов А. М. К распределению скоростей напорного и безнапорного потоков в трубах и каналах // Реф. журн. ВИНТИ «Механика», 1975, № 5.

Таблица 3.1. Зависимость  $v/u_{\text{макс}}$ ,  $\alpha$  и  $y_v/r_0$  от  $m$  или  $\lambda$  круглой трубы

Параметры	Показатель степени $m$ в формуле (3.20)					
	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	1,0
$\lambda$	0,0059	0,0133	0,0236	0,037	0,053	—
$v/u_{\text{макс}}$	0,91	0,87	0,833	0,80	0,77	0,5
$\alpha$	1,023	1,05	1,078	1,115	1,155	2,0
$y_v/r_0$	0,218	0,222	0,229	0,232	0,238	0,294

Для потока в круглой трубе

$$v/u_{\text{макс}} = (1 + m)^{-1}; \quad (3.27)$$

$$\alpha = (1 + m)^3 (1 + 3m)^{-1}; \quad (3.28)$$

$$y_v/r_0 = 1 - \sqrt{1 - (1 + m)^{-1/m}} = 1 - \sqrt{1 - (v/u_{\text{макс}})^{1/m}}. \quad (3.29)$$

Результаты расчетов по формулам (3.27) — (3.29) приведены в табл. 3.1. Для потока в квадратной трубе

$$v/u_{\text{макс}} = 2,4^2 m \left( \frac{1 + 0,48 m - 0,35 m^2}{1 + 1,83 m + m^2 + 0,16 m^3} \right)^2; \quad (3.30)$$

при  $z = 0$

$$y_v/a = \sqrt{1 - (v/u_{\text{макс}})^{1/m}}; \quad (3.31)$$

при  $y = 0$

$$z_v/a = \sqrt{1 - (v/u_{\text{макс}})^{1/m}}. \quad (3.31a)$$

Для потока в прямоугольной трубе со сторонами  $y = \pm b$  и  $z = \pm a$  при  $a > b$

$$\frac{v}{u_{\text{макс}}} = 2^{m-1} \frac{4 + m - m^2}{2 + 3m + m^2} \left( \frac{\text{ch } 1,58 a/b}{\text{ch } 1,58 a/b - 1} \right)^m \times \left[ 1 - (0,791 - 0,158 m) \frac{m b}{a} \text{th } 1,58 \frac{a}{b} \right]. \quad (3.32)$$

Координаты средней скорости по осям сечения:

при  $z = 0$

$$y_v/b = \sqrt{1 - (v/u_{\text{макс}})^{1/m}}, \quad (3.33)$$

при  $y = 0$

$$\text{ch } 1,58 z_v/b = \text{ch } 1,58 a/b - (\text{ch } 1,58 a/b - 1) (v/u_{\text{макс}})^{1/m}. \quad (3.34)$$

В табл. 3.2 приведены результаты расчетов по формулам (3.30) — (3.34). Для потока в канале параболического сечения

$$v/u_{\text{макс}} \approx (1 - 0,5 m) (1 - 0,63 m). \quad (3.35)$$

Таблица 3.2. Значения  $v/u_{\text{макс}}$ ,  $u_0/b$  и  $(a-z_0)/b$  при различных величинах  $m$  в прямоугольной трубе

Соотноше- ние сторон $a/b$	Показатель степени в формуле (3.20)					
	0,1	0,15	0,20	0,25	0,30	1,0
Значения $v/u_{\text{макс}}$						
1	0,915	0,88	0,84	0,808	0,778	0,463
2	0,92	0,883	0,856	0,817	0,77	0,517
5	0,935	0,912	0,876	0,853	0,827	0,582
10	0,944	0,918	0,893	0,868	0,846	0,625
20	0,948	0,923	0,899	0,878	0,856	0,646
$\infty$	0,95	0,926	0,906	0,886	0,864	0,667
Значения $u_0/b$						
1	0,765	0,764	0,764	0,758	0,756	0,73
2	0,752	0,75	0,742	0,740	0,736	0,695
5	0,705	0,70	0,693	0,686	0,683	0,646
10	0,666	0,654	0,653	0,652	0,65	0,612
20	0,646	0,64	0,637	0,635	0,634	0,595
$\infty$	0,64	0,628	0,621	0,617	0,616	0,577
Значения $(a-z_0)/b$						
2	0,32	0,325	0,33	0,34	0,35	0,40
5	0,443	0,45	0,462	0,47	0,48	0,554
10	0,512	0,526	0,532	0,536	0,54	0,627
20	0,55	0,56	0,565	0,57	0,582	0,659
$\infty$	0,565	0,59	0,605	0,615	0,62	0,696

Для потока в круглой трубе при наполнении  $a \leq 0,5$

$$v/u_{\text{макс}} = (h^2/6\omega) (1 - m/2) \{ 3 + 7 [1 - 1/2 a + \sqrt{0,25 - 1/4 a + 1/4 a^2}]^{1+2m} \} \sqrt{1/a - 1}. \quad (3.36)$$

Для определения режимов движения жидкости используется безразмерное число Рейнольдса

$$Re = ul/\nu, \quad (3.37)$$

где  $u$  — характерная скорость потока;  $l$  — характерный поперечный линейный размер потока;  $\nu$  — кинематический коэффициент вязкости.

За характерную скорость обычно принимают среднюю скорость потока  $v$ , за характерный линейный размер — гидравлический радиус  $R$  или гидравлический диаметр  $d_r = 4R$  потока, а для круглых сечений — диаметр трубы.

Смена режимов движения происходит при критических числах Рейнольдса —  $Re_{кр}$ . Если движение было ламинарным, то с увеличением чисел Рейнольдса при начальном критическом числе Рейнольдса  $Re_{кр1}$  в потоке возникают отдельные области турбулентного режима, которые разрастаются, исчезают и снова появляются. При конечном критическом числе Рейнольдса  $Re_{кр2}$  во всем потоке устанавливается турбулентный режим движения. Критерием режимов движения служат следующие неравенства:

ламинарный режим

$$Re < Re_{кр1}, \quad (3.38)$$

турбулентный режим

$$Re > Re_{кр2}, \quad (3.39)$$

область перемежающейся турбулентности

$$Re_{кр1} < Re < Re_{кр2}. \quad (3.40)$$

В области перемежающейся турбулентности потери напора на трение зависят от коэффициента перемежаемости  $\gamma$ , т. е. от отношения поверхности участков с турбулентным движением ко всей поверхности трубопровода:

$$h_d = [\lambda_d (1 - \gamma) + \lambda_t \gamma] l v^3 / (d \cdot 2 g), \quad (3.41)$$

где  $\lambda_d$  и  $\lambda_t$  — коэффициенты гидравлического трения для ламинарного и турбулентного потоков.

Значение  $Re_1$ , соответствующее началу образования отдельных вихрей, можно получить из совместного решения уравнения Стокса для ламинарного движения и уравнения для турбулентного потока. При круглом, овоидальном и лотковом сечениях  $Re_1$  изменяется от 1180 для гладких труб до 1000 и 950 для труб с относительной гладкостью 23 и 15. Значение  $Re_2$ , соответствующее установлению развития турбулентного течения, нами представлено в виде:

$$Re_2 = 4000 - 1550 \exp(-0,0045 d/\Delta_s). \quad (3.42)$$

Для потока в прямоугольной трубе с отношением сторон 1,0; 0,5; 0,2; 0,1; 0,05 и 0 (то же, для лотков с соответствующими отношениями  $B/2h$  или  $2h/B$ ) получены  $Re_1 = 1030; 1130; 1500; 1720; 1870$  и  $2040$ .

Для потока в канале треугольного сечения с откосами 2, 1 и 0 получено  $Re_1 = 940; 1000$  и  $930$  (при постоянной  $C$  в формуле Стокса, равной 53,7; 56,8 и 53,4). Для потока в канале параболического сечения шириной по верху меньше глубины в 2 раза  $Re_1 \approx 1900$ , а когда больше в 4 раза, — 1140.

Числа  $Re_{кр}$  зависят от шероховатости стенок и от формы сечения канала. На основании опытов в круглых трубах можно считать:

$$Re_{кр1} = 64/\lambda_t = 900 \dots 1600; \quad Re_{кр2} = 2600 \dots 3600, \quad (3.43)$$

причем большие значения относятся к трубам с относительной гладкостью  $d/\Delta_s > 150$ .

При смене режимов движения и  $Re < Re_{кр}$  сопротивление трубопроводов практически незначительно отклоняется от закономерностей, соответствующих ламинарному движению. В таком случае число Рейнольдса, при превышении которого сопротивление трубопроводов существенно отклоняется от закономерностей ламинарного движения, называют критическим числом Рейнольдса.

Если считать, что  $\gamma$  от начала образования отдельных вихрей ( $Re_1$ ) до развитого турбулентного течения ( $Re_2$ ) изменяется по линейному закону от  $Re_1$  до  $Re_2$ , то можно принять  $Re_{кр} = \sqrt{Re_{кр1} Re_{кр2}}$ . (3.44)

Для круглоцилиндрических труб с относительной гладкостью  $d/\Delta_0 \geq 150$  можно считать  $Re_{кр} = 2000$ ;

для гибких шлангов  $Re_{кр} = 1600$ ;

для прямоугольных каналов с гладкими стенками  $Re_{кр} = 1800$ ;

для сечения, образованного поверхностями 1—5—6 (рис. 3.3),  $Re_{кр} = 1100$ ;

для сечения, образованного поверхностями 2—3—7—6,  $Re_{кр} = 1000$ ;

для сечения, образованного поверхностями 1—2—3—4,  $Re_{кр} = 900$ ;

для межтрубного сечения, образованного четырьмя трубами с шагом  $s = 1,34 d$  и прямоугольным корпусом,  $Re_{кр} = 2000$ ;

при движении нефтяных эмульсий по трубопроводам  $Re_{кр} = 3200 \dots 3500$ .

В криволинейных каналах под действием инерционной центробежной силы появляются вторичные течения. При небольшой скорости движения жидкости в криволинейном канале силы вязкости препятствуют возникновению вторичных течений и поток имеет ламинарный характер. Вторичные течения возникают при

$$Re > 11,6 \sqrt{2 R_{II}/d}, \quad (3.45)$$

где  $R_{II}$  — средний радиус изгиба канала.

После возникновения вторичных течений частицы жидкости описывают несимметричные относительно оси канала винтовые траектории, но отдельные струйки не перемешиваются друг с другом; это ламинарный режим с макровихрями. Вторичные течения задерживают возникновение турбулентности.

Можно считать, что в змеевиках смена режимов движения происходит при

$$Re_{кр} = Re_{кр}^0 [1 + 10,27 (d/R_{II})^{0,68}], \quad (3.46)$$

где  $Re_{кр}^0$  — критическое число Рейнольдса в прямой трубе.

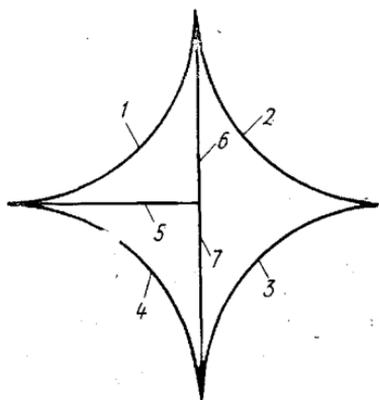


Рис. 3.3. Сечения, образованные трубами в плотной упаковке

1—4 — фрагменты боковых поверхностей труб; 5—7 — фрагменты корпуса, к которому примыкают трубы

В трубах, вращающихся вокруг своей оси с угловой скоростью  $\omega$

$$Re_{кр} = 2300 + 7,16 Re_{окр}^{0,78}, \quad (3.47)$$

где  $Re_{окр} = \omega_1 d/\nu$ ;  $\omega_1$  — окружная скорость внутренней поверхности трубы.

В радиально расположенных трубах, ось вращения которых перпендикулярна оси трубы, переход ламинарного течения в турбулентное, согласно рекомендациям В. В. Мальцева, происходит при

$$Re_{кр} = Re_{кр}^0 \left[ 1 + \left( \sqrt{d/R_{ср}} \omega_2/\nu_{кр} \right)^2 \right], \quad (3.48)$$

где  $Re_{кр}^0$  — критическое число Рейнольдса в неподвижной трубе;  $R_{ср}$  — средний радиус вращения трубы;  $\omega_2$  — окружная скорость на наружном конце трубы;  $\nu_{кр}$  — средняя скорость движения жидкости, соответствующая  $Re_{кр}^0$ .

### 3.3. Параметры закона сопротивления. Удельные сопротивления. Коэффициенты $\lambda$ и $C$

При ламинарном режиме движения, т. е. при  $Re < Re_{кр}$ :

$$\lambda = B/Re, \quad (3.49)$$

где  $Re = v d_r/\nu$ ;  $B$  — постоянная величина, зависящая от формы сечения трубопровода; для круглых труб  $B=64$ .

Значения параметра  $B$ , входящего в формулу (3.49), для некоторых сечений каналов следующие:

круглое лотковое или овоидальное	64,0
квадратное или прямоугольный лоток с заполнением $h=0,5b$	56,7
прямоугольная труба со сторонами $2a \times 2b$ или прямоугольный лоток шириной $b$ заполнен на глубину $h$ при $a/b$ равном:	
0,5 ( $h=b$ или $b=4h$ )	61,8
0,2 ( $b=10h$ или $h=2,5b$ )	76,1
0,1 ( $b=20h$ или $h=5b$ )	84,7
0,05 ( $b=40h$ или $h=10b$ )	90,0
кольцевое сечение между концентрическими трубами радиусом $r_1$ и $r_2$ при $r_2/r_1$ :	
$> 0,3$	96,0
0,1	89,5
0,01	81,5
прямоугольный треугольник с гипотенузой, очерченной по радиусу круга (1—5—6 на рис. 3.3)	28,24
равнобедренный треугольник (2—3—7 на рис. 3.3) с двумя сторонами, очерченными по радиусам круга, или четырехугольник, образованный плотным пучком (1—2—3—4 на рис. 3.3) из четырех труб	26,0
эллипсоидное сечение с соотношением осей эллипса $a/b$ равным:	
0,5	67,8
0,3	71,0
0,1	72,6
канал параболического сечения при $h/b$ :	
0,5	91,0
0,25	64,0
0	62,4
канал треугольного сечения при:	
$h/b=0,5$	57,0
$h/b=0,25$ или $h=b$	53,5

При турбулентном режиме движения  $\lambda$  зависит от чисел Рейнольдса и относительной шероховатости стенок трубы  $\Delta_s/d$ . Различают три области сопротивления:

1) область гладкого сопротивления, или *гидравлически гладких труб*, где  $\lambda = f_1(\text{Re})$ ;

2) переходную область *шероховатых труб*, когда  $\lambda = f_2(\text{Re}, \Delta/d)$ ;

3) область квадратичного сопротивления, в которой  $\lambda = f_3(\Delta/d)$ .

*Естественная шероховатость* характеризуется средней высотой выступов неровностей на стенке, численностью и распределением этих выступов на единице площади и их формой. Поскольку количественный учет всех этих факторов затруднителен, то в экспериментальных исследованиях и расчетных зависимостях пользуются фиктивной, так называемой эквивалентной шероховатостью  $\Delta_3$ .

*Эквивалентная шероховатость* — это искусственная равномерная зернистая шероховатость с такой высотой (диаметром) зерен ( $\Delta_3 = d_3$ ), при которой в области квадратичного сопротивления (где  $\lambda$  зависит только от шероховатости и не зависит от  $\text{Re}$ ) значение коэффициента  $\lambda$  равно его значению при естественной шероховатости.

Для получения  $\Delta_3$  по экспериментальным данным часто используется следующая формула

$$1/\sqrt{\lambda} = c \lg ad/\Delta_3 = c \lg d/\Delta_3 + b, \quad (3.50)$$

где:	По Прандтлю- Никурадзе	По А. Д. Альтшулю	По А. В. Теплому	По Н. Ф. Федорову
$c$ . . . . .	2,0	1,8	1,8	2,0
$a$ . . . . .	3,7	10,0	8,24	3,42
$b$ . . . . .	1,14	1,8	1,65	1,07

Численные значения эквивалентной шероховатости  $\Delta_3$ , найденные по формуле (3.50), по Прандтлю — Никурадзе, для различных труб и каналов приведены ниже:

### I. Цельнотянутые трубы

Технические гладкие из латуни, меди и свинца . . . . .	0,0015—0,01
То же, из алюминия . . . . .	0,015—0,06
Новые стальные, в зависимости от условий хранения . . . . .	0,02—0,1
Стальные, очищенные после многих лет эксплуатации; битумизированные; умеренно корродированные; с небольшими отложениями накипи . . . . .	0,15—0,3 (до 0,4)
Стальные водяных систем отопления; паропроводы насыщенного пара; нефтепроводы для средних условий эксплуатации . . . . .	0,2
Стальные водопроводные трубы, находящиеся в эксплуатации . . . . .	1,2—1,5
Стальные теплофикационные паропроводы перегретого пара . . . . .	0,1
Стальные конденсаторопроводы, работающие периодически . . . . .	1,0
Стальные газопроводы после года эксплуатации . . . . .	0,12
Стальные воздухопроводы сжатого воздуха от компрессоров . . . . .	0,8

### II. Цельно сварные стальные трубы

Новые и в хорошем состоянии старые; соединения сварные или клепаные . . . . .	0,04—0,1
Новые битумизированные . . . . .	~ 0,05
Бывшие в эксплуатации . . . . .	~ 0,1—0,15
Покрытые изнутри лаком, но не свободные от окисления; загрязненные в процессе эксплуатации на воде, но некорродированные . . . . .	0,95—1,0
С двумя рядами заклепок поперек, некорродированные; загрязненные в процессе эксплуатации на воде . . . . .	1,2—1,5
То же, сильно корродированные . . . . .	2,0
Магистральные газопроводы после многих лет эксплуатации . . . . .	0,5—1,1
Со значительными отложениями . . . . .	2,0—4,0

### III. Клепаные стальные трубы

Вдоль и поперек по одному ряду заклепок; изнутри покрыты лаком; хорошее состояние поверхности . . . . .	0,3—0,4
Вдоль два ряда и поперек один ряд заклепок; изнутри покрыты лаком или без лака, но некорродированные . . . . .	0,6—0,7
То же, изнутри просмоленные или покрытые лаком . . . . .	1,2—1,3
С четырьмя-шестью продольными рядами заклепок, длительное время в эксплуатации . . . . .	2,0
С четырьмя поперечными и шестью продольными рядами заклепок . . . . .	4,0
Поверхность труб в плохом состоянии; неравномерное покрытие соединений . . . . .	≥ 5,0

### IV. Чугунные трубы

Новые . . . . .	0,25—1,0
Новые битуминизированные . . . . .	0,1—0,15
Асфальтированные . . . . .	0,12—0,3
Водопроводные, бывшие в эксплуатации . . . . .	1,4
Бывшие в эксплуатации, корродированные или с отложениями . . . . .	1,0—1,5
Со значительными отложениями . . . . .	2,0—4,0
Очищенные после многих лет эксплуатации . . . . .	0,3—1,5
Сильно корродированные . . . . .	До 3,0

При этих значениях  $\Delta_3$  величину  $\lambda$  можно определить по графику (рис. 3.4) или по формуле Колбрука — Уайта

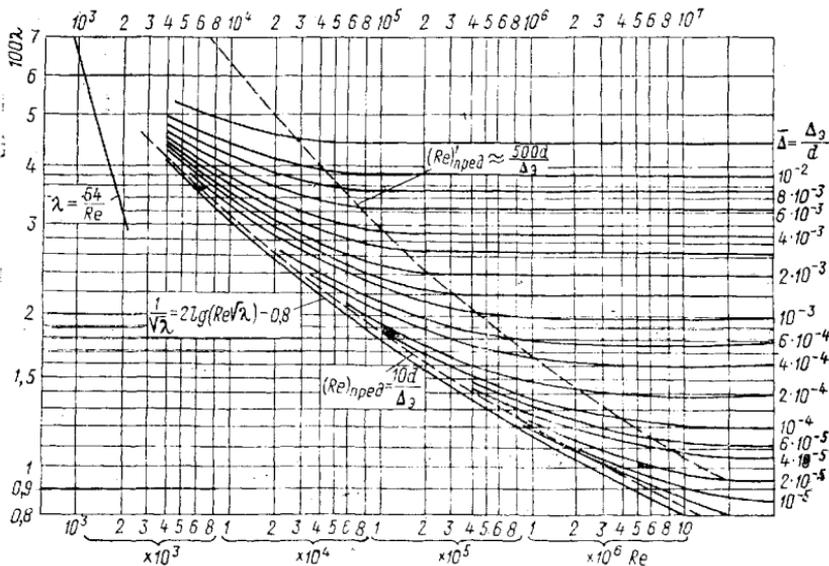


Рис. 3.4. График зависимости  $\lambda = f(Re, \Delta_3/d)$

$$\lambda = \left\{ -2 \lg \left[ 2,51 / (Re \sqrt{\lambda}) + \Delta_3 / (3,7 d) \right] \right\}^{-2}, \quad (3.51)$$

или по более простой формуле А. Д. Альтшуля

$$\lambda = 0,11 \left( \Delta_3 / d + 68 / Re \right)^{0,25}. \quad (3.52)$$

При этом после подстановки коэффициента  $\lambda$ , вычисленного по

формуле (3.51), в формулу Дарси (3.4) среднюю скорость удобно выражать такой зависимостью:

$$v = -2 \sqrt{2gdI} \lg [\Delta_3 / (3,7d) + 2,51 v / (d \sqrt{2gdI})], \quad (3.53)$$

где  $I$  — гидравлический уклон, равный  $h_w/l$ .

Формула (3.52), где коэффициент гидравлического трения приведен в явном виде, позволяет подсчитать непосредственно потерю напора в трубе при заданном расходе. Формула (3.53) дает возможность определить пропускную способность в зависимости от потери напора.

При  $Re\Delta_3/d < 10$  формула (3.52) переходит в формулу Блазиуса для гидравлически гладких труб:

$$\lambda = 0,316/Re^{0,25}, \quad (3.54)$$

а при  $Re\Delta_3/d > 500$  — в формулу Б. Л. Шифринсона для вполне шероховатых труб:

$$\lambda = 0,11 (\Delta_3/d)^{0,25}. \quad (3.55)$$

По исследованиям Ф. А. Шевелева при турбулентном режиме

$$\lambda = b (1 + a/v)^n d^{-m}, \quad (3.56)$$

где значения  $a$ ,  $b$ ,  $n$  и  $m$  зависят от материала труб.

Для новых стальных труб с учетом увеличения сопротивления в 1,15 раза из-за различия их укладки в лабораторных и производственных условиях и в 1,18 раза за счет стыков

$$b = 0,0159; \quad a = 0,684; \quad n = m = 0,226.$$

Для новых чугунных труб с учетом увеличения сопротивления в 1,15 раза вследствие отличия качества их укладки в производственных условиях от лабораторных

$$b = 0,0144; \quad a = 2,36; \quad n = m = 0,284.$$

Для не новых стальных и чугунных водопроводных труб при  $v \geq 1,2$  м/с

$$b = 0,021; \quad a = 0; \quad m = 0,3,$$

а при  $v < 1,2$  м/с

$$b = 0,0179; \quad a = 0,867; \quad n = m = 0,3.$$

Для асбестоцементных труб

$$b = 0,011; \quad a = 3,51; \quad n = m = 0,19.$$

Для железобетонных напорных труб значения  $a$ ,  $n$  и  $m$  такие же, как для асбестоцементных, а значение  $b$  увеличивается в 1,43 раза, т. е.  $b = 0,0157$  ф. Этот коэффициент учитывает увеличение шероховатости внутренней поверхности стенок виброгидропрессованных железобетонных труб, изготовленных в соответствии с требованиями

Таблица 3.3. Значение коэффициента  $\phi$  для железобетонных напорных труб с различной шероховатостью внутренней поверхности

Ra, мкм	Диаметр труб $d$ , мм								
	500	600	700	800	900	1000	1200	1400	1600
150	1,174	1,164	1,155	1,148	1,142	1,138	1,131	1,126	1,121
130	1,119	1,112	1,106	1,102	1,098	1,095	1,090	1,087	1,084
110	1,062	1,058	1,055	1,053	1,051	1,050	1,047	1,045	1,044
90	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
70	0,933	0,937	0,940	0,942	0,944	0,945	0,947	0,949	0,950
50	0,859	0,866	0,871	0,875	0,879	0,882	0,886	0,889	0,892
30	0,770	0,780	0,788	0,794	0,799	0,803	0,809	0,814	0,817

ми СН 324—72, по сравнению с асбестоцементными. Коэффициент  $\phi$  зависит от качества внутренней поверхности стенок труб, которое учитывается основным параметром шероховатости их стенок  $Ra$  — средним арифметическим отклонением профиля от средней линии (табл. 3.3).

Для керамических труб значения параметров в формуле (3.56) такие:

при скорости  $v \leq 2,7$  м/с, т. е. в доквадратичной области сопротивления

$$b = 0,0105; \quad a = 0,158; \quad m = 0,25; \quad n = 1,0;$$

при скоростях  $v > 2,7$  м/с, т. е. в квадратичной области

$$b = 0,011; \quad a = 0; \quad m = 0,25.$$

Для пластмассовых труб с учетом коэффициента 1,15 на различие качества укладки труб в лабораторных и производственных условиях и влияния стыков

$$\lambda = 0,288/Re^{0,226} = 0,01344/(dv)^{0,226}. \quad (3.57)$$

Влияние стыков на сопротивления в стеклянных трубах более ощутимо, чем в пластмассовых, и может быть оценено коэффициентом 1,25, поэтому значения  $\lambda$ , определенные по формуле (3.57), для стеклянных труб следует увеличить в 1,09 раза.

В этих формулах:  $d$  — расчетный внутренний диаметр трубы, м;  $v$  — средняя скорость движения воды, м/с; вязкость  $\nu = 1,3 \times 10^{-6}$  м<sup>2</sup>/с, что соответствует температуре воды 10°C.

Основные результаты расчета по формулам (3.6) и (3.56) приведены в табл. 3.4.

Значения модулей удельных сопротивлений  $A_d$  при  $v = 1$  м/с ( $Ra = 90$  мкм) следующие:

для серийных железобетонных труб ( $Ra = 90$  мкм)

Условный проход $d_p$ , мм	500	600	700	800	900	1000	1200	1400	1600
$10^6 A_d$ , (с/м <sup>3</sup> ) <sup>2</sup>	63230	24540	11020	5515	2992	1732	672	302	151

Таблица 3.4. Значения  $\lambda_{KB}$ ,  $A_{KB}$  для области квадратичного сопротивления

Условный проход $d_y$ , мм	Расчетный внутренний диаметр $d$ , мм	$\lambda_{KB}$	$A_{KB}$ , (с/м <sup>3</sup> ) <sup>2</sup>	$K_{KB}$ , л/с	$A_{KB}/A_1 = \lambda_{KB}/\lambda_1$
<i>Трубы стальные водогазопроводные (ГОСТ 3262-75)</i>					
	5,2	0,1015	22,14 · 10 <sup>8</sup>	0,0213	4,34
8	8,1	0,0885	21,10 · 10 <sup>7</sup>	0,0689	3,08
10	11,6	0,0790	31,43 · 10 <sup>6</sup>	0,179	2,80
15	14,7	0,0740	89,66 · 10 <sup>6</sup>	0,334	2,26
20	20,2	0,0655	16,60 · 10 <sup>5</sup>	0,774	2,01
25	26,1	0,0614	427 800	1,531	1,87
32	34,9	0,0575	91 720	3,3	1,75
40	40,0	0,0550	44 480	4,98	1,70
50	52,0	0,0510	11 080	9,5	1,61
70	66,5	0,0470	3009	18,28	1,55
80	79,5	0,0450	1167	29,2	1,51
90	92,3	0,0430	529,40	43,5	1,47
100	104,0	0,0410	281,30	59,6	1,46
125	130,0	0,0390	86,22	107,8	1,42
150	155,0	0,0370	33,94	171,7	1,39

*Трубы стальные электросварные (ГОСТ 10704-76 и 8696-74)*

50	64	0,048	3686,0	16,49	1,56
60	70	0,047	2292,0	20,85	1,53
75	83	0,044	929,4	32,81	1,49
80	95	0,042	454,3	46,90	1,48
100	114	0,040	172,9	76,30	1,44
125	133	0,038	76,36	114,5	1,42
150	158	0,036	30,65	180,1	1,39
175	170	0,035	20,79	189,5	1,38
200	209	0,034	6,959	378,3	1,35
250	260	0,031	2,187	679,0	1,32
300	311	0,0284	0,8466	1089,0	1,28
350	363	0,028	0,3731	1637,0	1,27
400	414	0,0268	0,1859	2268,0	1,25
450	464	0,0258	9928 · 10 <sup>-5</sup>	3165,0	1,24
500	516	0,025	5784 · 10 <sup>-5</sup>	4160,0	1,23
600	616	0,024	2262 · 10 <sup>-5</sup>	6649,0	1,22
700	706	0,023	1098 · 10 <sup>-5</sup>	9570,0	1,20
800	804	0,022	5514 · 10 <sup>-6</sup>	13 490,0	1,19
900	904	0,0218	2962 · 10 <sup>-6</sup>	18 370,0	1,18
1000	1004	0,021	1699 · 10 <sup>-6</sup>	28 240,0	1,17
1200	1202	0,0198	6543 · 10 <sup>-7</sup>	39 010,0	1,16
1400	1400	0,019	2916 · 10 <sup>-7</sup>	58 500,0	1,15
1500	1500	0,0186	2023 · 10 <sup>-7</sup>	70 400,0	1,14
1600	1600	0,018	1437 · 10 <sup>-7</sup>	83 350,0	1,13

*Трубы чугунные напорные (ГОСТ 9583-75 и 21053-75)*

Класс ЛА

50	51,6	0,0509	11 540	9,32	1,20
80	82,6	0,044	953,4	32,4	1,15
100	102,0	0,041	311,7	56,5	1,13
125	127,2	0,0388	96,72	101,8	1,12
150	152,4	0,036	37,11	164,0	1,09
200	202,6	0,033	8,092	352,0	1,09
250	253,0	0,032	2,528	628,0	1,09
300	304,4	0,0298	0,9485	1027,0	1,08

Класс А

350	325,4	0,029	0,4365	1512	1,05
400	401,4	0,028	0,2189	2140	1,05
450	458,6	0,027	0,1186	2910	1,05
500	508,8	0,026	6778 · 10 <sup>-5</sup>	3840	1,04
600	600,2	0,025	2596 · 10 <sup>-5</sup>	6220	1,04
700	699,4	0,023	1154 · 10 <sup>-5</sup>	9320	1,04

Условный (проход) диаметр $d_y$ , мм	Расчетный внутренний диаметр $d$ , мм	$\lambda_{KB}$	$A_{KB}$ , (с/м <sup>3</sup> ) <sup>2</sup>	$K_{KB}$ , л/с	$A_{KB}/A_1 = \lambda_{KB}/\lambda_1$
800	799,8	0,022	$5669 \cdot 10^{-6}$	13 300	1,04
900	899,2	0,022	$3047 \cdot 10^{-6}$	18 170	1,04
1000	998,4	0,021	$1759 \cdot 10^{-6}$	24 000	1,03
1200	1199,2	0,020	$6625 \cdot 10^{-7}$	38 900	1,03

Примечание. Для стальных и чугунных труб диаметром менее 300 мм расчетный диаметр принят на 1 мм меньше с учетом коррозии или отложений.

для пластмассовых труб (ГОСТ 18599—73)

*Тяжелый тип*

Наружный диаметр, мм	10	12	16	20	25	32
$10^{-3} A$ , (с/м <sup>3</sup> ) <sup>2</sup>	453600	100000	12120	2695	757,1	204,8
Наружный диаметр, мм	40	50	63	75	90	110
$A$ , (с/м <sup>3</sup> ) <sup>2</sup>	63290	19720	5929	2390	926,8	323,9
Наружный диаметр, мм	125	140	160	180	200	225
$A$ , (с/м <sup>3</sup> ) <sup>2</sup>	166,7	91,62	45,91	24,76	14,26	7,715
Наружный диаметр, мм	250	280				
$A$ , (с/м <sup>3</sup> ) <sup>2</sup>	4,454	2,459				

*Средний тип С*

Наружный диаметр, мм	315	355	400	450		
$A$ , (с/м <sup>3</sup> ) <sup>2</sup>	0,8761	0,4662	0,2502	0,1351		

*Среднелегкий тип СЛ*

Наружный диаметр, мм	500	560	630			
$A$ , (с/м <sup>3</sup> ) <sup>2</sup>	0,06322	0,03495	0,01889			

для стеклянных труб (ГОСТ 8894—77)

Наружный диаметр, мм	45	67	93	122	169	221
$A$ , (с/м <sup>3</sup> ) <sup>2</sup>	49300	4620	743	166	63,5	6,53

При пользовании вышеприведенными данными необходимо иметь в виду следующее:

1. Значения модуля удельного сопротивления  $A$ , модуля расхода  $K$  и коэффициента трения  $\lambda$  связаны между собой соотношением

$$A = 8\lambda / (g \pi^3 d^5) = 1/K^2. \quad (3.58)$$

Таблица 3.5. Поправочные коэффициенты  $k$  и  $n$  к значениям  $\lambda_{\text{КВ}}$ ,  $A_{\text{КВ}}$  и  $K_{\text{КВ}}$  при  $v < 1,2$  м/с в не новых стальных и чугунных трубах

Коеф- фици- енты	Скорость $v$ , м/с										
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2
$k$	1,41	1,28	1,20	1,15	1,115	1,085	1,06	1,04	1,03	1,015	1,0
$n$	0,84	0,88	0,91	0,93	0,95	0,96	0,97	0,98	0,985	0,99	1,0

2. Значения  $\lambda$ ,  $A$  и  $K$  для не новых стальных и чугунных труб вычисляются по формулам:

$$\lambda = k \lambda_{\text{КВ}}, \quad A = k A_{\text{КВ}}, \quad K = n K_{\text{КВ}}, \quad (3.59)$$

где  $\lambda_{\text{КВ}}$ ,  $A_{\text{КВ}}$  и  $K_{\text{КВ}}$  берутся из табл. 3.4, а  $k$  и  $n$  для соответствующих труб — из табл. 3.5.

3. Значения  $\lambda$ ,  $A$  и  $K$  для новых стальных и чугунных труб, для асбестоцементных, пластмассовых, керамических, стеклянных и железобетонных труб вычисляются по формулам:

$$\lambda = k_1 \lambda_1, \quad A = k_1 A_1, \quad K = n_1 K_1, \quad (3.60)$$

где  $\lambda_1$ ,  $A_1$  и  $K_1$  вычисляются по соответствующим формулам при  $v=1$  м/с (табл. 3.4, 3.6 и 3.8), а  $k_1$  и  $n_1$  — из табл. 3.7, причем в табл. 3.4, в последней графе, даны отношения  $A_{\text{КВ}}/A_1$  или  $\lambda_{\text{КВ}}/\lambda_1$ , вычисленные для новых стальных труб по зависимости

$$A_1 = 0,851 d^{0,074} A_{\text{КВ}}, \quad (3.61)$$

а для новых чугунных труб по зависимости

$$A_1 = 0,97 d^{0,016} A_{\text{КВ}}. \quad (3.62)$$

Сопrotивление промышленных труб из разных материалов и в разных условиях эксплуатации с достаточной для практических расчетов точностью можно описать формулой Л. Тепакса с двумя параметрами шероховатости:

$$1/\sqrt{\lambda} = 0,7 + 21g (r_0 v \sqrt{\lambda/8} v)/(a + 0,3 \Delta_3 v \sqrt{\lambda/8} [v]). \quad (3.63)$$

Для новых стальных, алюминиевых и стеклянных труб, а также труб из различных цветных металлов можно принять  $a=1,0$ . Для труб с антикоррозийными покрытиями, полиэтиленовых и винилпластовых принимают  $\Delta_3=0$ .

В отличие от жестких трубопроводов, в мягких рукавах диаметр и шероховатость их стенок изменяются под воздействием внутреннего давления. Вследствие этого потери напора в них удобно определять по формуле (3.6) через удельное сопротивление  $A$  (табл. 3.10).

Согласно исследованиям ВОДГЕО коэффициент трения  $\lambda$  для армированных рукавов (со спиралью, омываемой водой) в зависимости от их диаметра (25, 32, 38, 50, 65 мм) соответственно составляет: 0,955; 0,06; 0,08; 0,09; 0,095.

Таблица 3.6. Значения  $\lambda_1$ ,  $A_1$  и  $K_1$  при  $v=1$  м/с в керамических трубах

Показатель	Внутренний диаметр $d$ , мм						
	50	75	100	150	200	250	300
$A_1$ , (с/м <sup>3</sup> )	6950	816	183	21,8	4,8	1,49	0,571
$K_1$ по (3.58), л/с	12	35	74	214	456	820	1320
$\lambda_1$ по (3.56)	0,0256	0,0232	0,0215	0,0194	0,0181	0,0171	0,0163

Таблица 3.7. Поправочные коэффициенты  $k_1$  и  $k_2$  к значениям  $\lambda_1$ ,  $A_1$  и  $K_1$  для различных труб в зависимости от скорости потока

Трубы	Скорость $v$ , м/с											
	0,2	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,8	2,2	2,6	3,0
Новые стальные	1,244	1,113	1,087	1,072	1,021	1,0	0,986	0,972	0,958	0,946	0,937	0,932
	0,895	0,95	0,972	0,989	0,989	1,0	1,010	1,014	1,025	1,027	1,031	1,035
	1,462	1,226	1,115	1,047	1,047	1,0	0,965	0,938	0,899	0,871	0,851	0,836
Новые чугунные	0,826	0,903	0,932	0,932	0,976	1,0	1,016	1,031	1,051	1,069	1,082	1,094
	1,308	1,158	1,082	1,082	1,034	1,0	0,974	0,953	0,922	0,900	0,883	0,870
	0,879	0,929	0,961	0,961	0,983	1,0	1,014	1,024	1,037	1,051	1,064	1,072
Асбестоцементные железобетонные	1,439	1,230	1,123	1,123	1,052	1,0	0,960	0,926	0,876	0,837	0,806	0,780
	0,834	0,902	0,941	0,941	0,974	1,0	1,025	1,039	1,068	1,094	1,110	1,131
	1,35	1,20	1,09	1,09	1,034	1,0	0,977	0,961	0,940	0,926	0,916	0,910
Пластмассовые стеклянные	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Керамические	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечание. В числителе даны значения коэффициента  $k_1$ , в знаменателе —  $k_2$ .

Таблица 3.8. Значения  $\lambda_1$ ,  $A_1$  и  $K_1$  при  $v=1$  м/с  
в асбестоцементных трубах (ГОСТ 539-80; класс ВТ9, тип 1)

Условный проход $d_y$ , мм	Внутренний диаметр $d$ , мм	$\lambda_1$	$A_1$ , (с/м <sup>3</sup> ) <sup>2</sup>	$K_1$ , л/с
100	100	0,0227	1187,7	73,2
150	141	0,0213	31,55	178
200	189	0,02	6,898	381
250	235	0,0193	2,227	670
300	279	0,0186	0,914	1047
350	322	0,0182	0,4342	1520
400	368	0,0177	0,2171	2150
500	436	0,017	0,07	3740

Примечания: 1. Для асбестоцементных труб других классов и типов значения  $A$  нужно принимать с поправочными коэффициентами согласно табл. 3.9. 2.  $\lambda_1$  определяется по формуле (3.56), а  $A_1$  и  $K_1$  — по формуле (3.58).

Таблица 3.9. Поправочные коэффициенты  $k_1$  к значениям  $A_1$  для асбестоцементных труб

Класс	Тип 1	Тип 2	Тип 3	
	$d=100-500$ мм	$d=200-500$ мм	$d=200$ мм	$d=300$ мм
ВТ6	0,83	—	—	—
ВТ9	1,00	0,87	0,79	1,00
ВТ12	1,20	1,06	0,92	1,19
ВТ15	—	1,26	1,54	1,56

Таблица 3.10. Значения  $A$  (с/м<sup>3</sup>)<sup>2</sup> для некоторых пожарных (выкидных) рукавов в (3.6)

Тип рукава	Номинальный диаметр, мм			
	50	66	77	89
Резиновые рукава, прорезиненные рукава с толстой резиновой прокладкой и гладкой внутренней поверхностью	4 670	1 200	540	—
Обычные прорезиненные рукава	6 770	1 720	770	190
Непрорезиненные рукава (льняные)	12 000	3 850	1 500	—

Для гладких неармированных рукавов коэффициент трения вычисляется по формуле

$$\lambda = 0,44/Re^{0,265} \quad (3.64)$$

Для гладких армированных резиновых рукавов диаметром 100 мм  $\lambda$  изменяется в пределах от 0,02 до 0,05 (при давлениях от 0,125 до 0,35 МПа и Re от 25 000 до 600 000).

Таблица 3.11. Значения  $A$  для всасывающих рукавов и  $A'$  для резиновых шлангов

Модули удельного сопротивления	Условный диаметр $d_y$ , мм				
	25	32	38	50	66
$A$ , (с/м <sup>3</sup> ) <sup>2</sup> для всасывающих рукавов	1045 · 10 <sup>4</sup>	300 · 10 <sup>4</sup>	131 · 10 <sup>4</sup>	264 000	117 000
$A'$ , (с/м <sup>3</sup> ) <sup>1,735</sup> для резиновых шлангов при $n=1,735$ в (3.6)	143 · 10 <sup>4</sup>	46 · 10 <sup>4</sup>	159 400	48 400	12 900

В табл. 3.11 приведены модули удельных сопротивлений для всасывающих армированных рукавов со спиралью, омываемой водой [расчетная формула (3.6)], и для гладких резиновых неармированных шлангов.

При расчете канализационных сетей для определения коэффициента  $\lambda$  рекомендуется формула Н. Ф. Федорова:

$$1/\sqrt{\lambda} = -2 \lg [\Delta_2 / (3,42 d_r) + a_2 / \text{Re}], \quad (3.65)$$

где  $d_r$  — гидравлический диаметр, равный  $4R$ ,  $\text{Re}$  — число Рейнольдса, вычисленное через гидравлический диаметр как  $v d_r / \nu$ ;  $\Delta_2$  — эквивалентная абсолютная шероховатость по шкале Н. Ф. Федорова;  $a_2$  — безразмерный коэффициент, учитывающий характер распределения шероховатости труб и структуру потока жидкости со взвесью.

Значения  $\Delta_2$  и  $a_2$ , входящие в формулу (3.65), даны в табл. 3.12. В табл. 3.13 приведены значения  $\lambda_i$ , вычисленные для труб, указанных в табл. 3.12, при  $v/\nu = 0,71 \cdot 10^6$  1/м (если  $\nu = 1,41 \times 10^{-6}$  м<sup>2</sup>/с, то  $v = 1$  м/с), а в табл. 3.14 — поправочные коэффициенты к  $\lambda_i$  при  $v/\nu$ , отличном от  $7,1 \cdot 10^6$  1/м в  $v$  раз.

Значения эквивалентной шероховатости, вычисленные по формуле (3.50) и приведенные на с. 41, при разных коэффициентах  $c$  и  $a$ ,

Таблица 3.12. Значение  $a_2$  и  $\Delta_2$  для труб из разных материалов в (3.65)

Материал труб и каналов	Параметры	
	$a_2$	$\Delta_2$ , мм
Керамические	90	1,35
Бетонные и железобетонные	100	2,0
Асбестоцементные	73	0,5
Чугунные	83	1,0
Стальные	79	0,8
Каналы:		
из бута, тесаного камня	150	6,35
кирпичные	110	3,15
бетонные и железобетонные (изготовленные на месте в опалубке)	120	3,0
бетонные и железобетонные, гладко затертые цементной штукатуркой	50	0,8

отличаются друг от друга следующим образом:  $\Delta_2 = 0,925 \Delta_3$ ,  $\Delta_a = 1,21 \Delta_T$ ,  $\Delta_T = 1,8 (\Delta_3/d)^{0,11}$ . Так, при  $d/\Delta_3 = 500$  имеем  $\Delta_T = 0,91 \Delta_3$ , а при  $d/\Delta_3 = 15$  будет  $\Delta_T = 1,34 \Delta_3$ . Там, где использование логарифмической формулы (3.65) неудобно, можно заменить ее степенной зависимостью вида:

$$\lambda = 0,29 [\Delta_2 / (3,42 d_T) + a_2 / \text{Re}]^{1,1}. \quad (3.66)$$

Коэффициент трения при турбулентном режиме в области гладкого сопротивления зависит от концентрации  $B$ , кг/м<sup>3</sup>, взвешенных веществ в сточной жидкости:

$$\lambda = (0,165 + 1,6 B^{2/3}) \text{Re}^{-0,1} (1 + B^{0,25}). \quad (3.67)$$

После пересечения кривой, описываемой зависимостью (3.67) для сточной жидкости, с кривой по формуле (3.56) для чистой воды в асбестоцементных трубах коэффициент  $\lambda$  может определяться

Таблица 3.13. Значения  $\lambda_i$ ,  $A$  и  $K$ , подсчитанные по формуле Н. Ф. Федорова при разных величинах  $\Delta_2$  и  $a_2$

$d$ , мм	При $\Delta_2 = 0,6$ мм и $a_2 = 73$ $\lambda_2$	При $\Delta_2 = 8$ мм и $a_2 = 79$ $\lambda_3$	При $\Delta_2 = 1$ мм и $a_2 = 83$ $\lambda_4$	При $\Delta_2 = 1,35$ мм и $a_2 = 90$			При $\Delta_2 = 2$ мм и $a_2 = 100$ $\lambda_6$
				$\lambda_5$	$A$ (с/ /м <sup>3</sup> ) <sup>2</sup>	$K$ , л/с	
150	0,0337	0,0362	0,0382	0,016	36,0	167	0,0470
200	0,0307	0,0329	0,0348	0,0376	9,6	322	0,0422
250	0,0289	0,0307	0,0322	0,0348	2,96	581	0,0390
300	0,0273	0,0291	0,0307	0,0329	1,16	927	0,0367
350	0,0260	0,0278	0,0292	0,0314	0,495	1 420	0,0348
400	0,0250	0,0267	0,0281	0,0301	0,24	2 040	0,0334
450	0,0244	0,0258	0,0272	0,0291	0,13	2 770	0,0323
500	0,0236	0,0250	0,0263	0,0282	0,0734	3 690	0,0311
550	0,0232	0,0245	0,0258	0,0275	0,0449	4 710	0,0303
600	0,0226	0,0238	0,0250	0,0267	0,0279	6 000	0,0294
700	0,0218	0,0229	0,0240	0,0257	0,0138	8 500	0,0282
800	0,0210	0,0222	0,0232	0,0248	0,00681	12 100	0,0270
900	0,0203	0,0215	0,0225	0,0240	0,0036	16 700	0,0260
1000	0,0198	0,0210	0,0219	0,0234	0,00209	21 800	0,0255
1200	0,0190	0,0200	0,0208	0,0222	0,00065	39 200	0,0241
1400	0,0184	0,0193	0,0202	0,0214	0,000356	52 900	0,0232
1600	0,0178	0,0186	0,0195	0,02007	0,000176	75 200	0,0224

Примечание: При изменении  $d$  от 150 до 1600 мм отношение  $\lambda_2/\lambda_6$  изменяется от 0,717 до 0,795  $\lambda_3/\lambda_6 = 0,77...0,832$ ,  $\lambda_4/\lambda_6 = 0,813...0,871$ ,  $\lambda_5/\lambda_6 = 0,87...0,924$ .

Таблица 3.14. Поправочные коэффициенты  $\lambda/\lambda_i$  к значениям  $\lambda_i$  (табл. 3.13)

$\Delta_2$ , мм	$v$ , м/с				
	0,6	0,8	1,2	1,5	2,0
0,6	0,93—0,95	0,972—0,98	1,02—1,014	1,04—1,03	1,06—1,05
2,0	0,95—0,97	0,98—0,99	1,01	1,025—1,017	1,04—1,03

как для чистой воды, без учета концентрации взвеси. При гидротранспорте по стальным трубам коэффициент трения  $\lambda$  вычисляется по формулам (6.29) и (3.56).

Значения  $n$ ,  $k$  и  $m$ , входящие в зависимость (3.6), можно принимать для стальных и чугунных труб по степенной формуле М. М. Андрияшева:

$$I = 0,00179 Q^{1,9} / d^{5,1}, \quad (3.68)$$

аппроксимирующей выражение (3.56). По формуле (3.68) можно определять приближенное значение  $I$  как для переходной ( $v < 1,2$  м/с), так и для квадратичной ( $v > 1,2$  м/с) областей.

Значения  $n$ ,  $k$  и  $m$  для асбестоцементных труб соответствуют степенной формуле Н. Н. Абрамова:

$$I = 0,00118 Q^{1,85} / d^{4,89}. \quad (3.69)$$

В формулах (3.68) и (3.69)  $Q$  — расход, м<sup>3</sup>/с,  $d$  — диаметр, м.

По этой же формуле можно производить расчет и железобетонных труб, только при других значениях коэффициента  $k$ : для виброгидропрессованных  $k = 0,001688$ , для центрифугированных  $k = 0,001486$  (по В. С. Дикаревскому).

Путем аппроксимации формулы (3.65) для канализационных труб с  $d \leq 600$  мм получены значения:  $k = 0,00179$ ,  $n = 1,92$  и  $m = 5,2$ , а для труб с  $d > 600$  мм,  $k = 0,00214$ ,  $n = 1,96$  и  $m = 5,2$ .

При подаче сточной жидкости с концентрацией взвешенных веществ  $B$ , г/м<sup>3</sup>, и вязкостью  $\nu_{ст}$ , м<sup>2</sup>/с, согласно исследованиям Е. А. Прегера и А. И. Кораблева

$$k = k_{ст} B^x \nu_{ст}^y,$$

здесь  $x = 0,077$ ; для стальных, чугунных и железобетонных труб  $y = 0,017$ ,  $m = 4,83$ ,  $n = 1,83$ ,  $k_{ст} = 0,0125$ , а для асбестоцементных труб  $y = 0,027$ ,  $m = 4,73$ ,  $n = 1,73$  и  $k_{ст} = 0,0271$ .

С учетом формулы (3.67) можно принять:

$$n = 1,81 - 0,19 \sqrt[4]{B}, \quad m = 4,81 - 0,19 \sqrt[4]{B}$$

и

$$k = 0,0107 (1 + 9,7 B^{2/3}) (\pi/4 \nu_{ст})^{0,19} (1 + \sqrt[4]{B}).$$

СНиП 2.04.02—84 и 2.04.03—85 рекомендует рассчитывать водопроводные трубы по формулам Ф. А. Шевелева, а канализационные — по формулам Н. Ф. Федорова.

Коэффициент Шези  $C$  связан с коэффициентом гидравлического трения следующей зависимостью:

$$C = \sqrt{8g/\lambda}. \quad (3.70)$$

В квадратичной области сопротивления коэффициент Шези  $C$ ,  $m^{0.5}/c$ , определяется по формуле Н. Н. Павловского:

$$C = R^y / n, \quad (3.71)$$

где  $R$  — гидравлический радиус, м;  $n$  — коэффициент шероховатости;

$$y = 2,5 \sqrt{n} - 0,13 - 0,75 \sqrt{R} (\sqrt{n} - 0,10). \quad (3.72)$$

На практике обычно применяется одна из следующих упрощенных форм выражения (3.72):

$$y = 1,5 \sqrt{n} \quad \text{при } R < 1 \text{ м}; \quad (3.73)$$

$$y = 1,3 \sqrt{n} \quad \text{при } R > 1 \text{ м}. \quad (3.74)$$

При  $y = 1/6$  получаем формулу Маннинга, а при  $y = 1/5$  — формулу Форхгеймера.

Для определения  $C$  во всех областях сопротивления турбулентного течения может быть использована формула А. Д. Альтшуля:

$$C = 25 \left[ \frac{R}{(80n)^5 + 0,025/\sqrt{Rl}} \right]^{1/6} = 25 \left[ \frac{R}{\Delta_3 + 0,025/\sqrt{Rl}} \right]^{1/6}, \quad (3.75)$$

где  $R$  и  $\Delta_3$  — гидравлический радиус и эквивалентная шероховатость, мм.

#### 3.4. Местные сопротивления в трубопроводах и арматуре

1. Внезапное расширение. Потери при внезапном расширении поперечного сечения (рис. 3.5, а) трубы могут быть вычислены по формуле Борда:

$$h_{в.р} = \alpha_1 (v_1 - v_2)^2 / (2g) = \zeta_{в.р1} v_1^2 / (2g) = \zeta_{в.р2} v_2^2 / (2g), \quad (3.76)$$

где коэффициент сопротивления  $\zeta_{в.р1}$ , отнесенный к скорости  $v_1$ ,

$$\zeta_{в.р1} = \alpha_1 (1 - \omega_1/\omega_2)^2, \quad (3.77)$$

а коэффициент сопротивления  $\zeta_{в.р2}$ , отнесенный к скорости  $v_2$ ,

$$\zeta_{в.р2} = \alpha_1 (\omega_2/\omega_1 - 1)^2, \quad (3.78)$$

здесь  $\alpha_1$  — коэффициент кинетической энергии в узком сечении потока, который зависит от числа Рейнольдса: при  $Re \leq 2000$   $\alpha_1 = 2,0$ , а при  $Re > 50000$   $\alpha_1 = 1,0$ .

2. Выход из трубы в резервуар больших размеров (рис. 3.5, б). Если резервуар имеет большие размеры, то, принимая в формуле Борда (3.76)  $v_2 = 0$ , получим коэффициент сопротивления выхода, отнесенный к скорости в трубопроводе,

$$\zeta_{вых} = \alpha. \quad (3.79)$$

3. Потери в диафрагме (рис. 3.6). Потери в диафрагме обусловлены главным образом расширением потока после сжатого сечения, коэффициент сжатия струи можно выразить формулой А. Д. Альтшуля:

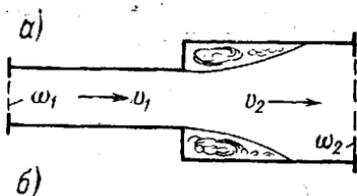


Рис. 3.5. Схемы внезапного расширения

а — при соединении труб разных диаметров; б — выход из трубы в резервуар

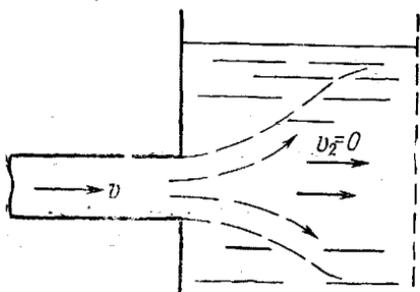
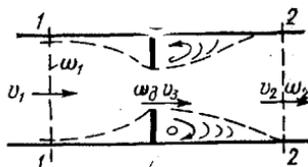


Рис. 3.6. Схема диафрагмы



$$\varepsilon = \omega_{сж} / \omega_D = 0,57 + 0,043 / (1,1 - \omega_D / \omega_1), \quad (3.80)$$

где  $\omega_{сж}$  и  $\omega_D$  — площади сжатого сечения и диафрагмы.

Коэффициенты сопротивления, отнесенные в формуле Вейсбаха (3.10) к скоростям течения в сечении диафрагмы  $v_2$  перед диафрагмой  $v_1$  и за диафрагмой  $v_2$  соответственно равны:

$$\zeta_{д2} = \left( \frac{\omega_2}{\varepsilon \omega_D} - 1 \right)^2 = \left( 1,75 \frac{\omega_2}{\omega_D} \cdot \frac{1,1 - \omega_D / \omega_1}{1,175 - \omega_D / \omega_1} - 1 \right)^2, \quad (3.81)$$

или

$$\zeta_{д2} = \zeta_{д3} (\omega_D / \omega_2)^2 = \zeta_{д1} (\omega_1 / \omega_2)^2. \quad (3.82)$$

Потери напора  $h_{пот}$ , вызываемые диафрагмами, стандартными соплами или соплами Вентури, могут быть определены через разность  $h$  пьезометрических напоров.

В табл. 3.15 представлены  $\varepsilon$  и  $\zeta_2$ , вычисленные по формулам (3.80) и (3.81) при  $\omega_1 = \omega_2$ , а также коэффициенты потерь  $\Phi_{пот} = h_{пот} / h$  и коэффициенты местных сопротивлений (отнесенные к скорости  $v_1$ ) для водомеров с сужающими устройствами.

4. Вход в трубу. Коэффициент сопротивления для входа в трубу через диафрагму из резервуара значительных размеров согласно формулам (3.81) и (3.82) при  $\omega_D / \omega_1 = 0$  имеет следующий вид:

$$\zeta_{вх} = [\omega_2 / (0,611 \omega_D) - 1]^2. \quad (3.83)$$

Коэффициент сопротивления входа потока в прямую трубу зависит от относительной толщины  $\delta_1 / d_r$  стенки входной кромки трубы и относительного расстояния  $b / d_r$  от обреза трубы до стенки, в которую она заделана (рис. 3.7). Максимальное значение коэффициента сопротивления прямого входного участка при острой кромке ( $\delta_1 / d_r \approx 0$ ) и удалении обреза трубы от стенки, в которую она

Таблица 3.15. Значения коэффициентов потерь и местных сопротивлений сужающих устройств

Тип сужающего устройства	Кэф-фициенты	$\omega_D/\omega_1$						
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8
Диафрагма	$\zeta$	0,613	0,618	0,623	0,631	0,642	0,656	0,713
	$\zeta_{\text{вх}}$	235,0	49,2	18,8	8,8	4,4	2,34	0,55
	$\zeta_{\text{пот}}$	0,88	0,79	0,68	0,57	0,5	0,41	—
Сошло	$\zeta_{\text{пот}}$	0,86	0,72	0,58	0,44	0,30	0,16	—
	$\zeta$	90,0	17,0	6,0	2,5	1,2	0,6	—
Сошло Вентури	$\zeta_{\text{пот}}$	0,215	0,175	0,143	0,118	0,09	0,07	—
	$\zeta$	22,0	4,5	1,7	0,8	0,4	0,22	—
Двойное сошло Вентури	$\zeta_{\text{пот}}$	0,125	0,081	0,07	0,064	—	—	—
	$\zeta$	12,7	2,03	0,75	0,36	—	—	—
Труба Вентури	$\zeta_{\text{пот}}$	0,13	0,10	0,08	0,06	0,04	0,03	—
	$\zeta$	16,0	3,2	1,2	0,5	0,24	0,12	—

заделана на  $b \geq 0,5d_r$ , равно единице. Минимальное значение коэффициента сопротивления  $\zeta_{\text{вх}} = 0,5$  будет при утолщении входной кромки до  $\delta_1 \geq 0,05d_r$  или при заделке обреза трубы заподлицо со стенкой ( $b/d_r = 0$ ). Малое сопротивление  $\zeta_{\text{вх}} = 0,03$  создается при плавном входе, очерченном по дуге круга ( $r > 0,16d_r$ ). При коническом входе (при угле сужения  $\alpha = 40^\circ$  и относительной длине сужающего участка  $l \geq 0,5d_r$ ) —  $\zeta_{\text{вх}} = 0,11$ .

При заделке входного участка в торцевую стенку под углом  $\beta$  (рис. 3.8) коэффициент сопротивления определяется по формуле Вейсбаха:

$$\zeta = 0,5 + 0,3 \cos \beta + 0,2 \cos^2 \beta. \quad (3.84)$$

5. Внезапное сужение (рис. 3.9). Коэффициент сопротивления внезапного сужения, отнесенный к скорости  $v_2$ , выражается зависимостью [24]

$$\zeta_{\text{в.с}} = \zeta_{\text{вх}} (1 - \omega_2/\omega_1), \quad (3.85)$$

где  $\zeta_{\text{вх}}$  берется в зависимости от условий входа (рис. 3.7). Так, если кромка входа тупая, то  $\zeta_{\text{вх}} = 0,5$ , если она срезана под углом  $\alpha$ , то  $\zeta_{\text{вх}}$  зависит от  $\alpha$ :

$\alpha$ , град . . .	10	20	40	60	80	100	140
$\zeta_{\text{вх}}$ . . .	0,20	0,12	0,10	0,10	0,15	0,20	0,30

При  $Re < 10\,000$  коэффициент  $\zeta_{\text{вх}}$  зависит от числа Рейнольдса и может быть определен по данным исследований Ю. А. Скобельцына и П. В. Хомутова [84].

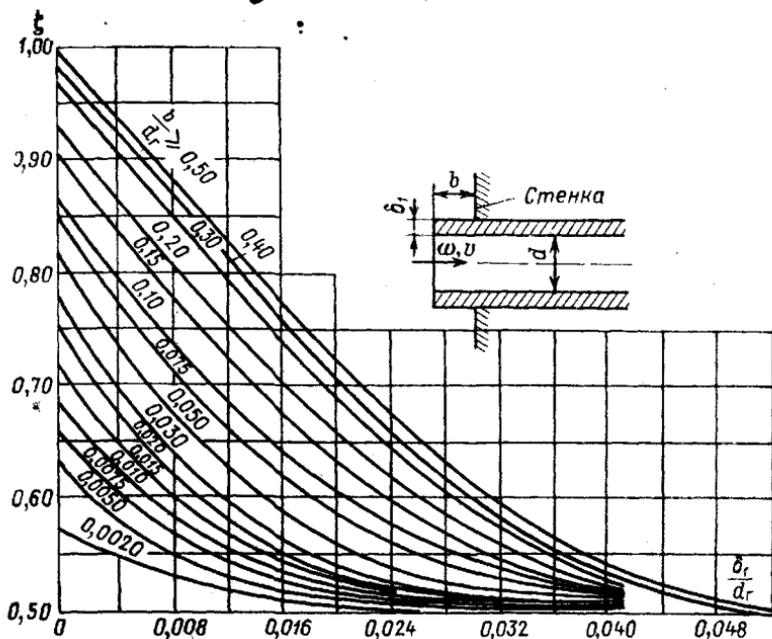


Рис. 3.7. Значения коэффициента сопротивления входа в трубу ( $d_r$  — гидравлический диаметр, равный для круглой трубы  $d$ )

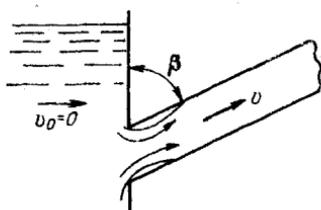


Рис. 3.8. Схема входа жидкости под углом к торцевой стенке

**6. Конфузоры (рис. 3.10,а).** Коэффициент сопротивления конфузора, отнесенный к скорости  $v_2$ , определяется как для внезапного сужения со срезанной под углом  $\alpha$  кромкой входа [24]:

$$\zeta_{\text{к}} = f(\alpha) (1 - \omega_2/\omega_1) + \zeta_{\text{тр}}, \quad (3.86)$$

где  $f(\alpha)$  — определяется по приведенным в п. 5 данным;  $\zeta_{\text{тр}}$  — коэффициент сопротивления трению:

$$\zeta_{\text{тр}} = \lambda [1 - (\omega_2/\omega_1)^2] / (8 \sin \alpha/2); \quad (3.87)$$

для криволинейного конфузора  $\zeta_{\text{к}} \approx \zeta_{\text{тр}}$ .

Значения  $\zeta_{\text{тр}}$  при  $\lambda = 0,02$  приведены на рис. 3.10,б.

**7. Диффузоры.** Коэффициент сопротивления диффузора, отнесенный к скорости перед ним, определяется по формуле

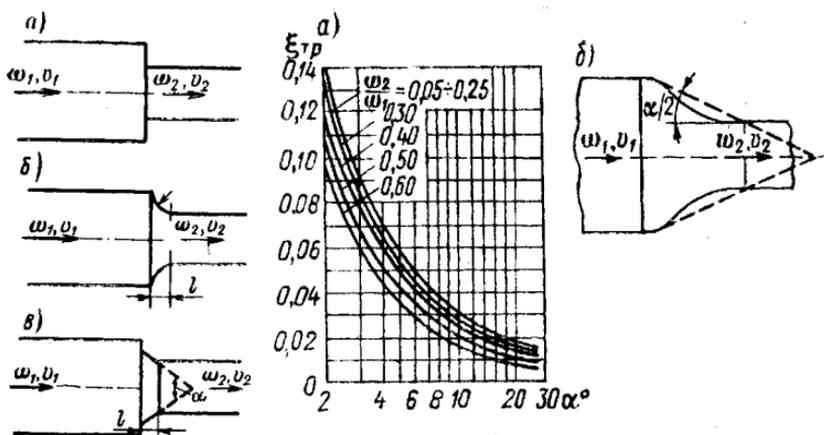


Рис. 3.9. Схемы внезапных сужений трубопроводов

а — тупая кромка входа; б — то же, закругленная; в — то же, срезанная под углом

Рис. 3.10. График для расчета коэффициента сопротивления трению в диффузорах и конфузорах (а) и схема конфузоров (б)

$$\zeta_{\text{диф}} = 3,2 k (\operatorname{tg} \alpha/2)^{1,25} (1 - \omega_1/\omega_2)^2 + \zeta_{\text{тр}}, \quad (3.88)$$

где для конических диффузоров с углами расширения в пределах  $0 < \alpha < 40^\circ$  коэффициент  $k=1$ , а для пирамидальных диффузоров с расширением в двух плоскостях:

$$\left. \begin{array}{l} \text{при } 4^\circ < \alpha < 12^\circ \quad k = 0,66 + 0,11 \alpha; \\ \text{при } 12^\circ < \alpha < 40^\circ \quad k = 2,32 - 0,0275 \alpha; \end{array} \right\} \quad (3.89)$$

$\zeta_{\text{тр}}$  — коэффициент сопротивления трению, описываемый формулой (3.87).

Коэффициенты сопротивления переходных участков, у которых прямоугольное сечение с небольшим отношением сторон ( $a/b \leq 2,0$ ) переходит в круглое или наоборот, могут быть определены по данным для диффузоров прямоугольного сечения с эквивалентными углами расширения. Эквивалентный угол  $\alpha_e$  находится из выражения

$$\operatorname{tg} \alpha_e/2 = \pm (2 \sqrt{ab/\pi} - D)/(2 l_{\text{диф}}), \quad (3.90)$$

где для перехода круга диаметром  $D$  в прямоугольник  $a \times b$  принимается знак «плюс», а для перехода прямоугольника  $a \times b$  в круг диаметром  $D$  — знак «минус».

Коэффициенты сопротивления конфузора  $\zeta_k$  и диффузора  $\zeta_{\text{диф}}$  при малых числах Рейнольдса ( $Re < 600$ ) зависят от чисел  $Re$ . В этом случае для расчета  $\zeta_k$  и  $\zeta_{\text{диф}}$  можно использовать формулы Г. К. Артюшкиной и Р. Е. Везиряна [84].

8. Сварные стыки. Коэффициенты сопротивления стыков зависят от технологии сварки и могут быть определены по данным табл. 3.16.

Таблица 3.16. Значения  $\xi_{ст}$  для различных видов сварных стыков труб

Технология сварки	Диаметр трубы $d$ , мм							
	200	300	400	500	600	700	800	900
С подкладными кольцами ( $\delta=5$ мм)	0,06	0,03	0,018	0,013	0,009	0,007	0,006	0,005
Электродуговые и контактные ( $\Delta_э=3$ мм)	0,026	0,135	0,009	0,006	0,004	0,0028	0,0023	0,002

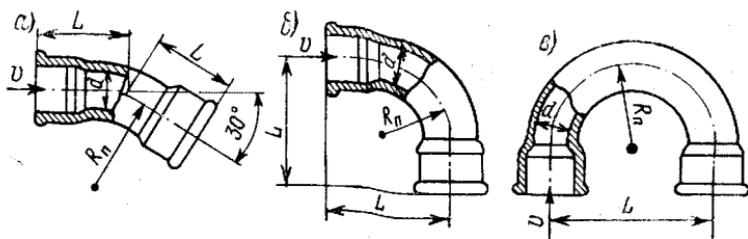


Рис. 3.11. Схема стандартных чугунных отводов на резьбе

а — на угол  $\alpha < 90^\circ$ ; б — то же,  $\alpha = 90^\circ$ ;  
в — то же,  $\alpha = 180^\circ$

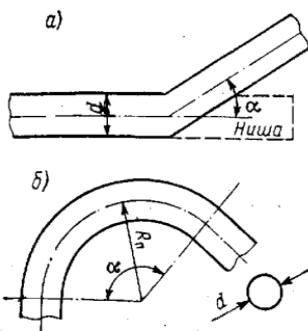


Рис. 3.12. Расчетные схемы

а — колено; б — поворот

Коэффициенты сопротивления в стыках полиэтиленовых труб в зависимости от их длины и наружного диаметра при контактной сварке и для различных соединений пластмассовых труб даны в справочнике [84].

9. Отводы. Коэффициент сопротивления отводов равен сумме коэффициентов сопротивления на поворот и по длине. Для определения этих коэффициентов имеются формулы Г. Н. Абрамовича [24] и Б. Б. Некрасова [84].

Коэффициенты сопротивления стандартных чугунных отводов на резьбе (рис. 3.11), отнесенные к скорости  $v$ , могут быть взяты из табл. 4.17, а в колене с острыми кромками на повороте (рис. 3.12, а) зависят от угла поворота  $\alpha$ :

$\alpha$ . . . . .	20	30	45	60	75	90	110	130	150	180
$\zeta_k$ . . . . .	0,125	0,155	0,318	0,555	[0,806]	1,19	1,87	2,60	3,2	3,0

Таблица 3.17. Значения  $\zeta$  для чугунных отводов на резьбе (рис. 3.11)

Диаметр $d$ , дюйм	Угол отвода											
	30°		45°		90°		90°, $R_{\Pi}/d=$ $=1,36...1,67$		90°, $R_{\Pi}/d=$ $=2...2,13$		180°	
	L, мм	$\zeta$	L, мм	$\zeta$	L, мм	$\zeta$	L, мм	$\zeta$	L, мм	$\zeta$	L, мм	$\zeta$
1/2	30	0,81	36	0,73	30	2,19	45	1,20	55	0,82	38	1,23
1	44	0,52	52	0,38	40	1,98	63	0,80	85	0,53	102	0,70
1 1/2	56	0,32	68	0,27	55	1,60	85	0,81	116	0,53	102	0,65
2	66	0,19	81	0,23	65	1,07	98	0,58	140	0,35	127	0,58

Для колена с нишей коэффициент сопротивления на 20% больше, чем для колена без ниши.

10. Повороты (рис. 3.12, б). При повороте потока на угол  $\alpha$  коленом круглого сечения коэффициент сопротивления можно найти по выражению, приведенному в работе [5]:

$$\zeta = [0,2 + 0,001 (100 \lambda)^8] \sqrt{d/R_{\Pi}} f(\alpha), \quad (3.91)$$

где значения  $f(\alpha)$  зависят от угла  $\alpha$ :

$\alpha$ , град . . .	20	30	40	50	60	70	80
$f(\alpha)$ . . . .	0,4	0,55	0,65	0,75	0,83	0,88	0,95
$\alpha$ , град . . .	90	100	120	140	160	180	
$f(\alpha)$ . . . .	1,0	1,05	1,13	1,2	1,27	1,33	

Для сварного колена, состоящего из пяти-шести звеньев, коэффициент сопротивления определяют по формуле А. В. Панченко:

$$\zeta_{с.к} = 0,008 \alpha^{0,75} (d/R_{\Pi})^{0,6}, \quad (3.91a)$$

где  $d/R_{\Pi}$  — отношение диаметра трубы к радиусу закругления.

В табл. 3.18 даны коэффициенты сопротивления для угольников, а в табл. 3.19 — для компенсаторов.

Таблица 3.18. Значения  $\zeta$  для угольников

Параметры	Внутренний диаметр трубы $d$ , мм								
	13	19	25	32	38	50	63	75	100
$R_{\Pi}/d$	1,38	1,08	0,88	0,81	0,79	0,72	0,70	0,68	0,64
$\zeta$	0,88	1,0	1,05	1,10	1,1	1,14	1,15	1,17	1,22

Таблица 3.19. Значения  $\zeta$  для компенсаторов [27]

Вид компенсаторов	Диаметр $d$ , мм.					
	50	100	200	300	400	500
Лирообразный гладкий, $R_{\Pi}/d=6$	1,7	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6
Лирообразный с фальцами, $R_{\Pi}/d=5$	—	2,2	2,5	2,8	3,1	3,5
Лирообразные из волнистой трубы, $R_{\Pi}/d=5$	3,0	3,3	3,7	4,2	4,6	5,0
Л-образный	2,0	2,1	2,3	2,5	2,7	2,9

Для змеевиков ( $R_{\Pi}/d \geq 3$ ) с любым углом поворота  $\alpha$

$$\zeta = 0,0175 \alpha (R_{\Pi}/d) (A/Re^n) (d/2 R_{\Pi})^m, \quad (3.92)$$

где при изменении  $Re \sqrt{d/2 R_{\Pi}}$  от 50 до 600 имеем:  $A=20$ ,  $n=0,65$  и  $m=0,175$ ; от 600 до 1400 —  $A=10,4$ ,  $n=0,55$  и  $m=0,225$ .

11. Задвижки. Значения коэффициентов сопротивления в зависимости от степени открытия  $h/d$  для простых задвижек и задвижек Лудло даны в табл. 3.20, а для задвижек типа «Москва» и чугунных параллельных задвижек — на рис. 3.13.

Для параллельных задвижек ( $d=200$  и  $300$ ) при  $Re > 10\,000$  коэффициент сопротивления можно определить по формуле В. А. Гуркина:

$$\lg \zeta_3 = 0,185 (d/h) + 0,4 \sqrt{h/d} + 0,77. \quad (3.93)$$

Для суженных задвижек (в пределах  $d_2/d_1=0,06...0,8$ )

$$\zeta_3 = (5 \dots 6,25) (\omega_2/\omega_1 - 1)^2 \operatorname{tg} \alpha/2, \quad (3.94)$$

где  $\alpha$  — центральный угол конусности.

Таблица 3.20. Коэффициенты сопротивления задвижек и прямооточного вентиля  $\zeta$ , отнесенные к скорости в сечении перед задвижкой, при различных степенях открытия

Вид задвижки	Значения $h/d$									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Простая без выемки для клапана	160	35	10,0	4,6	2,1	0,98	0,44	0,17	0,06	0,05
Лудло с выемкой для клапана	200	33	11,0	4,7	2,35	1,23	0,67	0,31	0,11	0,05
То же, концевая	200	36	14,2	7,1	3,85	2,3	1,4	0,75	0,21	0,11
То же, $d_T/d=1,25$	200	34	12,5	6,5	3,65	2,15	1,35	0,71	0,24	0,07
То же, $d_T/d=1,5$	200	33	12,5	6,1	3,15	1,85	1,10	0,58	0,18	0,06
То же, с полым кольцом на клапане	400	43	12,8	5,3	2,48	1,19	0,51	0,22	0,08	0,03
То же, концевая	3900	260	70,0	22,0	8,7	4,0	1,85	0,78	0,15	0
Вентиль:										
$d=38$ мм	—	12	4,4	2,6	2,0	1,7	1,5	1,3	—	1,11
$d=200$ мм	—	13	5,8	3,2	2,0	1,4	1,0	0,8	—	0,50

Примечания: 1. Для концевых задвижек, установленных на выходе из сети, значения  $\zeta$  не учитывают потерю скоростного давления на выходе. 2. Значения  $\zeta$  задвижки в конфузорно-диффузорном переходе не учитывают потери в нем.

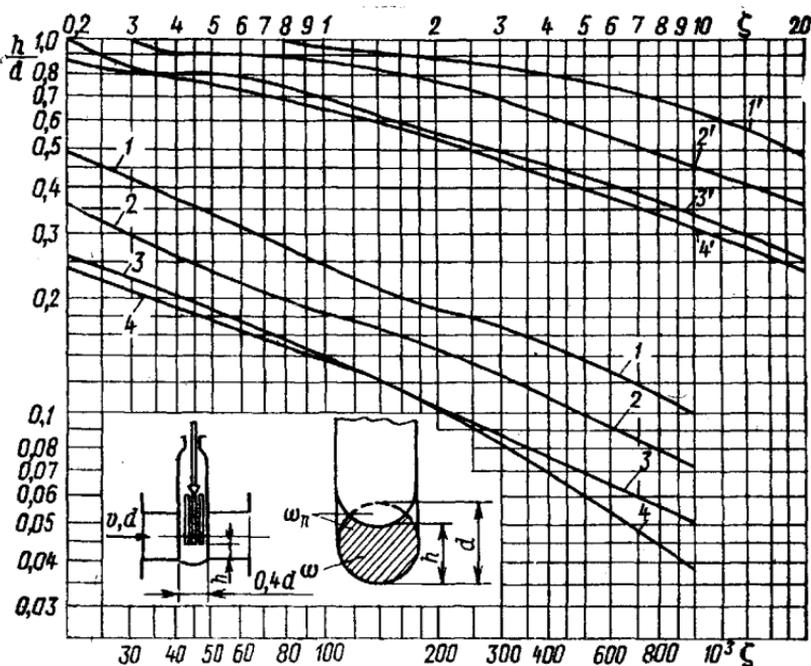
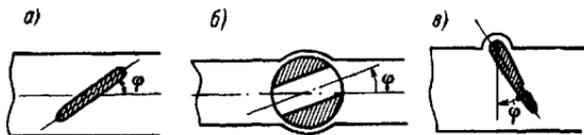


Рис. 3.13. Зависимость коэффициентов сопротивления задвижки «Москва» и параллельной чугунной задвижки от степени их открытия 1 — задвижка «Москва»; 2 — чугунная параллельная задвижка шириной 0,4d при  $d/d_T=1,5$ ; 3 — то же, при  $d/d_T=1,25$ ; 4 — то же, при  $d/d_T=1,0$ ; d — диаметр прохода задвижки;  $d_T$  — диаметр трубопровода; кривые 1'—4' соответствуют  $\zeta \leq 20$ ; кривые 1—4 —  $\zeta < 20$

Рис. 3.14. Расчетные схемы а — дроссельный затвор; б — пробковый кран; в — захлопка



Площадь открытия задвижки в зависимости от степени открытия может быть выражена формулой

$$\omega/\omega_{\Pi} = 1,25 (h/d) - 0,25 (h/d)^4, \quad (3.95)$$

где  $\omega_{\Pi}$  — площадь при полностью открытой задвижке.

12. Дроссельный затвор (рис. 3.14, а) пробковый кран (рис. 3.14, б) и захлопка (рис. 3.14, в). Значения коэффициентов сопротивления в зависимости от угла поворота  $\varphi$ , показанного на схемах (рис. 3.14), приведены в табл. 3.21, а для конусного крана — на рис. 3.15.

Таблица 3.21. Значение  $\zeta$  для дроссельного затвора, пробкового крана и захлопки

Параметры	Угол $\varphi$ , град										
	5	10	15	20	25	30	40	50	60	65	70
	<i>Дроссель в цилиндрической трубе</i>										
	0,24	0,52	0,90	1,54	2,51	3,91	10,8	32,6	118	256	751
	<i>Дроссель в прямоугольной трубе</i>										
$\omega/\omega_{\Pi}$	0,91	0,83	0,74	0,66	0,58	0,50	0,36	0,23	0,13	0,09	0,06
$\zeta$	0,28	0,45	0,77	1,34	2,16	3,54	9,3	24,9	77,4	158	338
	<i>Пробковый кран в цилиндрической трубе</i>										
$\omega/\omega_{\Pi}$	0,93	0,85	0,77	0,69	0,60	0,52	0,35	0,19	—	При 67° закрыт	
$\zeta$	0,05	0,31	0,88	1,84	3,45	6,15	20,7	95,3	—	—	
	<i>Пробковый кран в прямоугольной трубе</i>										
$\omega/\omega_{\Pi}$	0,93	0,85	0,77	0,69	0,61	0,53	0,38	0,25	0,14	При 82° закрыт	
$\zeta$	0,05	0,29	0,75	1,56	3,10	5,47	17,3	52,6	206	—	
	<i>Захлопка</i>										
$\zeta$	—	—	90	62	42	30	14	6,6	3,2	2,3	1,7

Коэффициент сопротивления круглого дроссельного клапана

$$\zeta = [(0,43 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi)]^2. \quad (3.96)$$

Значения коэффициентов сопротивлений дисковых затворов  $\zeta_d$  следующие:

Диаметр условного прохода $d_y$ , мм	50	100	150	200	300	500	600	1400
$\zeta_d$ для затвора с уплотнением по корпусу	—	0,45	0,4	0,36	0,3	—	0,09	—
$\zeta_d$ для затвора с уплотнением по диску	0,95	0,5	—	—	0,35	0,3	—	0,175

Для промежуточных открытий вентиля коэффициент сопротивления ориентировочно можно определять по формуле

$$\zeta_b = b + c (d/h)^m, \quad (3.97)$$

где  $b=0,3; 4,0$  и  $1,7; c=0,22; 0,107$  и  $0,75; m=7; 5$  и  $2$  соответственно для  $d_y=75, 100$  и  $150$  мм [27].

13. Вентиль с косым затвором (рис. 3.16). В табл. 3.20 даны коэффициенты сопротивления, отнесенные к скорости  $v$ , для двух диаметров  $d=38$  и  $200$  мм.

14. Шаровые затворы (рис. 3.17). Имеют клапаны (ротор) сферический или выполненный с ребрами жесткости и двусторонним уплотнением (схема а), с односторонним уплотнением (схема б) или в виде поворотной трубы с ребрами жесткости, но без уплотнения (схема в). Коэффициенты сопротивления приведены на рис. 3.17.

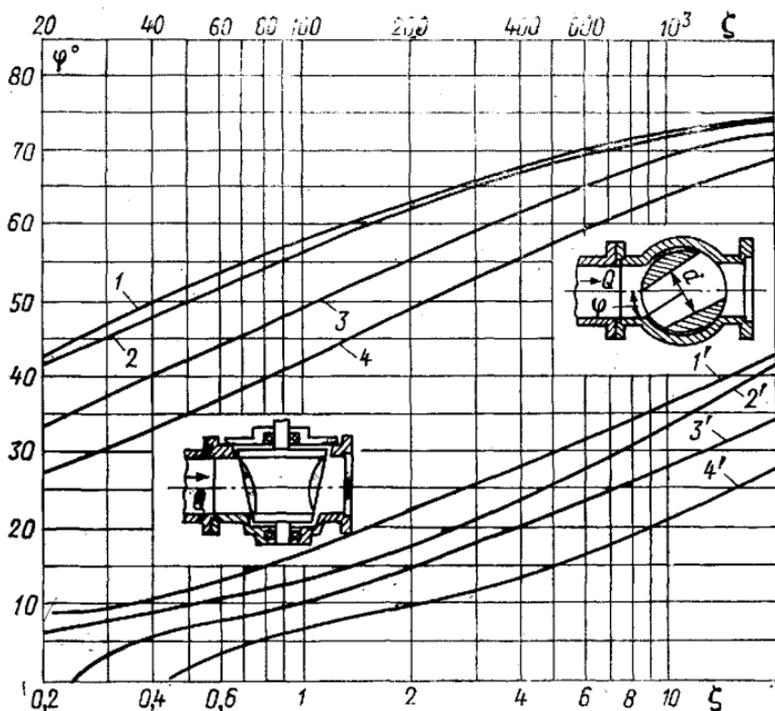


Рис. 3.15. Зависимость коэффициентов сопротивления конусного крана (угол конусности  $13^\circ 40'$ ) и конфузорно-диффузорного перехода (угол конфузора  $40^\circ$ , угол диффузора  $7^\circ$ ), отнесенных к скорости потока в трубопроводе диаметром  $d_T$ , от угла поворота крана  
 1 —  $d_T/d=1,0$  (за краном имеется трубопровод); 2 —  $d_T/d=1,0$  (за краном нет трубопровода); 3 —  $d_T/d=1,25$  (за краном имеется трубопровод); 4 —  $d_T/d=1,5$  (за краном имеется трубопровод)  
 Кривые 1'—4' соответствуют  $\zeta \leq 20$ ; кривые 1—4 отвечают  $\zeta > 20$

**15. Сегментные затворы (рис. 3.18).** По кинематике и конструкции они являются сочетанием шарового затвора и задвижки с очкообразным клапаном, т. е. клапаном, имеющим кольцо с внутренним диаметром  $d$ . Коэффициенты сопротивления даны на рис. 3.18.

**16. Вальцовые затворы (рис. 3.19).** Такие затворы имеют по два вальца диаметром  $d_v$ , выполняющие роль клапана затвора. В каждом из вальцов сделана выемка такой формы, что в положении

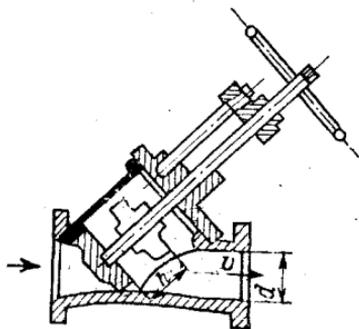


Рис. 3.16. Вентиль с косым затвором

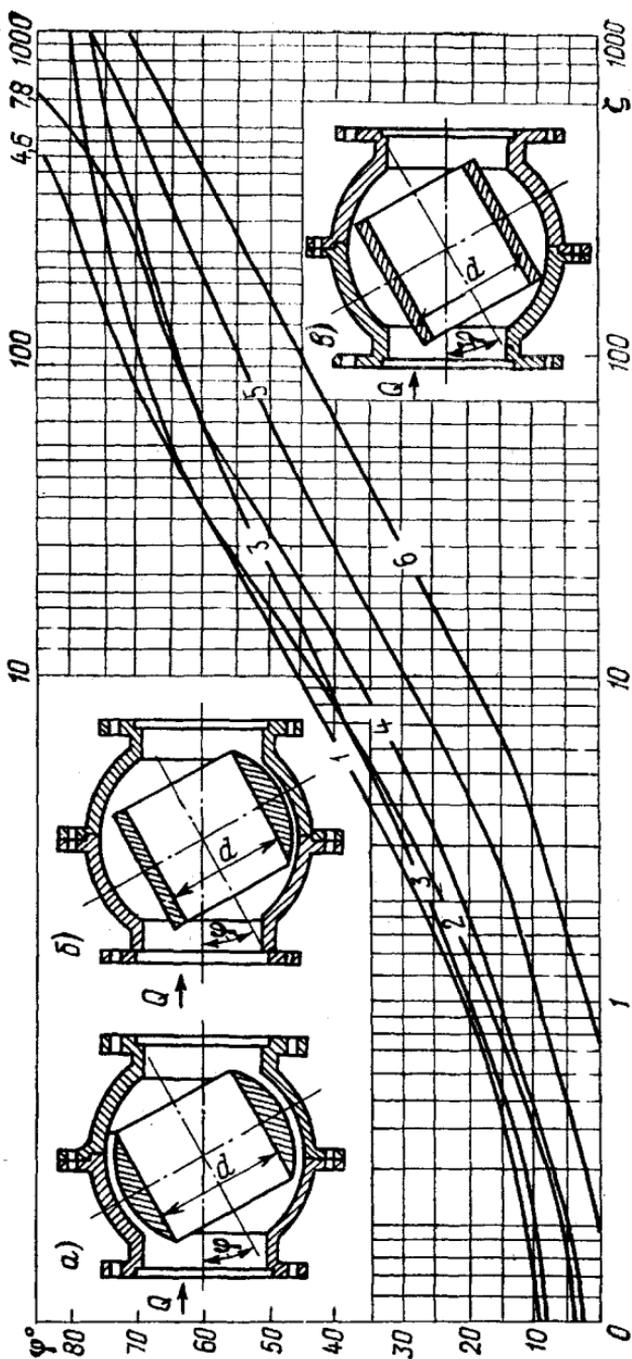


Рис. 3.17. Схемы и коэффициенты сопротивления шарового затвора и конфузорно-диффузорного перехода (угол конфузора  $40^\circ$ , угол диффузора  $7^\circ$ ), отнесенные к скорости потока в трубопроводе диаметром  $d_T$ .  
 Кривые 1—4 при  $d_T/d=1$ : 1 — клапан с двусторонним уплотнением и сферический клапан, за затвором трубопровод; 2 — клапан с односторонним уплотнением, за затвором нет трубопровода; 3 — клапан тот же, за затвором трубопровод; 4 — клапан с односторонним уплотнением и клапан сферический, за затвором нет трубопровода; 5 — условия те же, при  $d_T/d=1.25$ ; 6 — условия те же, при  $d_T/d=1.5$ .

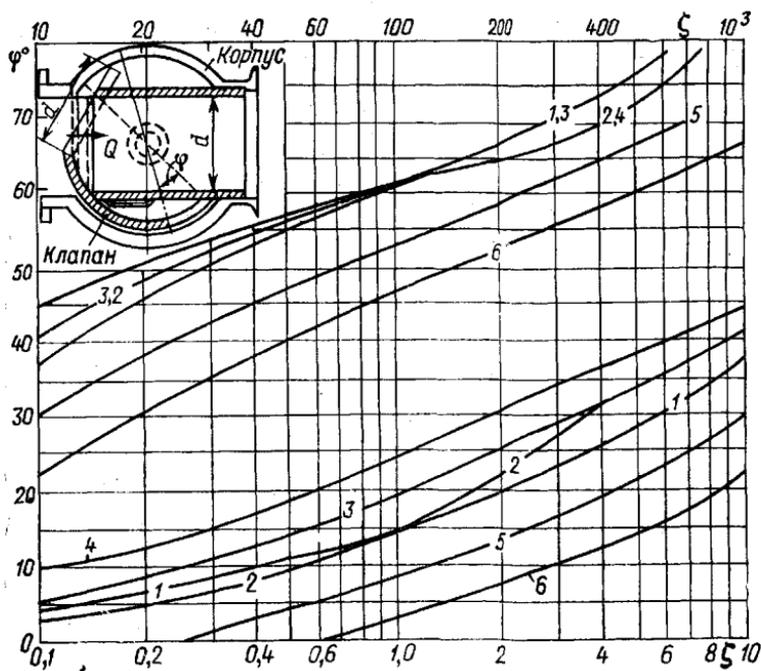


Рис. 3.18. Схема и коэффициенты сопротивления сегментного затвора и конфузорно-диффузорного перехода (угол конфузора  $40^\circ$ , угол диффузора  $7^\circ$ ), отнесенные к скорости в трубопроводе диаметром  $d_T$ . 1 —  $d_T/d=1,0$  (поток прямой, за затвором нет трубопровода); 2 — то же, поток обратный; 3 —  $d_T/d=1,0$  (поток прямой, за затвором трубопровод); 4 — то же, поток обратный; 5 —  $d_T/d=1,25$  (поток прямой, за затвором трубопровод); 6 —  $d_T/d=1,5$  (поток прямой, за затвором трубопровод); нижние кривые соответствуют  $\zeta \leq 10$ , верхние  $\zeta > 10$

полного открытия между вальцами образуется свободный цилиндрический проход диаметром  $d$ . Коэффициенты сопротивления представлены на рис. 3.19.

17. Цилиндрические затворы (рис. 3.20). Цилиндрический затвор упорным конусом (рис. 3.20, а) и выпускной трубой диаметром  $D > d$  (где  $d$  — диаметр напорной трубы затвора) обладает сравнительно большим коэффициентом сопротивления (табл. 3.22), чем подобный же затвор с присоединенным к нему обтекателем (рис. 3.20, б и табл. 3.23).

18. Другие типы запорных устройств. В табл. 3.24 даны коэффициенты сопротивления, отнесенные к подходной скорости, для стандартного вентиля с делительной стенкой под углом  $45^\circ$ , вентиля «Косва» с суженным на 30% сечением седла и прямооточного вентиля

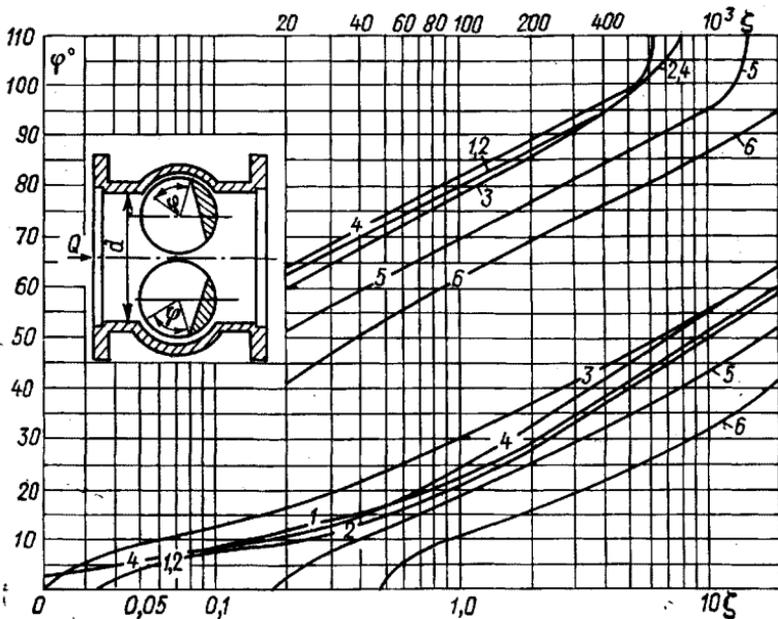


Рис. 3.19. Коэффициенты сопротивления вальцового затвора и конфузочно-диффузорного перехода (угол конфузора  $40^\circ$ , угол диффузора  $7^\circ$ ), отнесенные к скорости движения жидкости в трубопроводе диаметром  $d_T$  (обозначения см. на рис. 3.18; нижние кривые соответствуют  $\zeta \leq 20$ , верхние —  $\zeta > 20$ )

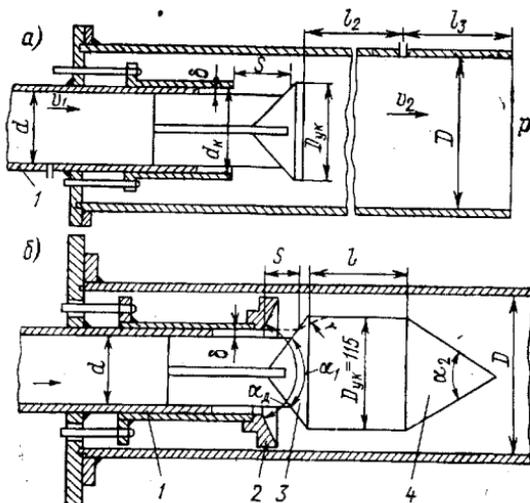


Рис. 3.20. Цилиндрический затвор в напорной трубе  
 а — с упорным конусом и выпускной трубой; б — с обтекателем; 1 — напорная труба; 2 — фланец на клапане; 3 — упорный конус; 4 — обтекатель

Таблица 3.22. Значения  $\zeta$  при различных относительных открытиях  $s/d$  цилиндрического затвора с углом упорного конуса  $\alpha$  и выпускной трубой за ним диаметром  $D$

$D/d$	Значения $s/d$ при $\alpha=120^\circ$									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1,5	8,98	3,80	2,50	2,01	1,83	1,750	1,710	1,68	1,680	1,68
1,75	9,34	3,74	2,09	1,50	1,26	1,126	1,067	1,03	1,001	0,99
2,0	11,03	3,78	1,97	1,30	1,16	1,035	0,970	0,935	0,905	0,885
2,5	11,87	3,82	2,02	1,44	1,19	1,050	0,973	0,93	0,920	0,89
3,0	12,34	3,84	2,26	1,60	1,27	1,129	1,030	0,99	0,960	0,95
$\infty$	13,30	4,45	2,38	1,71	1,41	1,250	1,170	1,139	1,085	1,06

$D/d$	Значения $s/d$ при $\alpha=90^\circ$							
	0,4	0,45	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75
1,5	1,81	1,62	1,480	1,40	1,35	1,29	1,28	1,260
1,75	1,55	1,26	1,124	1,04	0,95	0,90	0,86	0,834
2,0	1,53	1,19	1,120	1,035	0,96	0,91	0,88	0,840
2,5	1,58	1,34	1,208	1,12	1,03	0,98	0,94	0,918
3,0	1,66	1,44	1,280	1,18	1,09	1,04	0,99	0,980
$\infty$	2,08	1,78	1,560	1,43	1,337	1,26	1,22	1,190

Таблица 3.23. Значения  $\zeta$  при различных относительных открытиях  $s/d$  для цилиндрических затворов с разными диаметрами  $D$  выпускной трубы и формами обтекателя

$D/d$	Значения $s/d$ при $\alpha_1=90^\circ$ и $\alpha_2=30^\circ$									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1,5	13,02	3,10	1,04	0,505	0,39	0,345	0,325	0,32	0,315	0,315
1,75	13,80	3,08	1,45	0,85	0,59	0,47	0,41	0,37	0,36	0,35
2,0	9,42	3,50	1,50	1,01	0,76	0,63	0,58	0,55	0,32	0,51
2,5	11,87	4,31	2,17	1,44	1,10	0,93	0,84	0,78	0,76	0,76
3,0	15,99	4,92	2,51	1,66	1,28	1,11	1,00	0,94	0,89	0,86

$D/d$	Значения $s/d$ при $\alpha_1=120^\circ$ и $\alpha_2=30^\circ$					Значения $s/d$ при $\alpha_1=60^\circ$ и $\alpha_2=30^\circ$				
	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
1,5	0,75	0,61	0,54	0,50	0,48	1,03	0,60	0,41	0,34	0,30
1,75	0,97	0,79	0,69	0,64	0,61	1,59	1,01	0,50	0,53	0,45
2,0	1,18	0,95	0,83	0,77	0,74	1,88	1,25	0,88	0,74	0,64
2,5	1,38	1,12	0,99	0,91	0,89	2,40	1,48	1,20	1,00	0,89
3,0	1,50	1,23	1,08	1,00	0,96	—	—	—	—	—

$D/d$	Значения $s/d$ при $\alpha_1=90^\circ$ и $\alpha_2=60^\circ$				
	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
1,5	—	—	—	—	—
1,75	—	—	—	—	—
2,0	1,05	0,81	0,67	0,60	0,55
2,5	1,49	1,12	0,95	0,86	0,80
3,0	1,66	1,32	1,10	0,99	0,92

Примечание. Форма обтекателя определяется углами  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$ .

Таблица 3.24. Значения  $\zeta$  для вентиля в зависимости от диаметра  $d$

Вид вентиля	Диаметр $d$ , мм									
	13	20	40	80	100	150	200	250	300	350
Стандартный	10,80	8,00	4,90	4,00	4,1	4,40	4,70	5,10	5,4	5,50
«Косва»	—	—	—	2,40	2,2	1,86	1,65	1,50	1,4	1,30
Прямоточный	1,44	1,16	0,82	0,58	0,5	0,42	0,36	0,32	0,3	0,28

при полном открытии. Для других запорных устройств коэффициенты сопротивления следующие:

вентили:	
«Рей»	3,4
штампованный	7,8
«Косва» с полным сечением седла	1,6—2,2
стандартный с вертикальной делительной стенкой $d=13...50$ мм	16—7
завдвижки:	
клинетная	0,2
паровая с рычажным затвором	0,75
с распорным грибком и выдвижной трубой	0,1
то же, при $d/d_{суж}=1,2...1,8$	0,3—2,2
Лудло с симметричным переходом $d_c/d=0,67$	0,36
то же, при $d_{суж}/d=0,75...0,8$	0,19

19. Клапаны (рис. 3.21). Коэффициенты сопротивления клапанов, отнесенные к скоростям на подходе к ним, можно определять по формулам Баха:

для тарельчатого (рис. 3.21, а)

$$\zeta = 0,55 + 4 (b/d - 0,1) + 0,155 (d/h)^2; \quad (3.98)$$

для конусного (рис. 3.21, в)

$$\zeta = 0,6 + 0,15 (d/h)^2; \quad (3.99)$$

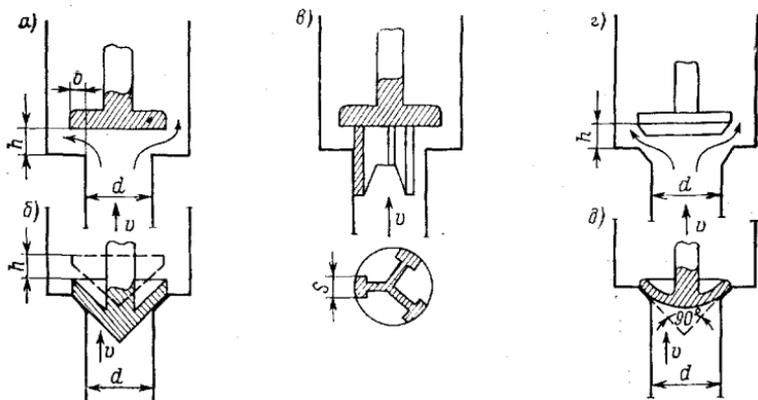


Рис. 3.21. Схемы клапанов

а — тарельчатый; б — тарельчатый с нижним направлением; в, г — конусный; д — шаровой

для тарельчатого с нижним направлением (рис. 3.21, в)

$$\xi = (10,7 - 11,4 \omega/\omega_0) [0,55 + 4 (b/d - 0,1)] + 1,73 d^4/[h (\pi d - i s)^2], \quad (3.100)$$

где  $i$  — число ребер;  $s$  — ширина ребра;  $\omega$  — истинная площадь прохода ( $\omega/\omega_0 = 0,8 - 0,87$ );

для конусного (рис. 3.21, з) и шарового (рис. 3.21, д)

$$\xi = (2,7 \dots 2,6) - 0,8 (d/h) + 0,14 (d/h)^2. \quad (3.101)$$

При расчете коэффициентов сопротивления регулирующих (угловых и двухседельных) клапанов можно использовать исследования Э. С. Арзуманова, а при кавитационном течении в угловом регулирующем клапане — исследования А. И. Казеева [84].

Для угловых клапанов при  $1,7 \leq h/D_r \leq 30$

$$\left. \begin{aligned} 10 \leq Re_{пр} \leq 10^4 \quad \xi_{к.р} &= (25 + 4,7 h/D_r)/Re_{пр} + 1; \\ Re_{пр} > 10^4 \quad \xi_{к.р} &= 0,18 + (1 - \omega_{пр}/\omega_{усл})^2, \end{aligned} \right\} \quad (3.102)$$

где  $\xi_{к.р}$  — коэффициент сопротивления регулирующего клапана при бескавитационном течении.

Для двухседельных клапанов при  $4 \leq h/D_r \leq 60$  и  $\omega_{пр}/\omega_{усл} \leq 0,2$

$$\left. \begin{aligned} 10 \leq Re_{пр} \leq 500 \quad \xi_{к.р} &= (1,73 + 1,6 h/D_r)/Re_{пр}; \\ Re_{пр} > 500 \quad \xi_{к.р} &= 1 + 2,7 \omega_{пр}/\omega_{усл} + (\omega_{пр}/\omega_{усл})^2, \end{aligned} \right\} \quad (3.103)$$

здесь  $h$  — глубина погружения плунжера;  $D_r = 4 \omega_{пр}/\pi (D_c + d_{пл})$  — гидравлический диаметр проходного сечения дроссельного устройства;  $\omega_{пл}$  и  $\omega_{пр}$  — соответственно площадь проходного сечения и скорость потока в нем;  $D_c$  — диаметр седла дроссельного устройства;  $d_{пл}$  — диаметр плунжера в плоскости, перпендикулярной проходному сечению.

При кавитационном течении в угловом регулирующем клапане

$$\xi_{к.р}^{кав} = \xi_{к.р} \kappa/\kappa_{кр}, \quad (3.104)$$

где  $\kappa = (p_1 - p_2)/(p_1 - p_{пл})$  — коэффициент кавитации;  $p_1$  и  $p_2$  — давления соответственно перед и за клапаном;  $p_{пл}$  — давление упругих паров жидкости при температуре потока;  $\kappa_{кр}$  — критическое значение коэффициента, при котором начинается кавитация в клапане.

Для двухседельных регулирующих клапанов:

$$\xi_{к.р}^{кав} = \xi_1 \xi_2 \kappa/\kappa_{кр} (\sqrt{\xi_2 \kappa/\kappa_{кр}} + \sqrt{\xi_1})^2, \quad (3.105)$$

где  $\xi_1$  и  $\xi_2$  — коэффициенты верхнего и нижнего седла.

При этом для угловых и двухседельных регулирующих клапанов имеем:

при направлении потока на плунжер

$$\kappa_{кр} = 0,39 (0,34 \sqrt{\xi_{к.р} - 1} + 1)^2; \quad (3.106)$$

для угловых регулирующих клапанов при направлении потока под плунжер

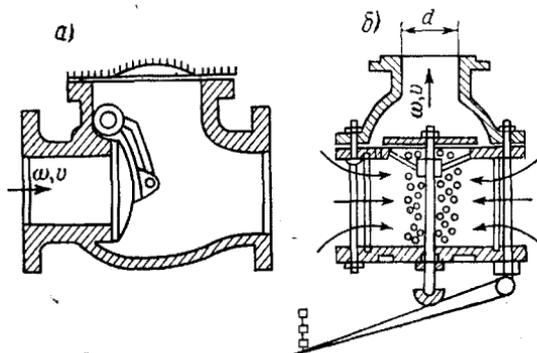


Рис. 3.22. Схемы клапанов  
 а — обратный;  
 б — всасывающий с сеткой

$$\kappa_{\text{кв}} = (\sqrt{\zeta_{\text{к.р}} - 0,39 + 0,625})^2 - 1. \quad (3.107)$$

20. Обратный клапан (рис. 3.22, а) и всасывающий клапан с сеткой (рис. 3.22, б). Коэффициенты сопротивления обратных клапанов с односторонней подвеской в зависимости от угла открытия диска  $\alpha$  даны в табл. 3.25, для обратного и всасывающего клапана с сеткой — в табл. 3.26, а для обратных клапанов с эксцентричной осью — в табл. 3.27.

Клапаны обратные, поворотные, многодисковые, фланцевые ( $D_y = 800$  и  $1000$  мм) имеют коэффициент сопротивления  $\zeta = 1,8$ .

21. Тройники (рис. 3.23). Потери напора  $h_b$  для отделяющегося потока, направляющегося в ответвление, или для расхода, присоединяемого из ответвления, можно выразить через коэффициент  $\zeta_b$  и

Таблица 3.25. Значения  $\zeta$  для обратных клапанов с односторонней подвеской.

Условный диаметр $d_y$ , мм	Угол раскрытия диска $\alpha$ , град									
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
	<i>При прямом движении жидкости</i>									
50—150	—	8	3	2,4	2,1	2,0	1,87	1,8	1,7	1,5
150	16	5	3,2	2,5	2,1	2,0	1,9	1,8	1,4	1,0
	<i>При обратном движении жидкости</i>									
150	35	9	4,5	3,3	2,9	2,5	2,1	1,9	1,6	1,3

Таблица 3.26. Значения коэффициентов сопротивления для обратного ( $\zeta_{\text{о.к}}$ ) и всасывающего ( $\zeta_{\text{в.к}}$ ) клапанов

Коэффициенты	Диаметр $d$ , мм						
	40	70	100	200	300	500	750
$\zeta_{\text{о.к}}$	1,3	1,4	1,5	1,9	2,1	2,5	0,9
$\zeta_{\text{в.к}}$	12	8,5	7,0	4,7	3,7	2,5	1,6

Таблица 3.27. Значения  $\zeta$  для обратных клапанов с эксцентричной осью

Обратный клапан	Скорости движения потока $v$ , м/с				
	1	2	3	4	5
С выгнуто-сферической тарелью, $d_y = 1000$ мм	6/30	1,8/8	0,7/3	0,7/3	0,7/3
ПТ 44007, $d_y = 800$ мм	12/60	2,2/12	0,7/3	0,6/2,8	0,6/2,8
ПФ 44025, $d_y = 1000$ мм	11/55	4/20	1,6/8	0,7/4	0,5/2
ПФ 44025, $d_y = 800$ мм	19/95	7/35	2/10	0,7/3	0,4/2

Примечание: в числителе  $\zeta_{o.k.}$  в знаменателе — угол поворота тарели в градусах.

среднюю скорость  $v_6$  общего (суммарного — до разделения или после слияния) потока:

$$h_6 = \zeta_6 v_6^2 / (2g). \quad (3.108)$$

Потери напора для проходного потока при разделении в тройнике или для расхода в прямом проходе при слиянии потоков также можно определить через коэффициент  $\zeta_n$  и среднюю скорость суммарного расхода:

$$h_n = \zeta_n v_c^2 / (2g). \quad (3.109)$$

При соединении потоков, по исследованиям В. П. Зубова, имеем:

$$\zeta_n = (2 - Q_6/Q_c) Q_6/Q_c - (1,4 - Q_6/Q_c) (Q_6/Q_c)^2 \sin \theta - 2 c_n Q_6 \omega_c \cos \theta / (Q_c \omega_6), \quad (3.110)$$

где при  $Q_6/Q_c \leq 0,6$  и  $\omega_6/\omega_c > 0,35$  коэффициент  $c_n = 0,5$ ; в остальных случаях  $c_n = 0,8 Q_6/Q_c$ :

$$\zeta_6 = \tau_{6.c} [2 (2 - Q_6/Q_c) Q_6/Q_c - 1 + (Q_6/Q_c)^2 \times (\omega_c/\omega_6 - 2 \cos \theta) \omega_c/\omega_6], \quad (3.111)$$

где при  $\omega_6/\omega_c \leq 0,35$  коэффициент  $\tau_{6.c} = 1,0$ , а при  $\omega_6/\omega_c > 0,35$  и  $Q_6/Q_c \geq 0,4$  коэффициент  $\tau_{6.c} = 0,55$ , если же  $\omega_6/\omega_c > 0,35$  и  $Q_6/Q_c \leq 0,4$ , то  $\tau_{6.c} = 0,9 (1 - Q_6/Q_c)$ .

При делении потоков коэффициент сопротивления описывается формулой:

$$\left. \begin{aligned} \zeta_n &= 0,35 (Q_6/Q_c)^2, \\ \zeta_6 &= \tau_{6.d} \{ 1 + [Q_6 \omega_c / (Q_c \omega_6) - 2 \cos \theta] Q_6 \omega_c / (Q_c \omega_6) \}. \end{aligned} \right\} \quad (3.112)$$

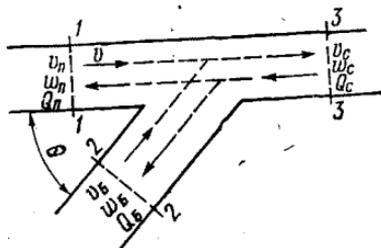


Рис. 3.23. Расчетная схема тройника

где при  $\omega_6/\omega_c \leq 0,35$ ,  $Q_6/Q_c \geq 0,4$  коэффициент  $\tau_{6.д} = 0,85$ , если же  $Q_6/Q_c \leq 0,4$ , то  $\tau_{6.д} = 1,1 - 0,7 Q_6/Q_c$ , а при  $\omega_6/\omega_c > 0,35$  и  $Q_6/Q_c > 0,6$  коэффициент  $\tau_{6.д} = 0,6$ ; если же  $Q_6/Q_c \leq 0,6$ , то  $\tau_{6.д} = 1 - 0,65 Q_6/Q_c$ .

Формулы (3.111) и (3.112) при  $\omega_6/\omega_c = 1$  и  $Q_6/Q_c = 1$  переходят в формулы для определения коэффициентов сопротивления угольника и угольника с нишей:

$$\zeta_{уг} = 1,1 (1 - \cos \theta), \quad (3.113)$$

$$\zeta_{уг.н} = 1,2 (1 - \cos \theta).$$

При некоторых отношениях расходов  $Q_6/Q_c$  коэффициент  $\zeta_n$  при делении потоков может оказаться отрицательным, что свидетельствует о возрастании удельной энергии проходного потока. Это объясняется тем, что при разделении потока в боковое ответвление отходит часть медленно текущего слоя, прилегающего к стенке, и проходной расход до деления обладает большей удельной энергией, чем общий расход.

**22. Внутренние водостоки зданий.** Коэффициенты сопротивления внутренних водостоков приведены в табл. 3.28.

**23. Насадки.** В дождевальной технике, на охладителях, в биофильтрах и в распределительных устройствах других сооружений широко применяются разбрызгивающие насадки. Потери напора в насадках определяют по формуле

$$h_n = s Q^2 \quad (3.114)$$

Значения модулей сопротивления  $s$  для различного вида насадок следующие:

для пожарных насадок

Диаметр отверстия, м	19	22	25	28	32	35
$s, \text{ м(с/л)}^2$	0,66	0,367	0,223	0,142	0,084	0,006

для спринклеров в виде насадки шпindelного типа с держателем (применяемые в биофильтрах)

$d, \text{ мм}$	12,7	14,3	15,9	17,5	19,0	20,6	22,2	23,8	25,4
$s, \text{ м(с/м}^3)^2$	4560	3040	1910	1230	796	516	314	241	172

для брызгальных насадок (тангенциальные сопла) с размерами сопел  $d_1/d_2$  ( $d_1$  — диаметр входа,  $d_2$  — диаметр выхода)

Таблица 3.28. Значения коэффициентов сопротивления для фасонных частей внутренних водостоков зданий

Схема на рис. 3.24	Вид фасонной части	$\xi$
	Воронка водосточная для не заливаемых водой кровель с колпаком диаметром 250 мм	1,6
	То же, с колпаком диаметром 360 мм	1,5
	То же, для заливаемых водой кровель с колпаком диаметром 360 мм	1,6
	Отвод чугунный канализационный или водопроводный под углом 90°	0,65
	То же, под углом 135°	0,45
	Отступ чугунный канализационный	0,25
	Тройник прямой или косой «на проход»	0,25
	То же, прямой «на поворот»	0,9
	« косой 45° «на поворот»	0,8
	Крестовина косая	1,2
	Затвор гидравлический чугунный	1,5
	То же, стальной сварной	2,0
	Выпуск (в колодец или открытый)	1,0

бутылочного типа при напоре 3—7 м

$d_1/d_2$ . . . . .	20/10	32/16	50/25	50/30
---------------------	-------	-------	-------	-------

$s, м(с/л)^2$ . . . . .	17,7—14	1,65—2,14	0,5—0,56	0,28—0,33
-------------------------	---------	-----------	----------	-----------

эвольвентного типа при напоре 5—10 м

$d_1/d_2$ . . . . .	19/10	50/25	100/50
---------------------	-------	-------	--------

$s, м(с/л)^2$ . . . . .	51—40	0,96—0,91	0,063—0,068
-------------------------	-------	-----------	-------------

Для спринклеров с металлическим замком с диаметром отверстия 12,7 мм и спринклеров типа СП-52 с диаметром отверстия 11,5 мм модуль сопротивления  $s=5,95 \div 5,92 м(с/л)^2$ . Для дренажных лопаточного и розеточного типов с диаметром отверстия 10 и 7 мм соответственно  $s=17,24$  и  $82,6 м(с/л)^2$ .

**24. Байпасы и гасители гидравлического удара.** Коэффициент сопротивления байпаса  $\xi$  при условии  $s_{байп}/d_{тр}=0,2$  определяется как сумма следующих сопротивлений:

вход в байпас . . . . .	0,6
выход из байпаса . . . . .	1,4
два сварных колена $0,26 \times 1,5 \times 2$ . . . . .	0,8
затвор . . . . .	0,2

Итого . . . . .  $\xi=3,0$

Модули сопротивления байпасов разных диаметров, определенные исходя из  $\xi=3$ , приведены ниже:

$d_{байп}$ . мм . . . . .	80	100	125	150	200	250	300
$s=h/Q^2$ $с^2/м^5$ . . . . .	6100	2480	1020	490	156	63,5	30,6
$d_{обр. кл, мм}$ . . . . .	400	500	600	800	1000	—	—

Здесь указаны диаметры обратных клапанов (по каталогу ЦИНТИ химнефтемаша), имеющих патрубки для присоединения байпасов соответствующих диаметров.

Коэффициент гидравлического сопротивления гасителя  $\xi_g=2$  (по данным УкрВОДГЕО). Рекомендованное УкрВОДГЕО количество и диаметры гасителей для водоводов разного диаметра, а также их сопротивления приведены в табл. 3.29.

**25. Водомеры.** Для измерения количества воды на вводах внутреннего водопровода устанавливают скоростные крыльчатые (и тур-

Таблица 3.29. Модули сопротивления гасителей

Показатели			Диаметр трубопровода $d$ , мм			
			300—700	800—900	1000	1200
Количество гасителей,	шт.		1	2	1	2
$d$ гас., мм			200	200	350	350
$s = h/Q^2$ , $c^2/m^5$			103	25,8	11,1	2,8

бинные) водомеры. Угловая скорость вращения вертушки, размещенной в корпусе водомера, пропорциональна скорости движения воды. В табл. 3.30 представлены данные о водомерах и потерях напора в них.

**26. Пожарные гидранты.** Гидранты предназначены для подачи воды из водопроводной линии для тушения пожаров. Для определения потерь напора по формуле (3.110) в табл. 3.31 указаны модули сопротивлений  $s$ .

Для гидранта ДКШ-64 «Волжанка» коэффициент сопротивления в (3.10), по Н. Г. Зубковой, равен

$$\zeta_r = 10^2,454 - 1,608 h/d - 1,05, \quad (3.115)$$

где  $h$  — подъем шпинделя;  $d$  — диаметр прохода.

**27. Клапаны противопожарных систем.** Потери напора в контрольно-сигнальных клапанах и в клапанах группового действия определяются по формуле (3.114) при значениях  $s$ , взятых из табл. 3.32.

**28. Фильтры** Сетчатые фильтры являются своеобразным местным сопротивлением, поэтому потери напора потока обычно вычисляются по формуле Вейсбаха:

$$h_f = \zeta v_c^2 / 2g = \zeta Q^2 / (2g A^2 \omega^2), \quad (3.116)$$

где  $v_c$  — средняя скорость в ячейках сетки;  $\omega$  — общая площадь фильтра;  $A$  — коэффициент скважности, равный отношению площади сечения всех ячеек сетки ко всей площади фильтра;  $\zeta$  — коэффициент сопротивления сетки, равный, по Ю. М. Кузьмину [34]:

$$\zeta = B / \text{Re}^n; \quad (3.117)$$

$n=1$  и  $B=6,7$  — для ламинарной области  $\text{Re} < 4$ ;  $n=1/3$  и  $B=2,38$  — в переходной области турбулентного режима движения воды в сетках  $\text{Re} > 4$ ; здесь число Рейнольдса выражено через гидравлический радиус сетки  $R_c = A / (2\pi N)$ :

$$\text{Re} = Q / (2\pi N v \omega),$$

где  $N$  — число проволок в единице длины сетки.

Для металлических сеток, применяемых в установках систем водоснабжения, преимущественно используются два типа шкал:

в сектах с квадратными ячейками номинальный размер ячейки в свету соответствует номеру сетки;

сетки проволочные фильтровые имеют номер, соответствующий числу проволок основы на  $1 \text{ дм}^2$ .

Таблица 3.30. Данные о крыльчатых водомерах с вертикальной и горизонтальной осями вертушки

	Калибр водомера, мм, с вертикальной осью вертушки							Калибр водомера, мм, с горизонтальной осью вертушки				
	10-13	15	20	30	40	50	60	80	100	150	200	250
Характерный расход (при потере напора в водопере 10 м вод. ст.), м <sup>3</sup> /ч	2,0	3,0	5,0	10,0	20,0	30,0	40,0	50,0	100,0	70	1700	2600
Допустимая нагрузка при работе 24 ч в сутки, м/ч	0,3	0,5	0,8	1,7	3,3	5,3	7,0	8,6	17,0	13	270	416
Временная допустимая нагрузка, м <sup>3</sup> /ч	1,0	1,5	2,5	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0	50,0	22	550	820
Наименьшая допустимая нагрузка, м <sup>3</sup> /ч	0,09	0,15	0,25	0,5	1,0	—	—	—	—	3,5	26	50
Модуль сопротивления $z$ для определения потерь напора по формуле $h = zQ^2$ , где $Q$ — расход, л/с; $h$ — напор, м	32,0	14,4	5,1	1,3	0,32	0,144	0,081	0,052	0,013	26,5 · 10 <sup>3</sup>	45,3	19,4
Коэффициент $\zeta$	3,93	8,8	10,0	12,7	10,0	—	—	—	—	2,0	0,88	0,92

Таблица 3.31. Значения  $s$  для гидрантов и колонок,  $\text{с}^2/\text{м}^5$

Характер сопротивлений	Гидрант и колонка Ленинградского типа	Гидрант и колонка московского типа	
		подземный гидрант	надземный гидрант
На один штуцер: гидрант	—	1 600	—
колонка	—	10 000	—
гидрант + колонка	—	12 000	14000
На два штуцера: гидрант	36 000	1 600	—
колонка	21 000	3 500	—
гидрант + колонка	53 000	5 100	6300

Таблица 3.32. Значения  $s$  для контрольно-сигнальных клапанов

Вид клапана	Диаметр, мм	Модуль сопротивления, $\text{с}^2/\text{м}^5$
Водяной:		
ВС-150	150	869
ВС-100	100	3 020
Воздушно-водяной:		
ВВ-150	150	2 080
ВВ-100	100	7 260
Воздушный (ВС-150)	150	1 600
	65	48 000
Группового действия	100	6 340
То же	150	1 400

Зависимость (3.116), с учетом выражения (3.117), можно представить в виде:

$$h_{\Phi} = s_{\Phi} (Q/\omega)^{2-n} \quad (3.118)$$

Значения  $s_{\Phi}$  для сеток простого плетения при  $v_{10} = 1,306 \text{ мм}^2/\text{с}$  с учетом пределов возможных зон гидродинамических режимов работы сеток в установках приведены ниже:

при ламинарном режиме движения жидкости ( $n=1,0$ )

Номера сеток	004	0045	005	0063	0071	008	01	014
$s_{\Phi}$ , с . . .	0,388	0,375	0,286	0,226	0,22	0,172	0,146	0,092

при турбулентном режиме ( $n=1/3$ )

Номера сеток . .	02	028	04	063	07	1	2	2,5	3,2	4	10
$10^3 s_{\Phi}$ м(с/м) <sup>5,3</sup>	266	162	113	107	97	62	45	39	34,9	34,7	17,3

Когда в конструкции рабочего сетчатого элемента имеется подерживающая сетка с относительной площадью  $k_{\Pi}$ , то коэффициент скважности уменьшается в  $A_{\Pi} = (1 - k_{\Pi})$  раз.

Потери напора при эксплуатации сетчатых установок увеличиваются в  $(1 - \beta k)^{n-2}$  раз. Величину гидравлического показателя  $\beta k$  загрязнения сеток находят из данных пробного фильтрования воды через сетку конкретного номера. Максимальная величина  $\beta k_{\text{макс}}$  устанавливается исходя из условия механической прочности рабочего полотна сетки [34].

Н. С. Краснов выразил  $Re$  через размер ячейки в свету  $a$ , т. е.  $Re = Qa/(A \nu \omega)$ , и для коэффициента  $\zeta$  предложил формулу

$$\zeta = (92 - 78 A)/Re + 0,7 (1,05 - A). \quad (3.119)$$

При протекании через сетку жидкости, расход которой  $Q$  в течение времени  $t$ , с массовой концентрацией с твердых частиц размером более размера ячейки ( $A/N$ ) коэффициент скважности уменьшится в  $k$  раз:

$$k = 1 - 0,8 c Q t N / (\rho_1 \sqrt{A^3 \omega}), \quad (3.120)$$

где  $\rho_1$  — осредненная объемная масса твердой фазы.

Для водозаборных сооружений широко применяют вращающиеся водоочистные сетки. Опытные данные К. Ф. Химицкого показали, что коэффициент сопротивления таких сеток  $\zeta_{дв}$  возрастает пропорционально отношению скоростей вращения самой сетки  $v_{дв}$  и скорости прохождения воды через нее  $v_c$ :

$$\zeta_{дв}/\zeta = 1 + 0,6 v_{дв}/v_c \quad (3.121)$$

Если скорость потока, проходящего через вращающуюся малогабаритную сетку  $v_c = 0,25 \div 1$  м/с при скорости ее вращения  $v_{дв} = 1$  м/с, то коэффициент сопротивления сетки увеличивается на 60—240% по сравнению с неподвижной сеткой.

29. Решетки (рис. 3.24). Потери напора в решетках определяются по формуле:

$$h_p = \zeta_p v_1^2 / (2g) = \zeta_p Q^2 / (2g \omega_1^2), \quad (3.122)$$

где  $\omega_1$  — площадь живого сечения потока перед решеткой;  $v_1$  — средняя скорость перед решеткой;  $\zeta_p$  — коэффициент сопротивления решетки:

$$\zeta_p = k_1 k_2 k_3 \zeta' \sin \theta; \quad (3.123)$$

$\theta$  — угол наклона стержней к горизонту;  $\zeta'$  — коэффициент, зависящий от отношения полной площади решетки в свету  $\omega_2$  к площади живого сечения перед решеткой  $\omega_1$  и от отношения ширины стержней решетки  $l$  к гидравлическому диаметру отверстия в решетке  $d_r$  (рис. 3.25);  $d_r = 4\omega_2/\chi$ ;  $\chi$  — смоченный периметр отверстий;  $k_1$  — коэффициент засорения, принимаемый при машинной очистке решетки  $k_1 = 1,1 \div 1,3$ ; при ручной очистке решетки  $k_1 = 1,5 \div 2$ ;  $k_2$  — коэффициент стеснения решетки дополнительным каркасом:

$$k_2 = L^2 l (L + H)^2; \quad (3.124)$$

$L$  — высота решетки в свету;  $H$  — суммарная высота поперечных элементов:

$$H = n_1 d + n_2 z; \quad (3.125)$$

$n_1$  — количество распорно-связных горизонтальных элементов высотой  $d$ ;  $n_2$  — количество промежуточных опорных балок высотой  $z$ ;  $k_3$  — коэффициент формы поперечного сечения стержней (рис. 3.24,б).

При  $l = 5$  с и  $a > c$  коэффициент  $\zeta_p$  можно определять по формуле Киршмера:

$$\zeta_p = k_1 k_2 k_\phi (c/a)^{4/3} \sin \theta, \quad (3.126)$$

где  $a$  — ширина просвета между стержнями;  $c$  — толщина стержня;  $k_\phi$  — коэффициент формы поперечного сечения стержней решетки (рис. 3.24,б).

30. Переходные участки. Для переходного участка (рис. 3.26) от прямоугольного или кольцевого сечения к круглому и наоборот

коэффициент сопротивления (при  $\omega_2 > \omega_1$ ), отнесенный к скорости в круглом сечении, представлен по рекомендациям А. В. Тананаева:

$$\zeta_{\text{пер}} = (\lambda l / D_{\text{г.ср}} + c_1 A) (\omega_1 / \omega_2)^2 + c_2 \exp(-\text{Re} \cdot 10^{-5}). \quad (3.127)$$

При этом значения коэффициентов  $c_1$  находятся по кривым на рис. 3.26 в. Число Рейнольдса вычисляется через параметры потока в круглом сечении  $\text{Re} = v_2 D_2 / \nu$ , коэффициент  $\lambda$  зависит от  $\text{Re}$ . Для диффузорного перехода от прямоугольного сечения к круглому  $c_2 = 0,5$ , а для конфузорного перехода от круглого сечения к прямоугольному  $c_2 = 0,3$ . У таких переходов  $A = b_1 / a_1$ , а средний гидравлический диаметр  $D_{\text{г.ср}} = D_2 / 2 + a_1 b_1 / (a_1 + b_1)$ . Для диффузорного перехода от кольцевого сечения к круглому  $c_2 = 0,4$ , а для конфузорного перехода от круглого сечения к кольцевому  $c_2 = 0,2$ . В этом случае

$$A = D_{1\text{ср}} / \delta, \quad D_{1\text{ср}} = (D_{1\text{вн}} + D_{1\text{нар}}) / 2, \quad D_{\text{г.ср}} = \delta + D_2 / 2.$$

31. Труба прямоугольного сечения, изогнутая по винтовой линии (рис. 3.27). Коэффициент гидравлического трения в такой трубе зависит от радиуса  $R$  и при  $10^4 < \text{Re} < 5 \cdot 10^4$  и  $3 < b/a < 6$

$$\lambda = 0,316 \text{Re}^{-0,25} (1 + 0,2 a/R + 0,05 R/h). \quad (3.128)$$

При  $\text{Re} > 5 \cdot 10^4$

$$\lambda = 0,021 + 0,004 a/R + 0,001 R/h, \quad (3.129)$$

где  $\text{Re} = v d_{\text{г}} / \nu$ ;  $d_{\text{г}} = 2 ab / (a + b)$ .

### 3.5. Зависимость коэффициентов местного сопротивления от чисел Рейнольдса

При малых числах Рейнольдса коэффициенты местных сопротивлений зависят не только от геометрических характеристик каждого местного сопротивления, но и от чисел Рейнольдса. Для ориентировочной оценки этого влияния можно использовать формулу, предложенную В. П. Зубовым:

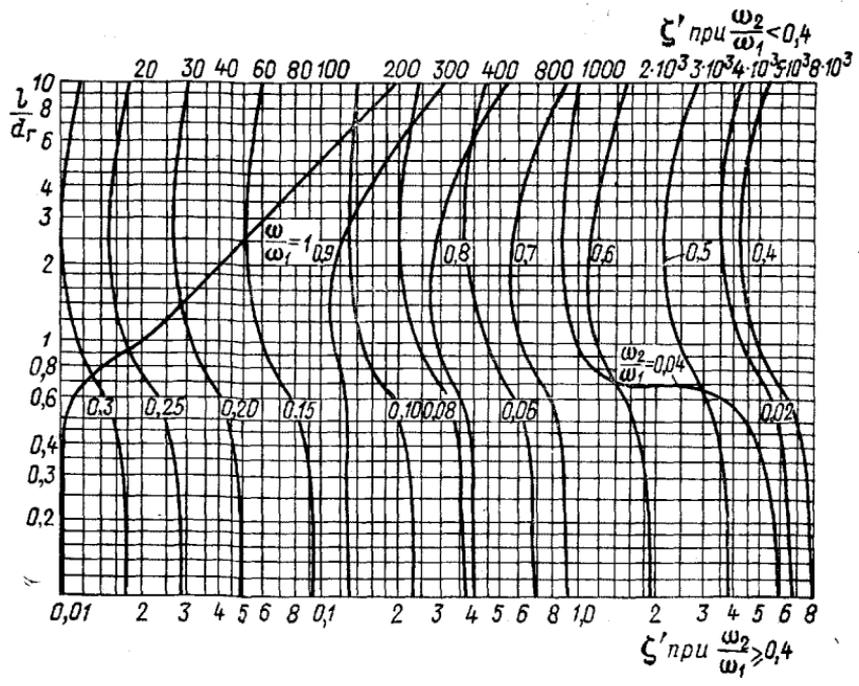
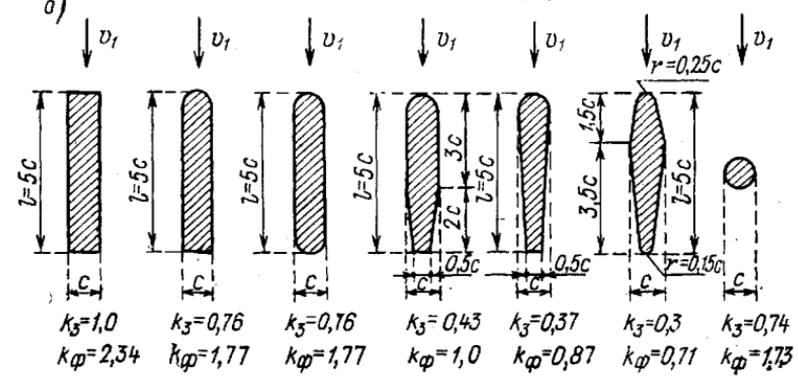
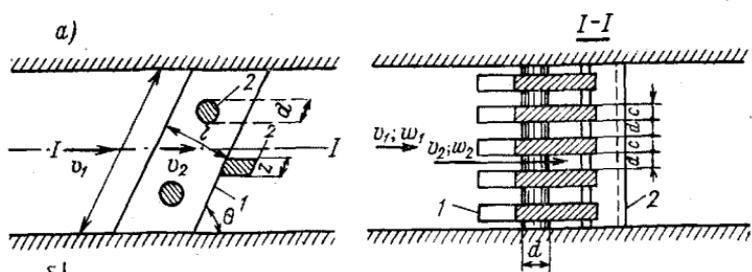
$$\zeta = [(\alpha - 1) k + 1] \zeta_{\text{кв}} + B / \text{Re}, \quad (3.130)$$

где  $\zeta_{\text{кв}}$  — коэффициент сопротивления в автомодельной по числам Рейнольдса области течения (табл. 3.33);  $B$  — эмпирический коэффициент (табл. 3.33);  $\text{Re}$  — число Рейнольдса, отнесенное к сечению трубопровода;  $\alpha$  — корректив Кориолиса.

Коэффициент  $k$  для внезапного расширения равен 1,0 для угольника

$90^\circ - k = 1,6$ ,  $165^\circ - k = 1,4$ ,  $135^\circ - k = 3,6$  и  $120^\circ - k = 2,6$ .

Для тройников  $\alpha$  и  $\text{Re}$  относятся к сборному ответвлению, при этом для  $\zeta_{\text{п}}$  при делении потоков  $k = 2,0$ , а для  $\zeta_{\text{б}}$  значения  $k$  определяются следующим образом:



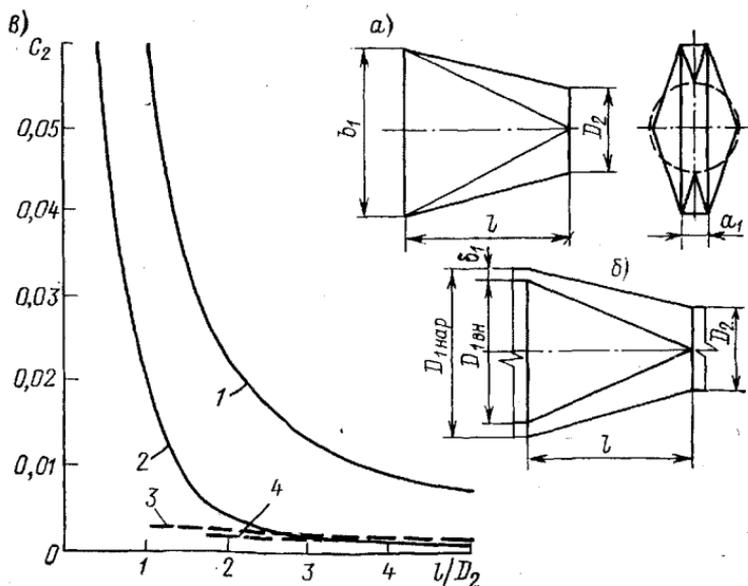


Рис. 3.26. Схемы переходных участков

а — от прямоугольного сечения к круглому; б — от кольцевого к круглому; в — кривые для определения коэффициента  $c_1$ , входящего в формулу (3.123); 1 — для диффузного перехода от прямоугольного сечения к круглому; 2 — то же, от кольцевого к круглому; 3 — для конусообразного перехода от круглого сечения к прямоугольному ( $c_1 \approx 0,002$ ); 4 — то же, от круглого к кольцевому

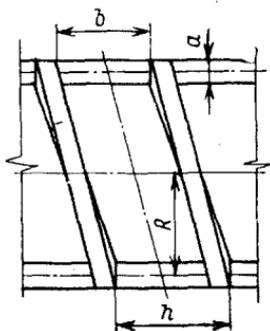


Рис. 3.27. Схема винтового канала прямоугольного сечения

Рис. 3.24. Схемы решетки

а — продольное, вертикальное и горизонтальное сечения решетки; б — формы поперечных сечений стержней решетки и соответствующие коэффициенты  $k_3$  к формуле (3.119) и  $k_\phi$  к формуле (3.122)  
1 — стержень решетки; 2 — каркас

Рис. 3.25. Зависимость коэффициента  $\zeta'$  в формуле (3.115) от отношения ширины стержней решетки к гидравлическому диаметру отверстия в решетке ( $l/d_n$ ) при разных отношениях полной площади решетки в свету к площади живого сечения перед решеткой ( $\omega_2/\omega_1$ ).

Таблица 3.33. Значения  $B$  и  $\zeta_{кв}$   
для некоторых местных сопротивлений

Вид арматуры	$B$	$\zeta_{кв}$
Внезапное расширение	30	По (3.77)
Пробочный кран	150	0,4
Вентиль:		
обыкновенный	3 000—5 000	2,5—5,0
«Косва»	900	2,5
угловой	400	0,8
Шаровой клапан	5 000	45
Угольник:		
90°	400	1,1
165°	400	0,85
120°	600	0,17
135°	600	0,35
Колено 90°	130	
Тройник	150	
Поворот трубы на 90°, $R_{п}/d=2,5$	380	0,45
Колено фланцевое стандартное:		
$\alpha=90^\circ, R_{п}/d=2,6$	2 200	0,3
$\alpha=90^\circ, R_{п}/d=1,8$	540	0,15
$\alpha=180^\circ, R_{п}/d=2,0$	3 000	1,7
$\alpha=180^\circ, R_{п}/d=1,5$	1 800	0,4
Колено стандартное сварное,	3 500	0,1
$\alpha=90^\circ$		
U-образный участок трубопровода	3 000	2,4
Компенсатор П-образный:		
$d=50$ мм	7 000	1,3
$d=100$ мм	5 000	0,8
Регулирующий клапан ВО $d=50$ мм и $d=$ $=80$ мм	13 000	1,1
Задвижка:		
$n=1$	75	0,16
$n=0,75$	135	0,2
$n=0,50$	1300	2
$n=0,25$	3000	20
Диафрагма:		
$n=0,64$	70	1
$n=0,40$	120	7
$n=0,16$	500	70
$n=0,05$	3200	800
Конфузор	6000	—
Конусный вентиль со смещенными осями под- водящей и отводящей частей при степени открытия:		
$n=1,0$	250	4
$n=2/3$	400	6
$n=1/3$	1 600	12
Конусный вентиль с резким поворотом на 90° при степени открытия:		
$n=1,0$	100	1,8
$n=2/3$	160	2,5
$n=1/3$	1 200	9
Пробочный кран при степени открытия:		
$\beta=0^\circ$	150	1,68
$\beta=10^\circ$	318	3,2
$\beta=20^\circ$	430	6,8
$\beta=30^\circ$	695	18,5
$\beta=40^\circ$	1 680	49
$\beta=45^\circ$	1 500	126

Примечания: 1.  $n$  — относительное открытие задвижки; в случае рагмы — отношение площади отверстия диафрагмы к площади сечения трубы. 2. Для арматуры при полном открытии и отсутствии необходимых данных о величине  $B$  можно приближенно принимать  $B=500 \zeta_{кв}$ . 3. При турбулентном режиме  $\zeta$  почти не зависит от  $Re$ .

Таблица 3.34. Значения  $k$  для определения  $\zeta_6$  при делении потока

Угол ответвления потока	Значения $Q_6/Q_c$ при $\omega_6/\omega_c=1,0$					
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
30°	0,9	1,8	3,4	6,1	7,2	6,0
45°	0,9	1,8	2,9	4,3	4,3	3,6

при  $\omega_6/\omega_c < 1$  и  $Q_6/Q_c \leq 0,6$   $k=0,9$ , а при  $\omega_6/\omega_c < 1,0$  и  $Q_6/Q_c > 0,6$   $k=0$ .  
 При углах ответвления 75–90° и  $\omega_6/\omega_c=1$  в случае, когда  $Q_6/Q_c \leq 0,6$ ,  $k=0,9 + Q_6/Q_c$ , а при  $Q_6/Q_c > 0,6$   $k=1,9 - 0,6 Q_6/Q_c$ .

В других случаях значения  $k$  даны в табл. 3.34.

При соединении потоков  $\zeta_6$  коэффициент  $k=1,0$ , а для  $\zeta_n$  коэффициент  $k=0$ , но

$$\zeta_{п.кв} = \zeta_6 + (a_1 - a_2 Q_6/Q_c) (1 - Q_6/Q_c)^2 - (1,6 - 0,3 \omega_6/\omega_c) \left( \frac{\omega_6}{\omega_c} \frac{Q_6}{Q_c} \right)^2, \quad (3.131)$$

где  $\zeta_6$  определяется по формуле (3.111):  $a_1=1,8$ , кроме неравенства  $\omega_6/\omega_c > 0,35$  и  $Q_6/Q_c \geq 0,2$ , когда  $a_1=1,2$ ;  $a_2=1$ , кроме неравенства  $\omega_6/Q_c > 0,35$  и  $Q_6/Q_c \leq 0,2$ , когда  $a_2=4$ , для остальных местных сопротивлений, приведенных в табл. 3.33,  $k=0$ .

### 3.6. Взаимное влияние местных сопротивлений

Принцип наложения потерь, т. е. независимого суммирования величин отдельных местных сопротивлений, пригоден в тех случаях, когда сопротивления расположены на расстояниях, превышающих длину их влияния:

$$l_{вл}/d = 12/\sqrt{\lambda} - 50, \quad (3.132)$$

где  $l_{вл}$  — длина трубопровода, где сказывается влияние местного сопротивления;  $\lambda$  — коэффициент гидравлического трения трубы, на которой расположено местное сопротивление.

При больших числах Рейнольдса в первом приближении

$$l_{вл} \geq (30 \div 40) d. \quad (3.133)$$

Формула (3.132) действительна для турбулентного движения. При малых числах Рейнольдса [5]

$$l_{вл}/d = 1,25 \sqrt{Re}. \quad (3.134)$$

По данным В. Н. Карева, при П- и Z-образном соединении колен взаимное их влияние перестает проявляться при относительной длине прямого участка  $l/d > 10 \div 12$ . В этом случае суммарный коэффициент сопротивления становится равным сумме коэффициентов двух взаимно изолированных колен.

При последовательном соединении нескольких отводов в форме так называемых калачей, уток и скоб непосредственное суммирование значений  $\zeta$  возможно лишь при наличии между отдельными отводами прямолинейных вставок длиной  $l > d$  ( $d$  — диаметр отвода). Когда же  $l < d$ , то к значениям  $\Sigma \zeta$  необходимо вводить поправочный коэффициент  $k_n$ . Если направления изгиба потока в последующем и предыдущем отводах совпадают (калач), то  $k_n = 0,7$ , если же эти направления противоположны (утка, скоба), то  $k_n = 1,5$ .

По рекомендациям Ю. А. Скобелыцина и П. В. Хомутова, суммарный коэффициент сопротивления пары запорных устройств при их взаимном влиянии

$$\zeta_{1+2} = A \operatorname{Re}^{-n} (\zeta_{1 \text{ кв}} + \zeta_{2 \text{ кв}}) (2 - \beta), \quad (3.135)$$

где  $\zeta_{1 \text{ кв}}$  и  $\zeta_{2 \text{ кв}}$  — единичные коэффициенты сопротивления запорных устройств, составляющих пару, в квадратичной области сопротивления ( $\operatorname{Re} > 500$ ). Значения  $A$  и  $n$  следующие:

при $\operatorname{Re} < 160$	$A = 31,2, \quad n = 0,785;$
при $160 \leq \operatorname{Re} \leq 500$	$A = 1,31, \quad n = 0,59;$
при $\operatorname{Re} > 500$	$A = 0,5, \quad n = 0.$

Коэффициент  $\beta$ , зависящий от относительного расстояния между запорными устройствами, для прямоочной запорной арматуры определяется по формуле

$$\beta = 0,8 - 0,0267 l_k/d + 2,22 (0,01 l_k/d)^2, \quad (3.136)$$

для остальных типов запорных устройств

$$\beta = 0,15 - 0,005 l_k/d + 0,417 (0,01 l_k/d)^2. \quad (3.137)$$

Иногда коэффициент местного сопротивления выражают через эквивалентную длину прямого участка трубопровода:

$$l_3 = \zeta_m d/\lambda. \quad (3.138)$$

Поскольку  $\lambda$  зависит от чисел Рейнольдса и относительной шероховатости, эквивалентная длина при одном и том же значении коэффициента  $\zeta_m$  может иметь различные значения в зависимости от величины  $\lambda$ .

### 3.7. Кавитация в местных сопротивлениях

В суженных сечениях местных сопротивлений происходит увеличение скоростей и падение давления, что приводит к образованию вакуума и опасности кавитации. Кавитация развивается в случае, когда абсолютное давление станет равным давлению насыщенных паров  $p_s$ , протекающей жидкости. При возникновении кавитации коэффициенты местных сопротивлений возрастают. Для характеристики возникновения и развития кавитации служит безразмерное число кавитации

$$\kappa = 2(p_1 - p_s) / (\rho v_1^2), \quad (3.139)$$

где  $p_1$  и  $v_1$  — давление и скорость в сечении перед местным сопротивлением.

Кавитация начинается при предельно допустимых (критических) числах кавитации ( $\kappa_{кр}$ ), значения которых для разных местных сопротивлений определяются экспериментально; они связаны с коэффициентом местного сопротивления в бескавитационном режиме. В первом приближении, считая коэффициент сопротивления как для внезапного расширения от сжатого сечения  $\omega_c$  до сечения  $\omega_1$ ,  $\xi = (\omega_1/\omega_c - 1)^2$ , для критического числа кавитации можно принять:

$$\kappa_{кр} = \omega_1^2/\omega_c^2 - 1 = \xi + 2\sqrt{|\xi|}. \quad (3.140)$$

Предельно допустимая скорость перед рассматриваемым местным сопротивлением

$$v_{пр} \leq \sqrt{2(p_1 - p_s) / (\rho \kappa_{кр})}. \quad (3.141)$$

### 3.8. Снижение потерь напора полимерными добавками

При добавлении к жидкости миллионных долей некоторых высокомолекулярных полимеров потери напора на трение при турбулентном движении жидкости в трубопроводах значительно уменьшаются.

Коэффициент гидравлического трения при движении воды с добавками полимеров в трубах можно найти по формуле, предложенной Ю. А. Войтинской:

$$\begin{aligned} 1/\sqrt{\lambda} = & -2 \lg \{ [2,8 u_{*пор} / (v \sqrt{\lambda})]^{1/5,75} \times \\ & \times [2,5 / (\text{Re} \sqrt{\lambda}) + \Delta_{эк} / (3,7 d)] \}, \end{aligned} \quad (3.142)$$

где  $u_{*пор}$  — пороговая динамическая скорость (зависящая от вида полимера), при достижении которой начинается снижение потерь напора;  $\eta$  — коэффициент, зависящий от вида полимера и его концентрации.

Для полиакриламида принимают  $u_{*пор} \approx 0,05$  м/с; при объемной концентрации полимера в пределах  $0,005\% < s < 0,012\%$

$$\eta \approx 1000 s. \quad (3.143)$$

### 3.9. Расчет потерь напора в трубах некруглого сечения

Потери напора на трение при турбулентном движении жидкости в трубе с поперечным сечением некруглой формы можно рассчитывать по формуле Дарси (3.4), в которой вместо диаметра трубы принимают гидравлический (эквивалентный) диаметр  $d_r = 4R = 4\omega/\chi$ . Число Рейнольдса в этом случае равно  $vd_r/\nu$ . При расчете коэффициента  $\lambda$  гладких и шероховатых труб некруглых сечений можно пользоваться формулами для круглых труб, за исключением вытяги-

нутых сечений (с отношением сторон более шести) и сечений с острыми углами. Разница между величиной  $1/\sqrt{\lambda_R}$ , вычисленной через гидравлический радиус, и действительной величиной  $1/\sqrt{\lambda_D}$  при этом для прямоугольного сечения с отношением сторон  $a/b$  составляет:

$a/b \dots \dots \dots$	1	2	4	6	10	20
$1/\sqrt{\lambda_R} - 1/\sqrt{\lambda_D} \dots$	0	0,01	0,03	0,11	0,24	0,62

При расчете потоков с неоднородными шероховатостями, по Л. Тепаксу,

$$\sqrt{\lambda} = \sqrt{\lambda_1} (\chi_1/\chi) + \sqrt{\lambda_2} (\chi_2/\chi); \quad (3.144)$$

здесь  $\lambda_1$  рассчитывается из условия, что при заданных исходных данных периметр сечения  $\chi$  имеет на всем протяжении шероховатость, которая в действительности существует только на участке периметра  $\chi_1$ ; так же определяется коэффициент  $\lambda_2$  для полного сечения с шероховатостью второго типа.

Вследствие неравномерного распределения касательных напряжений по периметру турбулентного потока в нем всегда наблюдаются вторичные течения. Основной вторичный поток направлен из зоны сечения с максимальными скоростями в зоны наибольшего торможения. Наибольшие скорости вторичных течений наблюдаются вблизи стенок потока, причем составляющие их не превышают 2—3% от продольной составляющей скорости. Энергия вторичных течений мала и диссипация, вызванная ими, ничтожна по сравнению с полной диссипацией энергии. Вторичные течения выравнивают распределение скоростей по сечению потока.

### 3.10. Потери напора при неизотермическом движении жидкости в трубах

При теплообмене через стенки трубопровода температура жидкости меняется как по сечению трубы, так и по ее длине. Изменение температуры приводит к изменению плотности и вязкости жидкости и, следовательно, к изменению профиля скоростей и гидравлических сопротивлений.

Коэффициент гидравлического трения при неизотермическом движении  $\lambda_n$  выражается через коэффициент трения изотермического движения  $\lambda_n$ , в котором плотность и вязкость принимаются для средней температуры жидкости:

$$\lambda_n = \lambda_n (\eta_{ст}/\eta_{ж})^{0,14}, \quad (3.145)$$

где  $\eta_{ст}$  и  $\eta_{ж}$  — вязкости жидкости при температуре стенки трубы  $T_{ст}$  и средней температуре жидкости  $T_{ж}$ .

При неизотермическом турбулентном движении газа можно пользоваться приближенной зависимостью С. С. Кутателадзе:

$$\lambda_n = \lambda_n (T_{ж}/T_{ст})^{0,5}. \quad (3.146)$$

### 3.11. Изменение пропускной способности трубопроводов в процессе эксплуатации

Пропускная способность трубопроводов в период эксплуатации снижается иногда до 50% расчетной и даже ниже. Вследствие коррозии и образования отложений на трубах шероховатость их увеличивается, что в первом приближении можно оценить по формуле

$$\Delta_t = \Delta_0 + \delta t, \quad (3.147)$$

где  $\Delta_0$  — абсолютная шероховатость в начале эксплуатации для новых труб, мм;  $\Delta_t$  — через  $t$  лет эксплуатации, мм;  $\delta$  — ежегодный прирост абсолютной шероховатости, мм в год, зависящий от физико-химических свойств подаваемой по ним воды.

Зависимость пропускной способности трубопроводов водоснабжения от срока их службы выражается формулой

$$Q_t = Q_p (1 - 0,01 n t^m), \quad (3.148)$$

где  $Q_p$  — расчетная пропускная способность трубопровода;  $t$  — продолжительность эксплуатации в годах;  $n$  и  $m$  — параметры, зависящие от физико-химических свойств транспортируемой воды.

По А. Г. Камерштейну, природные воды разбиваются на пять групп, каждая из которых определяет характер и интенсивность снижения пропускной способности трубопровода:

группа I — слабоминерализованные некоррозионные воды с показателем стабильности от  $-0,2$  до  $+0,2$ ; вода с незначительным содержанием органических веществ и растворенного железа;  $\delta = 0,005 \div 0,055$  (в среднем  $0,025$ );  $n = 4,4 \div 2,3$ ;  $m = 0,5$ ;

группа II — слабоминерализованные коррозионные воды с показателем стабильности до  $-1,0$ ; воды, содержащие органические вещества и растворенное железо в количестве, меньшем  $3 \text{ г/м}^3$ ;  $\delta = 0,055 \div 0,18$  ( $0,07$ );  $n = 6,4 \div 2,3$ ;  $m = 0,5$ ;

группа III — весьма коррозионные воды с показателем стабильности от  $-1,0$  до  $2,5$ , но с малым содержанием хлоридов и сульфатов (меньшем  $100\text{--}150 \text{ г/м}^3$ ); воды с содержанием железа больше  $3 \text{ г/м}^3$ ;  $\delta = 0,18 \div 0,40$  ( $0,20$ );  $n = 11,6 \div 6,4$ ;  $m = 0,4 \div 0,5$ ;

группа IV — коррозионные воды с отрицательным показателем стабильности, но с большим содержанием сульфатов и хлоридов (больше  $500\text{--}700 \text{ г/м}^3$ ); необработанные воды с большим содержанием органических веществ;  $\delta = 0,4 \div 0,6$  ( $0,51$ );  $n = 18 \div 11,6$ ;  $m = 0,35 \div 0,40$ ;

группа V — воды, характеризующиеся значительной карбонатной и малой постоянной плотностью с показателем стабильности более  $0,8$ ; сильнонеминерализованные и коррозионные воды с плотным

остатком более 2000 г/м<sup>3</sup>;  $\delta=0,6\div 3,0$ ;  $n=32\div 18$ ;  $m=0,25\div 0,35$ .  
Здесь первые значения  $n$  и  $m$  относятся к трубопроводам диаметром 150—300 мм, а вторые к  $d=400\div 600$  мм.

## Глава четвертая НАПОРНОЕ ДВИЖЕНИЕ

### 4.1. Расчет самотечно-напорных трубопроводов

Трубопровод, по которому из реки, озера или другого водоема вода поступает в береговой колодец, наиболее часто бывает самотечным (рис. 4.1). Гидравлический расчет его производится как «короткого» трубопровода, т. е. общие потери напора  $h_w$  в нем выражаются суммой потерь напора по длине  $h_d$  и потерь на местное сопротивление  $h_m$ .

Действующий напор  $H$ , т. е. разность уровней воды в водоеме и в приемном отделении берегового колодца, расходуется на потери напора в трубе  $h_w$ :

$$H = h_w = h_d + \Sigma h_m. \quad (4.1)$$

К местным сопротивлениям обычно относятся: сопротивления на вход совместно с решеткой и выход; повороты или колена; задвижка, находящаяся в конце трубопровода.

Выражая линейные потери по формуле Дарси, а местные — по формуле Вейсбаха через соответствующие коэффициенты сопротивлений и скоростной напор в трубе, будем иметь:

$$H = (\lambda l/d + \zeta_{вх} + \Sigma \zeta_{кол} + \zeta_з + \zeta_{вых}) v^2/(2g),$$

или

$$H = \zeta_c Q^2/(2g \omega^2) = s_c Q^2, \quad (4.2)$$

где  $Q$  — расход воды в трубопроводе;  $\omega$  — площадь поперечного сечения трубопровода;  $\zeta_c$  — коэффициент сопротивления системы:

$$\zeta_c = \lambda l/d + \zeta_{вх} + \Sigma \zeta_{кол} + \zeta_з + \zeta_{вых} = \lambda l/d + \Sigma \zeta_m; \quad (4.3)$$

$s_c$  — модуль сопротивления трубопровода:

$$s_c = \zeta_c l/(2g \omega^2). \quad (4.4)$$

Количество самотечных линий определяется расчетом, но их не должно быть менее двух. Они рассчитываются на пропуск наибольшего расчетного расхода воды при наименьшем расчетном горизонте ее в водоеме и одновременной работе всех линий, и проверяются на пропуск указанного расхода после выключения линии на ремонт или для промывки.

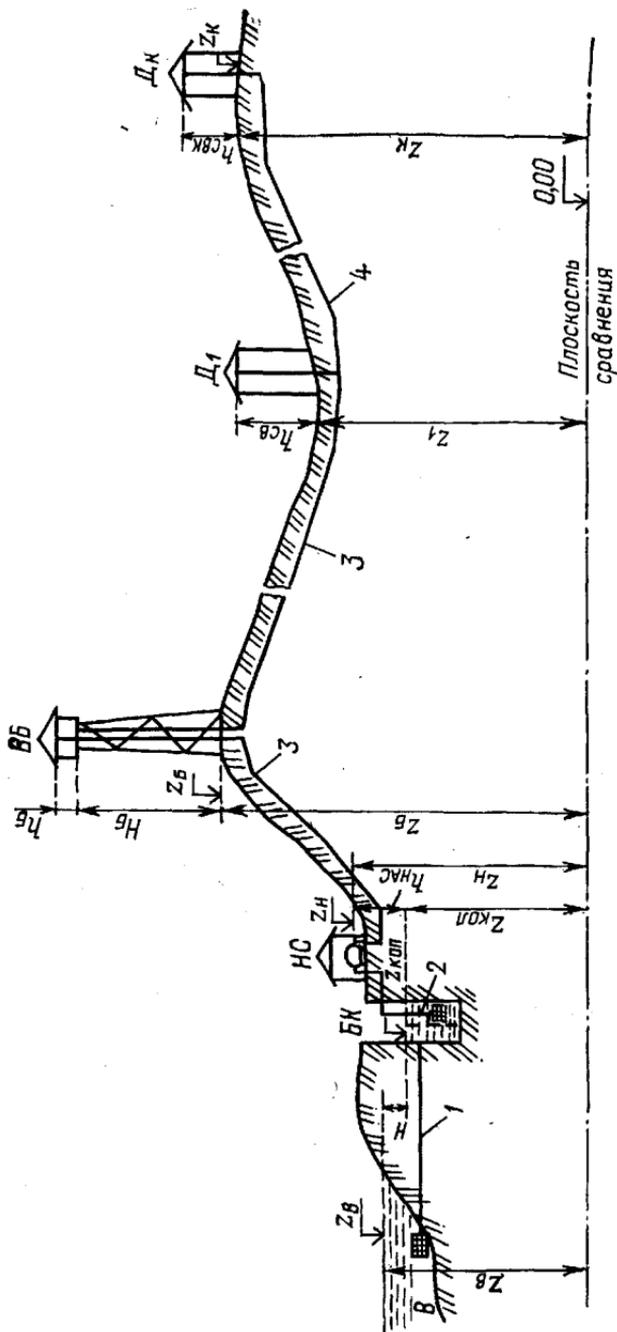


Рис. 4.1. Принципиальная схема водоснабжения (без очистных сооружений)  
 1 — линия самотечная; 2 — то же, всасывающая; 3 — водовод; 4 — разводящая сеть; В — водоем (река, озеро); ВК — береговая колодезь; НС — насосная станция; ВБ — водонапорная башня; Д — потребитель здания

Таблица 4.1. Форма для расчета диаметра трубопровода

$d$ , мм	$\omega$ , дм <sup>2</sup>	$v$ , м/с	$\lambda$	$\lambda l/d$	$\Sigma \zeta_m$	$\zeta_c$	$s_c$ , м (с/л) <sup>2</sup>	$s_{c,тр}$ , м (с/л) <sup>2</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9

1. Если  $Q$  и  $H$  заданы, то диаметр трубопровода определяется подбором следующим образом. Вычисляется, согласно формуле (4.2), требуемая величина

$$s_{c,тр} = [\zeta_c / (2g \omega^2)]_{тр} = H/Q^2. \quad (4.5)$$

и подбирается по сортаменту труб диаметр  $d$  такой, при котором значение  $s_c$ , вычисленное по формулам (4.3) и (4.4) для этого диаметра, было ближайшим меньшим к значению  $s_{c,тр}$ .

Обычно задаются любым по ГОСТу значением  $d$  и вычисляют  $s_c$ . Если значение  $s_c$  окажется больше  $s_{c,тр}$ , то надо идти на увеличение диаметра, в противном случае — на уменьшение. Как правило, в ГОСТе нет такого диаметра, для которого  $s_c$  было бы равно  $s_{c,тр}$ , поэтому  $s_{c,тр}$  надо захватить в «вилку» значениями  $s_c$ , вычисленными для двух соседних стандартных диаметров по ГОСТу, и брать тот диаметр, который дает ближайшее меньшее  $s_c$  к значению  $s_{c,тр}$ . Подбор диаметра рекомендуется вести по форме, представленной в табл. 4.1.

Напор, подсчитанный по формуле (4.2) при заданном расходе и значении  $s_{c,р}$ , соответствующем расчетному диаметру, окажется меньше заданного. Чтобы точно обеспечить заданный напор, нужно увеличить сопротивление задвижки, уменьшив степень ее открытия.

Степень открытия задвижки ( $h/d$ ) находится по данным зависимости  $\zeta = f(h/d)$  (см. § 3.4). Коэффициент сопротивления задвижки определяется из равенства

$$\zeta_3 = 2g \omega_p^2 H/Q - \zeta_{c,р} = 2g \omega_p^2 H/Q - (\lambda l/d + \zeta_{вх} + \Sigma \zeta_{кол} + \zeta_{вых})_p, \quad (4.6)$$

где индекс «р» относится к параметрам трубопровода, соответствующим расчетному диаметру  $d_p$ .

Диаметр трубы, в м, рассчитывают по зависимости

$$d = (0,00171 Q^2 l/H)^{1/5,3},$$

где  $Q$  — расход, м<sup>3</sup>/с;  $l$  и  $H$  — длина трубопровода и напор, м.

2. Если задан только расход, а диаметр и напор требуется определить, то диаметр самотечных линий (при нормальной их работе) определяют по формуле

$$d = \sqrt[4]{4Q/(\pi v)}, \quad (4.7)$$

где среднюю скорость движения воды  $v$  принимают в пределах 0,7÷1,5 м/с.

Оценка экономически наиболее выгодных диаметров самотечных линий русловых водоприемников может быть произведена по методике, разработанной Д. Н. Абрамовым. Напор определяют по формуле (4.2).

Уровень воды во всасывающем отделении берегового колодца будет ниже уровня воды в приемном отделении на величину потерь напора в сетке, разделяющей их.

**Пример 1.** По самотечному трубопроводу длиной  $l=100$  требуется пропустить расход  $Q=120$  л/с при напоре  $H=2,5$  м. Определить диаметр самотечного трубопровода.

Согласно формуле (4.5)

$$\zeta_{с.тр} = 26/120^2 = 0,00174 \text{ с}^2/\text{дм}^5.$$

Для  $d=250$  мм —  $s_c=0,00344 \text{ с}^2/\text{дм}^5$ , а для  $d=300$  мм —  $s_c=0,0013 \text{ с}^2/\text{дм}^5$ . Принимаем  $d_p=300$  мм, для которого  $\zeta_{с.р}=12,7$ , при этом потребный напор  $H_{тр}=1,87$  м. Чтобы обеспечить напор  $H=2,5$  м, задвижка должна иметь  $\zeta_a=17-12,7=4,3$ .

Скорости в самотечных трубах проверяют:

а) на незаиливание транспортируемыми по трубе мелкими наносами в количестве  $\rho$  (кг/м<sup>3</sup>), имеющими средневзвешенную гидравлическую крупность  $\omega_0$  (м/с), — по формуле

$$v = v_{н.з} \sqrt{\rho \omega_0 d / [0,11 (1-14,3 \omega_0/v)^{4/3}]}, \quad (4.8)$$

б) на подвижность захватываемых в трубу влекомых наносов крупностью  $\delta$  (м) — по формуле

$$v \geq 10 \sqrt[4]{\delta d}. \quad (4.9)$$

Диаметр самотечно-напорного водовода длиной  $L$ , служащего для обеспечения требуемого напора  $H$  в его концевой точке, вычисляется по формулам (3.6) или (3.68), (3.69) при потерях напора в трубах, равных величине располагаемого напора  $h_d=H$ . Если этот вычисленный диаметр  $d$  не совпадает со стандартным, то можно принять комбинацию из двух стандартных диаметров труб, один из которых будет ближайший больший ( $d_1 > d$ ), а второй — ближайший меньший ( $d_2 < d$ ). Расчетные длины участков с принятыми стандартами труб будут

$$l_1 = (H - i_2 L) / (i_1 - i_2), \quad l_2 = L - l_1,$$

где  $i_1$  и  $i_2$  — уклоны трения при пропуске расчетного расхода по трубам диаметрами  $d_1$  и  $d_2$ .

#### 4.2. Расчет дюкеров и сифонов

**Дюкер** — напорный трубопровод, прокладываемый под руслом реки или канала, по склонам и дну глубоких долин и оврагов, под дорогами и т. п. (рис. 4.2).

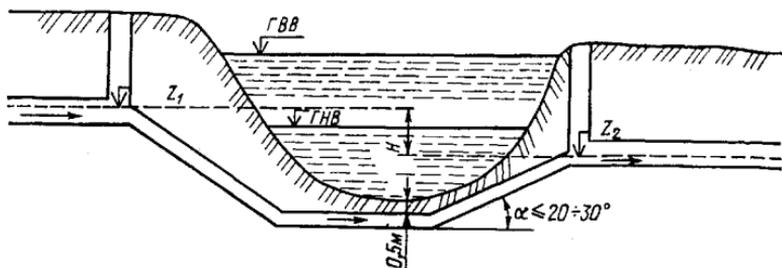


Рис. 4.2. Схема дюкера

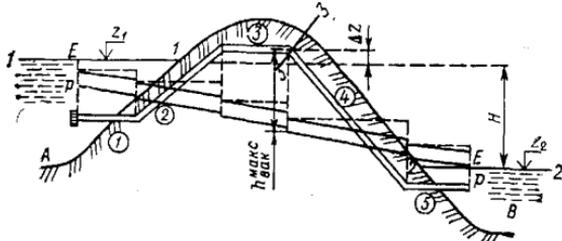


Рис. 4.3. Схема работы сифона  
1—5 — участки сифонного трубопровода

Гидравлический расчет дюкера производится по формуле (4.7) согласно заданной скорости течения воды в трубе  $v$ , которую выбирают на основе технико-экономических подсчетов и исходя из условия незаиливания дюкера. Обычно принимают скорость порядка 1—2 м/с.

Величина потерь напора  $h_w$  в дюкере определяется, как для короткого напорного трубопровода, по формуле (4.1). При этом учитываются все местные потери: на вход, в решетках, на повороты, на выход и потери по длине труб.

При проектировании дюкеров их количество не должно быть меньше двух.

Сифонным трубопроводом, или *сифоном* называют трубопровод, соединяющий два резервуара или колодца и частично расположенный выше уровня воды в резервуаре, который его питает (рис. 4.3). Сифонный трубопровод может работать только при условии его предварительной зарядки, т. е. предварительного заполнения жидкостью. Разность уровней воды в резервуарах равна сумме всех потерь напора в сифонном трубопроводе, вычисленных по формуле (4.1). В сечениях сифонного трубопровода, расположенных выше пьезометрической линии, образуется вакуум, величина которого  $h_{\text{вак}}$  может быть вычислена по формуле

$$h_{\text{вак}} = \Delta z + (1 + \zeta') v^2 / (2g), \quad (4.10)$$

где  $\Delta z$  — превышение рассматриваемого сечения сифона над горизонтом воды в питающем резервуаре;  $\zeta'$  — коэффициент сопротивления сифона от входа только до рассматриваемого сечения.

Вследствие разрежения воздух, растворенный в жидкости, выделяется в виде пузырьков и скапливается вверху сифона, заполняя

частично сечение трубопровода и затрудняя движение жидкости.

Расход воздуха, л/с, выделяющегося из воды в сифонах, определяется по формуле

$$Q_{\text{возд}} = 0,01 Q_p W_B, \quad (4.11)$$

где  $Q_p$  — расчетный расход воды в сифонных линиях, л/с;  $W_B$  — объем воздуха, выделяющегося из 100 л воды, принимаемый в зависимости от величины вакуума в трубах;

$p_{\text{вак}}$ , кПа . . . . .	0	9,8	19,6	29,4	39,2	49	58,8	68,6	78,4	88
$W_B$ , л . . . . .	1,5	1,67	1,87	2,14	2,5	3	3,75	5	7,5	15

Наибольшая величина вакуума будет в самом высоком и удаленном от входа сечения (на рис. 4.3 — в сечении 3—3):

$$h_{\text{вак. макс}} = \Delta z_{\text{макс}} + (1 + \zeta'_3) v^2 / (2g), \quad (4.12)$$

где  $\zeta'_3$  — коэффициент сопротивления сифона до сечения 3—3:

$$\zeta'_3 = \zeta_{\text{вх}} + 3 \zeta_{\text{кол}} + \lambda l_0 / 3d.$$

Сифон может нормально работать в случае, если

$$h_{\text{вак. макс}} \leq h_{\text{вак. доп}}. \quad (4.13)$$

При назначении допустимого вакуума  $h_{\text{вак. доп}}$  следует исходить из минимально возможного атмосферного давления для данной местности и учитывать пульсацию вакуума. Отклонения атмосферного давления от нормального на рассматриваемой высоте доходят до 5%. По [75], полуразмах пульсации вакуума при работе сифона полным сечением составляет около 10% осредненного вакуума; тогда

$$h_{\text{вак. доп}}^r = 0,86 p_a / \gamma - 0,91 p_s / \gamma. \quad (4.14)$$

Например, принимая за расчетную температуру воды 20°C, при которой давление парообразования  $p_s / \gamma = 0,24$  м вод. ст., при отметке местности, равной  $\pm 0$ ,  $h_{\text{вак. доп}} = 8,7$  м вод. ст., а при отметке местности, равной +3000 м,  $h_{\text{вак. доп}} = 6,14$  м вод. ст.

**Пример 2.** По сифонному трубопроводу  $d = 200$  мм и  $l = 100$  м подается вода из водоема А в водоем В. Разность уровней воды в колодцах  $H = 1$  м (см. рис. 4.3). Ось сифонного трубопровода в сечении 3—3 расположена на  $\Delta z = 3$  м выше уровня воды в водоеме А. Следует определить расход воды и вакуум в сечении 3—3 сифонного трубопровода, считая участок  $l_3 = 60$  м.

Принимая по табл. 3.4  $\lambda = 0,033$  и по данным § 3.4  $\zeta_{\text{вх}} = 0,5$ ,  $\zeta_{\text{кол}} = 0,35$ ,  $\zeta_{\text{вых}} = 1$ , получим:

$$v = \sqrt{(2 \cdot 9,81 \cdot 1) / (0,033 \cdot 100 / 0,2 + 0,5 + 4 \cdot 0,35 + 1)} = 1 \text{ м/с};$$

$$Q = 1 \pi \cdot 0,04^2 / 4 = 31,4 \text{ л/с}.$$

По формуле (4.10) находим величину вакуума:

$$h_{\text{вак}} = 3 + (1 + 0,033 \cdot 60 / 0,2 + 0,5 + 3 \cdot 0,35) / 19,62 = 3,61 \text{ м вод. ст.}$$

Для сифонных линий расчетную скорость движения воды принимают равной 0,6—0,75 м/с.

### 4.3. Расчет всасывающих трубопроводов

Всасывающей линией называется труба, по которой насос засасывает жидкость из бассейна или колодца. Во всасывающей трубе давление может оказаться меньше атмосферного (вакуум). Наибольшая величина вакуума будет перед входом жидкости в рабочую полость насоса:

$$h_{\text{вак}} = h_{\text{н}} + (\alpha + \zeta_{\text{с}}) v_{\text{вс}}^2 / (2g), \quad (4.15)$$

где  $h_{\text{н}}$  — высота расположения оси насоса относительно горизонта воды в бассейне (геометрическая высота всасывания);  $v_{\text{вс}}$  — средняя скорость во всасывающем трубопроводе;  $\zeta_{\text{с}}$  — коэффициент сопротивления всасывающего трубопровода, определяемый по формуле (4.3).

Обычно в каталогах насосного оборудования приводятся допустимые вакуумметрические высоты всасывания  $h_{\text{вак. доп}}$  для воды с температурой до 20°C при атмосферном давлении над уровнем свободной поверхности воды в приемном резервуаре (5—6 м вод. ст.).

При перкачке горячей воды или жидкости, по своим свойствам отличной воды с  $t=20^\circ\text{C}$ , а также при расположении насосной установки на некоторой высоте над уровнем моря, вакуумметрическая высота всасывания (м вод. ст.)

$$h_{\text{вак}} = h_{\text{вак}}^{\text{кат}} + (p_a - p_s) / \gamma - 0,76, \quad (4.16)$$

где  $p_s$  — давление парообразования (см. § 2.1).

Допустимая высота расположения насоса может быть вычислена по уравнению

$$h_{\text{н. доп}} = (p_a - p_s) / \gamma - \varphi \Delta H_{\text{мин}} - h_{\text{вс}}, \quad (4.17)$$

где  $\varphi$  — коэффициент запаса, равный 1,1—1,3;  $\Delta H_{\text{мин}}$  — минимальный избыточный напор всасывания, определяемый по формуле С. С. Руднева:

$$\Delta H_{\text{мин}} = 10 (n \sqrt{Q/C})^{1/3}, \quad (4.18)$$

$n$  — частота вращения рабочего колеса насоса, об/мин;  $Q$  — производительность насоса, м<sup>3</sup>/с;  $C$  — кавитационный коэффициент быстроходности, зависящий от конструктивных особенностей насоса:

тихоходные . . . . .	600÷800
нормальные . . . . .	900÷1000
быстроходные . . . . .	1100÷1300

Значения  $p_a$  и  $p_s$  берутся из § 2.1.

Величина вакуума, вычисленная по формуле (4.16), может оказаться отрицательной (например, при температуре воды более 60°C). Величина  $h_{\text{н. доп}}$  по формуле (4.17) может получиться тоже отрица-

тельной; в этом случае насос приходится располагать ниже горизонта воды в колодце.

Скорость во всасывающем трубопроводе при диаметрах меньше 250 мм обычно принимают равной 0,7—1,0 м/с, при диаметрах 300—800 мм — 1—1,5 м/с, а при диаметрах больше 800 мм — 1,5—2,0 м/с.

**Пример 3.**  $Q=30$ /с;  $h_{\text{взак}}=6$  м вод. ст. Всасывающая труба  $d$  оснащена сеткой с обратным клапаном, имеется поворот на  $90^\circ$ . Определить наибольшую возможную высоту расположения оси насоса  $h_n$  над уровнем воды в колодце. По данным § 3.4 приняты следующие коэффициенты:  $\lambda=0,026$ ;  $\zeta_{\text{заб}}=5,2$ ;  $\zeta_{\text{п}}=0,21$ . По формуле (4.15) получаем:

$$h_n = 6 - (1,1 + 6,19) \cdot 0,046 = 5,66 \text{ м.}$$

#### 4.4. Расчет перфорированных трубопроводов

В механических, ионитовых и сорбционных фильтрах, в реактивных оросителях биофильтров, в распределительных системах промывной воды фильтров и в коридорных осветлителях, в рассеивающих выпусках и других подобных сооружениях применяются *перфорированные* (дырчатые) *трубопроводы*.

Изменение количества движения за единицу времени на участке потока с переменным по пути расходом в случае либо только присоединения, либо только отделения расхода между сечениями 1—1 и 2—2 в проекции на ось движения может быть записано так:

$$z_1 = p_1/\gamma + \alpha_0 v_1^2/(2g) = z_2 + p_2/\gamma + \alpha_0 v_2^2/(2g) + h_d + (1/g) \int [(\alpha_0 v - \alpha_6 v_x)/\omega] dQ, \quad (4.19)$$

где  $v$  — средняя скорость движения основного потока;  $v_x$  — проекция скорости движения присоединяемой (или отделяющейся) массы на направление движения основного потока;  $\alpha_0$  и  $\alpha_6$  — коэффициенты Буссинеска основного потока и присоединяемого или отделяемого;  $\omega$  — площадь живого сечения основного потока.

При отделении расхода обычно принимают  $\alpha_0 = \alpha_6 = 1,0$  и  $v_x = v$ . В осветлителях, фильтрах и некоторых других сооружениях встречаются следующие характерные схемы распределения воды (рис. 4.4):

1) с параллельно расположенными дырчатыми трубами, когда величина удельного расхода  $q$  по длине распределителя постоянна;

2) с радиально расположенными дырчатыми трубами при движении потока в направлении от центра к периферии сооружения круглой формы радиусом  $R$ , когда величина удельного расхода увеличивается по радиусу  $r$  от нуля до  $q_{\text{макс}}$  по линейному закону:

$$q = q_{\text{макс}} r/R, \quad (4.20)$$

где  $q_{\text{макс}} = 2\pi\omega R/n_T \cdot n_T$  — число дырчатых труб в сооружении;  $\omega$  — расход воды, приходящийся на единицу площади сооружения.

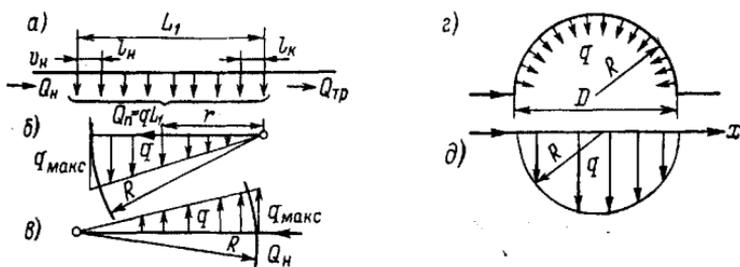


Рис. 4.4. Пять характерных схем распределения воды перфорированными трубопроводами

*a* — удельный расход по длине постоянен; *б* — то же, увеличивается; *в* — то же, уменьшается; *г* — то же, постоянен, но распределяется по круговой линии; *д* — изменяется по длине по закону (4.21)

3) с также радиально расположенными трубами, но при движении потока от периферии к центру сооружения, когда удельный расход уменьшается от  $q_{\text{макс}}$  до нуля;

4) с дырчатой трубой, расположенной по окружности (кольцевой), когда потери напора по длине увеличиваются вследствие циркуляции жидкости в плоскости живого сечения потока в  $s_{\text{ц}}$  раз;

5) с коллектором, имеющим нормальные ответвления, когда величина удельного расхода по длине коллектора, расположенного в сооружении прямоугольной формы, постоянна, а в сооружении круглой формы изменяется по закону

$$q = 2\omega \sqrt{2Rx - x^2}, \quad (4.21)$$

где  $x$  — расстояние от начального сечения коллектора до расчетного.

При дискретном равномерном ( $q_0 = \text{const}$ ) распределении расхода  $Q_n = q_0 n$  через  $n$  выпусков, находящихся на расстоянии  $l$  друг от друга по первой схеме (рис. 4.4, *a*), давление перед любым  $i$ -м от конца выпуском в распределительном трубопроводе с учетом условия (3.103) и неквадратичного  $h_{\text{д}} = k\omega^m$  закона сопротивления (3.6), составляет:

$$\begin{aligned} p = p_n - \frac{1}{2} \rho v_n^2 \left\{ \frac{\lambda_n L_1}{d(m+1)} \left( \frac{n}{n-1} \right)^{2-m} \left( 1 + \frac{m-2}{n} \right) \times \right. \\ \times \left( 1 - \frac{m-1}{mn} \right) \left[ 1 - \left( \frac{i-1}{n-1} \right)^{m-1} \frac{(i+m-2)(mi-m+1)}{(n+m-2)(mn-m+1)} \right] - \\ \left. - 1 + \frac{i^2}{n^2} + 0,35 \frac{n-i}{n^2} \right\}. \quad (4.22) \end{aligned}$$

Можно принять в формуле (4.22)  $m=2,0$  и ввести к коэффициенту гидравлического трения в начальном сечении  $\lambda_n$  поправочный множитель  $B$  на переменность скорости вдоль пути; тогда при гладком сопротивлении по формуле (3.54) имеем:

$$B = 1,1 - 0,1 i/n, \quad (4.23)$$

а в переходной области сопротивления по формуле (3.52) получим:

$$B = 1,14 - 0,14 i/n - 0,05 (1 - i/n) \lg (v_n \Delta_3/v). \quad (4.24)$$

Перед последним выпуском давление

$$p_k = p_n - 0,5 \rho v_n^2 [\lambda_n B_k L_1/(3d) (2n-1)/(2n) - 1 + (0,35n + 0,65)/n^2]. \quad (4.25)$$

Из анализа формулы (4.22) следует, что пьезометрический напор сначала уменьшается, у  $i$ -го выпуска он становится минимальным и затем возрастает. Этот номер выпуска приблизительно можно оценить по зависимости:  $i_3 = 1 + 2d/(\lambda l)$ . При непрерывном распределении расхода пьезометрический напор достигает минимального значения  $(z + p/\gamma)_{\min}$  на расстоянии  $l_n$ .

$$l_3 = Q_n L/Q_n - 2d/\lambda = L (Q_{тр} + Q_n)/Q_n - 2d/\lambda, \quad (4.26)$$

где  $Q_{тр}$  — транзитный расход на участке распределения путевого расхода  $Q_n$ .

Длину дырчатой трубы, при которой потери напора полностью компенсируются восстановлением напора за счет уменьшения скоростей при раздаче расхода по пути, называют критической —  $L_{кр}$ . Величина  $L_{кр}$  при транзитном расходе  $Q_{тр} = 0$  может быть определена из уравнения

$$L_{кр} = \frac{3d}{\lambda_n B_{кр}} \cdot \frac{2n}{2n-1} \left( 1 - \frac{0,35n + 0,65}{n^2} \right). \quad (4.27)$$

Для ламинарного потока критическая длина трубы определяется по формуле

$$L_{кр} = Re_n d/32, \quad (4.28)$$

где  $Re_n$  — число Рейнольдса перед распределением.

В табл. 4.2 приведены значения  $L_{кр}$  для разных труб при расчетной скорости потока  $v_p = \beta v_n = 1$  м/с и количестве отверстий  $n \gg 5$  (при  $n=3$  и  $n=2$  приведенную в таблице величину надо умножить соответственно на 0,97 и 0,88), где  $v_n$  — средняя скорость перед распределением, а  $\beta$  — см. § 4.5.

Дырчатые трубопроводы, длина которых меньше критической, называют предельно короткими трубопроводами. Пьезометрический напор в конце таких трубопроводов больше, чем в начале. Если окажется, что  $i_3 > n$ , то напор возрастает сразу.

При распределении воды по второй схеме (см. рис. 4.4, б) давление вдоль трубы изменяется по зависимости

$$\frac{p}{\gamma} = \frac{p_n}{\gamma} - \frac{\lambda}{d} \cdot \frac{v_n^2}{2g} \left( 1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{r^2}{R^2} + \frac{1}{5} \cdot \frac{r^4}{R^4} \right) r +$$

Таблица 4.2. Значения  $L_{кр}$ ,  $\lambda$ , дырчатой трубы, м, при  $v_p = 1$  м/с и  $l \gg 5$

Параметры	$d$ , мм						
	50	100	150	200	250	300	500
<i>Стальные электросварные трубы</i>							
$\lambda$	0,0495	0,0413	0,0372	0,0351	0,0319	0,0292	0,0258
$L_{кр}$	3,88	8,29	12,71	17,89	24,5	32,0	60,1
<i>Чугунные трубы</i>							
$\lambda$	0,0524	0,0422	0,0372	0,034	0,033	0,0307	0,0268
$L_{кр}$	2,96	7,26	12,38	17,84	23,0	29,7	56,9
<i>Асбестоцементные трубы</i>							
$\lambda$	0,0259	0,0227	0,0213	0,02	0,0193	0,0186	0,017
$L_{кр}$	5,79	13,21	19,79	28,4	35,0	44,9	80,6
<i>Керамические трубы</i>							
$\lambda$	0,0256	0,0215	0,0194	0,0181	0,0171	0,0163	—
<i>Чугунные трубы</i>							
$L_{кр}$	5,76	13,92	23,2	33,2	43,8	55,2	—

$$+ \frac{v_H^2}{2g} \cdot \frac{r^2}{R^2} \left( 2 - \frac{r^2}{R^2} \right). \quad (4.29)$$

Давление в конце трубы можно определить по формуле

$$p_k/\gamma = p_H/\gamma + v_H^2/(2g) - 8/15 \cdot \lambda R/d \cdot v_H^2/(2g). \quad (4.30)$$

По третьей схеме (рис. 4.4, в) давление воды в трубопроводе распределяется следующим образом:

$$p/\gamma = p_H/\gamma - \lambda/5 \cdot v_H^2/(2g) \cdot R/d (1 - r^5/R^5) + v_H^2/(2g) (1 - r^4/R^4); \quad (4.31)$$

$$p_k/\gamma = p_H/\gamma + v_H^2/(2g) - \lambda/5 \cdot R/d \cdot v_H^2/(2g). \quad (4.32)$$

При распределении воды кольцевой дырчатой трубой по четвертой схеме (см. рис. 4.4, г) коэффициент  $\lambda_H$  в формулах (4.22) и (4.25) увеличивается согласно исследованиям А. И. Егорова в  $c_H$  раз:

$$c_H = 1 + 18,1 (d/D)^2/d, \quad (4.33)$$

где  $d$  — диаметр трубы, м.

При распределении воды по пятой схеме (рис. 4.4) давление изменяется так:

$$p/\gamma = p_H/\gamma + \psi_1 v_H^2/(2g) - \psi_2 \lambda D/d \cdot v_H^2/(2g), \quad (4.34)$$

где

при  $x \leq 0,07 D$

$$\psi_1 = 0 \text{ и } \psi_2 \approx x/D;$$

при  $0,07 < x/D \leq 0,93$

$$\psi_1 = (1,0814 - 1,16 x/D)^2;$$

$$\psi_2 \approx 0,357 - 0,287 (1,0814 - 1,16 x/D)^2;$$

при  $0,93 < x/D \leq 1,0$

$$\psi_1 = 1,0 \text{ и } \psi_2 \approx 0,357.$$

В этих формулах давление  $p$  в распределительном трубопроводе является избыточным над давлением окружающей его среды.

Расход через отверстие площадью  $w_0$  определяется по формуле

$$q_0 = q l = \mu \omega_0 \sqrt{2 p / \rho}, \quad (4.35)$$

где  $l$  — шаг между отверстиями.

Коэффициент расхода при свободном истечении струи из отверстия любой формы А. И. Егоровым представлен в следующем виде:

$$\mu = t h (Re_c \delta^*), \quad (4.36)$$

где  $Re_c = v_c R_0 \rho / \mu$  — число Рейнольдса для струи;  $R_0 = a_0 b_0 / 2 (a_0 + b_0)$  — гидравлический радиус отверстия;  $a_0$  и  $b_0$  — ширина и длина отверстия прямоугольной формы;  $\delta^* = \delta / R_0$ ;  $\delta$  — толщина стенки трубы.

При стесненном истечении в слой зернистой загрузки коэффициент расхода определяется по следующей формуле:

$$\mu = 1 - (Re_c \delta^* + 1)^{-1}. \quad (4.37)$$

При истечении жидкости через осесимметричное отверстие в стенке распределителя круглого сечения

$$\mu = 0,95 - 0,17 [(Re^* + 1) / \delta_1^*]^{0,4}, \quad (4.38)$$

а через щели в стенке трубы

$$\mu = 0,97 - 0,0031 Re^* - 0,1 \varphi^2 - 0,027 \omega_{уд}^*, \quad (4.39)$$

где  $Re^* = Re_{п} / Re_c = v^* d^*$ ;  $v^* = v / v_c$ ;  $d^* = d / d_0 = R_T / R_0$ ;  $\delta_1^* = \delta / d_0$ ;  $\varphi$  — угол между продольной осью щели и основной осью трубы, рад;  $\omega_{уд}^* = 1,27 a_0 b_0 (l^* + 1) / d^2$ ;  $l^*$  — отношение длины распределителя к расстоянию между щелями в осях.

При втекании струй через осесимметричные отверстия в стенке сборника круглого сечения коэффициента расхода можно вычислить по формулам:

при  $Re^* < 6$

$$\mu = 0,74 + 0,0476 Re^{*2/3}, \quad (4.40)$$

при  $Re^* > 6$

$$\mu = 1,01 - 0,011 (Re^* + 1) / \delta_1^*, \quad (4.41)$$

а через щели в стенке трубы

$$\mu = 1 - 0,005 \operatorname{Re}^* - 0,155 \sqrt{\varphi} - 0,125 \omega_{y_d}^* \quad (4.42)$$

Струи вытекают из отверстия в стенке распределителя под острым углом, т. е. имеют две составляющие скорости: по оси распределителя  $v_x$  и нормальную к ней — по оси отверстия  $v_o$ .

А. И. Егоров на основании опытов предлагает считать, что

$$v_x = v \cos (1,15 \delta_{\text{рад}}^*) = v \cos (\delta^* \cdot 66^\circ). \quad (4.43)$$

При  $\delta^* > 1,36$  скорость  $v_x = 0$ . При этом отверстие будет работать как насадка. Коэффициент сопротивления боковой насадки (он же является коэффициентом сопротивления бокового ответвления в тройнике) будет слагаться из коэффициента сопротивления входа до сжатого сечения и коэффициента сопротивления расширения потока после сжатого сечения. Коэффициент сжатия струи в насадке в первом приближении можно принять в виде  $\epsilon_n = \epsilon_o / \sin \beta$ , где  $\epsilon_o$  — коэффициент сжатия струи бокового отверстия в сечении, нормальном к скорости,  $\beta$  — угол, составленный осью струи в сжатом сечении с осью трубопровода; тогда

$$\zeta_n = \zeta_o \sin^2 \beta / \epsilon_o^2 + (\sin \beta / \epsilon_o - 1)^2. \quad (4.44)$$

В табл. 4.3 приведены значения коэффициентов сжатия  $\epsilon_n$  в сечении, параллельном сечению отверстия, и коэффициенты сопротивления боковой насадки  $\zeta_n = (1/\epsilon_n - 1)^2$ , полученные на основании решений С. Н. Нумерова, а в табл. 4.4 — коэффициенты сжатия  $\epsilon_o$  струи, вытекающей через боковое отверстие в трубе, по И. М. Коновалову, и коэффициенты сопротивления насадки  $\zeta_n$  по формуле (4.4) при равномерном распределении расхода.

При изменении давления вдоль дырчатых труб, определяемого по формулам (4.22), (4.30), (4.32) и (4.34), и постоянном шаге отверстий одинакового диаметра требуемый схемами 1—5 закон распределения расхода не обеспечивается согласно условию (4.35). Этот закон выполняется путем изменения шага или диаметра отверстий по длине коллектора или сопротивлений ответвлений по длине его по зависимости (4.45), полученной с учетом выражения (3.112) при  $\tau_{6,d} \approx 1,0$ :

$$0,65 q_o^2 i+1 + \zeta_{от i+1} \omega^2 / \omega_o^2 i+1 q_o^2 i+1 + 2 Q_i q_o i+1 = \\ = \lambda l_i / d Q_i^2 + \zeta_{от i} \omega^2 / \omega_o^2 i q_o^2 i. \quad (4.45)$$

При равномерном распределении расходов сопротивление ответвлений изменяется по зависимости

$$\zeta_{от i+1} - \zeta_{от i} = (\omega_o / \omega)^2 (\lambda l i^2 / d - 2 i - 0,65), \quad (4.46)$$

где  $\zeta_{от} = \zeta_{вх} + \zeta_{вых} + (\lambda l / d)_{от} + \Sigma \zeta_{м.от}$ ;  $\zeta_{вых} = 1,0$ ;  $\zeta_{вх} \sim 1,0$  по формуле (3.112).

Таблица 4.3. Коэффициенты сжатия струи  $\epsilon_H$  и сопротивления  $\zeta_H$  боковой насадки

$\omega_0/\omega$	Отношение скоростей $v_{i-1}/v_i$ в трубопроводе											
	0		0,2		0,4		0,6		0,9			
	$\epsilon_H$	$\zeta_H$	$\epsilon_H$	$\zeta_H$	$\epsilon_H$	$\zeta_H$	$\epsilon_H$	$\zeta_H$	$\epsilon_H$	$\zeta_H$	$\epsilon_H$	$\zeta_H$
0,1	0,612	0,401	0,608	0,422	0,605	0,436	0,604	0,428	0,566	0,587		
0,2	0,611	0,401	0,600	0,436	0,604	0,449	0,590	0,462	0,512	0,914		
0,3	0,610	0,401	0,596	0,462	0,593	0,476	0,583	0,504	0,436	1,690		
0,4	0,604	0,414	0,595	0,476	0,592	0,49	0,570	0,562	0,384	2,590		

Примечание.  $v_{i-1}$  — скорость после отверстия,  $v_i$  — перед ним.

Таблица 4.4. Коэффициенты сжатия  $\zeta_0$  вытекающей через боковое отверстие струи и коэффициенты сопротивления насадки  $\zeta_H$  при равномерном распределении расхода

$\omega_0/\omega$	Порядковый номер отверстия от конца трубопровода $i=Q_i/q_0$											
	1,0		5		10		20		30		50	
	$\epsilon_0$	$\zeta_H$	$\epsilon_0$	$\zeta_H$	$\epsilon_0$	$\zeta_H$	$\epsilon_0$	$\zeta_H$	$\epsilon_0$	$\zeta_H$	$\epsilon_0$	$\zeta_H$
0,02	0,61	0,41	0,61	0,42	0,60	0,48	0,57	0,49	0,54	0,58	0,46	0,83
0,04	0,61	0,41	0,60	0,43	0,58	0,48	0,56	0,49	0,43	1,02	0,38	1,51
0,08	0,61	0,41	0,58	0,44	0,51	0,56	0,38	1,30	0,30	1,88	0,21	3,35
0,12	0,61	0,41	0,55	0,47	0,44	0,67	0,30	1,88	0,22	2,82	0,15	5,29

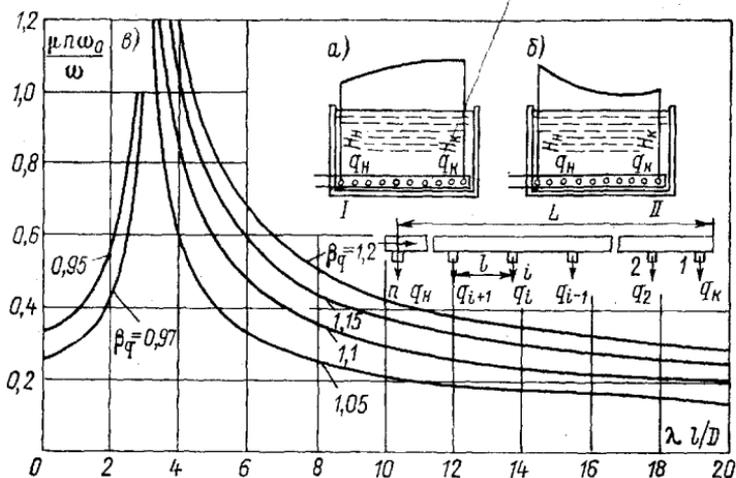


Рис. 4.5. Неравномерность распределения расхода и напора по длине распределительных труб

*a* — схема изменения пьезометрического напора вдоль короткой распределительной трубы; *б* — то же, вдоль длинной; *в* — график для определения степени неравномерности распределения расхода по формуле (4.47)

Б. А. Дергачев для выпусков в виде отверстий принимает  $\zeta_{от} = 2,35$ , а в виде внешних цилиндрических насадок —  $\zeta_{от} = 1,45$ .

Степень неравномерности распределения расходов дырчатой трубой с постоянным шагом  $n$  отверстий одинаковой площади  $\omega_0$  и неизменным  $\zeta_{от}$  составляет (рис. 4.5)

$$\beta_q = q_n/q_k = \sqrt{\frac{1 + e [n \omega_0 / (\sqrt{\zeta_{от}} \omega)]^2 [(3n-2)/(4n) \lambda L/d - 2 + (n+1)/n^2]}{1 + e [n \omega_0 / (\sqrt{\zeta_{от}} \omega)]^2 [\lambda L/(4d) - 1 - (n-2)/n^2]}} \quad (4.47)$$

где

$$e = 0,2 + 0,13/\beta_q$$

$$\text{при } 0 \leq 1/\beta_q \leq 1;$$

$$e = 0,533 - 0,2\beta_q$$

$$\text{при } 0 \leq \beta_q \leq 1.$$

Однако это отношение еще не характеризует пределы изменения расходов. Средний расход на распределительном участке определяется средним давлением:

$$p_{ср} = p_n - \frac{1}{6} \rho v_n^2 \left( \lambda \frac{L}{d} \frac{3n-1}{4n} - 2 + \frac{0,53}{n} \right). \quad (4.48)$$

Минимальный расход будет в сечении  $l_0$  с минимальным давлением; по отношению к среднему он составляет:

$$\frac{q_{\text{мин}}}{q_{\text{ср}}} = \sqrt{1 - \frac{1}{3} \left( \frac{n \omega_0}{\sqrt{\zeta_{\text{от}}} \omega} \right)^2 \left( \frac{\lambda L}{4d} - 1 + \frac{4d^2}{\lambda^2 L^2} \right)}. \quad (4.49)$$

Числитель в формуле (4.47) дает  $q_n/q_{\text{ср}}$ , а знаменатель —  $q_n/q_{\text{ср}}$ .

А. Е. Егоров предлагает в дырчатых трубах большого сопротивления с постоянным шагом отверстий общий характер изменения расхода или средней скорости ее движения, а также коэффициент гидравлического сопротивления  $\zeta$  дырчатых труб определять по следующим формулам:

при сборе воды

$$v = v_k (x/l)^{n_k}; \quad (4.50)$$

$$n_k = 0,91 + 1,13 \exp[-0,37 (l^*/d^* - 2,5)^2]; \quad (4.51)$$

$$\zeta_k = 1 + 2/\Gamma^2 + 0,96 \Gamma^{0,8}; \quad (4.52)$$

при распределении воды

$$v = v_0 [1 - (x/l)^{n_0}]; \quad (4.53)$$

$$n_0 = 0,41 + 1,27 \exp[-0,09 (l^*/d^* - 3)^2]; \quad (4.54)$$

$$\zeta_0 = 1 + 2,5/\Gamma^2, \quad (4.55)$$

$$\text{где } \Gamma = l^*/(d^* \delta^* 0,0025) \quad (4.56)$$

Давление вдоль трубопровода прямоугольного сечения ( $\omega = a \cdot b$ ), в котором две противоположные стенки сужаются в виде клина по линейному закону  $a = a_n(x+l/2)/(nl)$  от последнего отверстия, при выражении  $\lambda$  по формуле (3.52) изменяется по закону

$$\rho = \rho_n - \rho \lambda_y \frac{r l}{a_n} v_n^2 \left\{ \left( \frac{2n-1}{2i-1} \right)^{1/4} - 1 + \frac{2n-1}{6n} \cdot \frac{a_n}{b} \times \right. \\ \left. \times \left[ 1 - \left( \frac{2i-1}{2n-1} \right)^{3/4} \right] \right\}. \quad (4.57)$$

Степень неравномерности распределения расходов при  $\beta_q < 1,15$  составляет:

$$\beta_q = \frac{q_n}{q_k} \approx 1 + 2 \lambda_{н.у} \frac{n l}{\zeta_{\text{от}} a_n} \left( \frac{\omega_0}{a_n b} \right)^2, \quad (4.58)$$

где  $\lambda_y$  вычисляется через условный гидравлический диаметр, равный отношению площади начального сечения к среднему на данном участке смоченному периметру:

$$d_y = \frac{2n-1}{2n} \cdot \frac{2a_n b}{b + (n+1-i) a_n/(2n)}$$

Движение жидкости в сборных горизонтальных цилиндричес-

ких трубопроводах с заглушенным торцом при входе описывается дифференциальным уравнением

$$-\frac{d^2 Q}{dx^2} \cdot \frac{dQ}{dx} + 2 \frac{\mu a^2}{\omega^2} Q \frac{dQ}{dx} + \frac{\lambda}{d} \frac{\mu^2 a^2}{\omega^2} Q^2 = 0. \quad (4.59)$$

Здесь  $Q$  — переменный расход в данном сечении на расстоянии  $x$  от начала сборника;  $\mu$  — коэффициент расхода отверстий (щелей) перфорации;  $a = \Sigma \omega_0 / l$  — площадь перфорации, отнесенная к единице длины трубопровода;  $d$  и  $\omega$  — диаметр и сечение сборника.

Выражение (4.59) представляет собой сочетание уравнений переменной массы и переменного удельного притока  $\frac{dQ}{dx}$  при втекании жидкости через перфорацию вдоль таких трубопроводов. При равномерной перфорации и постоянных значениях  $\mu$ ,  $a$ ,  $\lambda$  уравнение (4.59) решается аналитически с помощью гиперболических функций. Расход в конце трубопровода или его пропускная способность

$$Q_{\text{кон}} = \frac{1}{k} \omega \sqrt{2 g z_{\text{кон}}} \operatorname{th} k \omega_*. \quad (4.60)$$

Относительный начальный перепад в трубопроводах:

$$z_{\text{нач}} / z_{\text{кон}} = 1 / c h^2 k \omega_*. \quad (4.61)$$

Показатель равномерности присоединяемого расхода:

$$\chi = q_{\text{мин}} / q_{\text{макс}} = \sqrt{z_{\text{нач}} / z_{\text{кон}}} = 1 / c h k \omega_*. \quad (4.62)$$

В этих формулах величина начального  $z_{\text{нач}}$  и конечного  $z_{\text{кон}}$  перепадов показана на рисунке 4.6; величина  $\omega_* = a l / \omega = \Sigma \omega_0 / \omega$  характеризует скважность или конструктивный параметр трубопровода; коэффициент  $k$  определяется как больший положительный корень кубического уравнения

$$-k^3 + 2k + \zeta_l / 2 \omega_* = 0. \quad (4.63)$$

где  $\zeta_l = \lambda (l/d)$  — коэффициент сопротивления трубопровода.

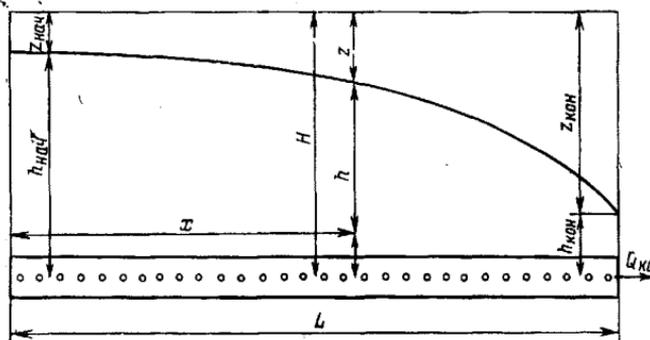


Рис. 4.6. Расчетная схема горизонтального трубопровода как сборника воды с заглушенным торцом при входе

Приведенные зависимости позволяют произвести необходимый гидравлический расчет трубопроводов и выполнить анализ различных вариантов. Эта методика разработана в КИСИ.

Для коротких трубопроводов, когда потерями на трение можно пренебречь (т. е.  $\zeta_l < 0,8$ ), величина  $k = \sqrt{2}$ , и задача решается однозначно.

Для длинных трубопроводов (при  $\zeta_l > 0,8$ ) решение получается неоднозначным, поскольку  $k$  зависит как от  $\zeta_l$ , так и от  $\omega_*$ . В этом случае следует принимать оптимальное значение  $k_{\text{опт}}$ , определяемое формулой

$$k_{\text{опт}} = \sqrt{2 + \zeta_l (t h M / 2 M)}, \quad (4.64)$$

где  $M = \ln \left[ \frac{1}{\chi} (1 + \sqrt{1 - \chi^2}) \right]$ .

Таким образом, при известном  $\zeta_l$  и заданном  $\chi$  по зависимостям находим  $k_{\text{опт}}$  и из (4.62) — оптимальный конструктивный параметр  $\omega_{\text{опт}}$ , а затем уже при данном  $Q_{\text{кон}}$  по формулам (4.60) и (4.61) определяем  $z_{\text{нач}}$  и  $z_{\text{кон}}$ .

При оценке среднего гидравлического коэффициента трения сборного трубопровода  $\lambda_{\text{сб}}$  следует иметь в виду, что благодаря эффекту дополнительного перемешивания, вызываемого присоединяемыми массами жидкости, величина  $\lambda_{\text{сб}}$  при оптимальных значениях конструктивного параметра  $\omega_{\text{опт}}$  примерно в 2 раза больше, чем в трубопроводе с транзитным расходом.

При наличии транзитного расхода сборный трубопровод рассчитывается по приближенной методике, приведенной ниже.

При присоединении расхода  $Q_{\text{пр}}$  с линейным законом изменения

$$q = q_n + (Q_{\text{пр}}/L - q_n) \cdot 2x/L \quad (4.65)$$

по длине  $L$  трубопровода постоянного сечения  $\omega$  к транзитному расходу  $Q_{\text{тр}}$  из условия (4.19) при  $v_x = 0$  пьезометрический напор в сборном трубопроводе изменяется по следующему закону:

$$(z + p/\gamma)_n - (z + p/\gamma) = \zeta_{\text{пр}} Q_{\text{к}}^2 / (g \omega^2) + \zeta_f Q_{\text{к}}^2 L / K^2, \quad (4.66)$$

где  $\zeta_{\text{пр}} = \frac{2 Q_{\text{пр}}}{(Q_{\text{пр}} + Q_{\text{тр}})^2} \cdot \frac{x}{L} \left[ \frac{Q_{\text{тр}}}{Q_{\text{пр}}} q_n L + Q_{\text{тр}} \left( 1 - \frac{q_n L}{Q_{\text{пр}}} \right) \frac{x}{L} + \frac{(q_n L)^2}{2 Q_{\text{пр}}} \times \right.$   
 $\times \frac{x}{L} + q_n L \left( 1 - \frac{q_n L}{Q_{\text{пр}}} \right) \frac{x^2}{L^2} + \frac{Q_{\text{пр}}}{2} \left( 1 - \frac{q_n L}{Q_{\text{пр}}} \right)^2 \frac{x^2}{L^2} \left. \right], \quad (4.67)$

$$\zeta_f = \frac{x}{(Q_{\text{пр}} + Q_{\text{тр}})^2 L} \left[ Q_{\text{тр}}^2 + Q_{\text{тр}} q_n x \right] + \frac{2}{3} Q_{\text{тр}} Q_{\text{пр}} \times$$
  
 $\times \left( 1 - \frac{q_n L}{Q_{\text{пр}}} \right) \frac{x^2}{L^2} + \frac{1}{3} q_n^2 x^2 + \frac{1}{2} Q_{\text{пр}} q_n \left( 1 - \frac{q_n L}{Q_{\text{пр}}} \right) \frac{x^3}{L^2} +$   
 $+ \frac{1}{5} Q_{\text{пр}}^2 \left( 1 - \frac{q_n L}{Q_{\text{пр}}} \right)^2 \frac{x^4}{L^4}. \quad (4.68)$

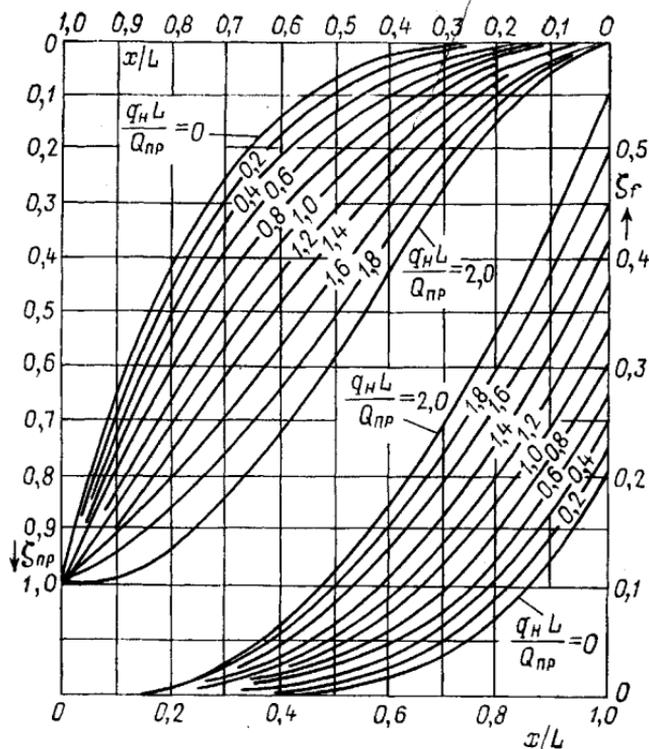


Рис. 4.7. Графики для определения  $\zeta_{np}$  и  $\zeta_f$  по формулам (4.67) и (4.68) при  $Q_{тр} = 0$

На рис. 4.7 дано изменение коэффициентов  $\zeta_{np}$  и  $\zeta_f$  по формулам (4.67) и (4.68) при  $Q_{тр} = 0$ .

Расход через отверстия, равномерно расположенные вдоль трубопровода, или через щель постоянной ширины поступает в сборный трубопровод под действием напора  $H$  неравномерно, и изменение расхода в трубопроводе, согласно исследованиям А. А. Василенко, зависит от отношения площадей отверстий и поперечного сечения трубопровода  $\omega_*$ :

$$Q = Q_{тр} + Q_{np} (x/L)^n; \quad (4.69)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Здесь при } Q_{тр} = 0 \text{ для } \omega_* \leq 1 \quad n = 1 + 0,36 \omega_*^2; \\ \text{для } \omega_* > 1 \quad n = 1,36 \sqrt{\omega_*}; \end{array} \right\} (4.70)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{при } Q_{тр} \neq 0 \text{ для } \omega_* \leq 1 \quad n = 1,6 \omega_*^{0,5}; \\ \text{для } \omega_* > 1 \quad n = 1,6 \omega_*^{0,25}. \end{array} \right\} (4.71)$$

При условии (4.69) пьезометрический напор в сборном трубопроводе диаметром  $d$  изменяется от его начала по зависимости

$$H - \left( z + \frac{p}{\gamma} \right) = \frac{Q_{\text{пр}}^2}{g \omega^2} \left[ (x/L)^{2n} + 2 \frac{Q_{\text{тр}}}{Q_{\text{пр}}} (x/L)^n + \right. \\ \left. + \frac{1}{2} \zeta_{\text{н}} (1 + Q_{\text{тр}}/Q_{\text{пр}})^2 \right] + \frac{\lambda_{\text{с}}}{d} \cdot \frac{Q_{\text{пр}}^2}{2g \omega^2} x \left[ \frac{1}{2n+1} (x/L)^{2n} + \right. \\ \left. + \frac{2}{n+1} \frac{Q_{\text{тр}}}{Q_{\text{пр}}} (x/L)^n + Q_{\text{тр}}^2/Q_{\text{пр}}^2 \right], \quad (4.72)$$

где  $\lambda_{\text{с}}$  — средний коэффициент гидравлического трения сборного трубопровода;  $\zeta_{\text{н}}$  — коэффициент сопротивления, отнесенный к скоростному напору в конце сборного трубопровода и определяющий начальный перепад напора.

При  $Q_{\text{тр}} = 0$  и  $5,2 > \lg(n \text{Re}_k) > 3,6$

$$\lambda_{\text{с}} = \lambda_{\text{гл}} [4,8 - 0,7 \lg(n \text{Re}_k)]; \quad (4.73)$$

при  $Q_{\text{тр}} \neq 0$  и  $4,1 > \lg(\text{Re}_k \cdot Q_{\text{тр}}/Q_{\text{пр}}) > 2,0$

$$\lambda_{\text{с}} = \lambda_{\text{гл}} [3,4 - 0,57 \lg(\text{Re}_k \cdot Q_{\text{тр}}/Q_{\text{пр}})], \quad (4.74)$$

а при  $\lg(\text{Re}_k \cdot Q_{\text{тр}}/Q_{\text{пр}}) > 4,1$   $\lambda_{\text{с}} = \lambda_{\text{гл}}$ ,

где  $\lambda_{\text{гл}}$  — коэффициент гидравлического трения неперфорированного трубопровода при расчетном числе Рейнольдса в конце сборного трубопровода  $\text{Re}_k$ .

Приняв расход в отверстиях одинаковым на расстоянии  $0,1L$ , А. А. Василенко получил коэффициент сопротивления  $\zeta_{\text{н}}$  в виде:

$$\zeta_{\text{н}} = \zeta_{\text{вх}} \cdot 0,1^{2(n-1)} \omega_*^{-2}, \quad (4.75)$$

где коэффициент сопротивления первого отверстия  $\zeta_{\text{вх}}$  находится по графику (рис. 4.8) в зависимости от числа Рейнольдса проходящего через него потока  $\text{Re}_0$  и отношения толщины стенки  $\delta$  к диаметру  $d_0$ ; при этом

$$\text{Re}_0 = \text{Re}_k \cdot 0,1^{n-1} d_0 / (d \omega_*). \quad (4.76)$$

В результате взаимодействия в трубопроводе присоединяемых струй с потоком в последнем возникают вихри, на преодоление сопротивления которых затрачивается потенциальная энергия потока. Коэффициент вихревых сопротивлений увеличивает коэффициент гидравлического трения в  $c_v$  раз:

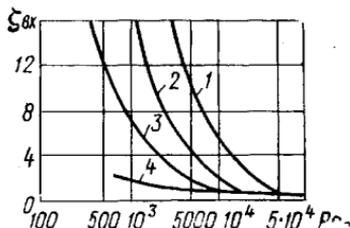


Рис. 4.8. Зависимость  $\zeta_{\text{вх}}$  от  $\text{Re}_0$  и  $\delta/d_0$

1—4 — соответственно при  $\delta/d_0 = 0,5; 0,9; 1,3$  и  $1,8$

$$c_v = a \varepsilon^{*n} + 1, \quad (4.77)$$

где  $\varepsilon^* = \varepsilon_c / \varepsilon_{\text{п}}$  ( $\varepsilon_c$  и  $\varepsilon_{\text{п}}$  — живая сила струи и потока).

При оттоке струй на дырчатом участке трубы  $a = 0,5 / (\beta + 1)$ , а показатель степени  $n = 0,37$ . При притоке струй:

$$\alpha = 1,5 (1 + \beta)^{-1,25}; \quad (4.78)$$

$$n = 0,37 \exp [2,1 (1 + \beta) - 1,46 (1 + \beta)^2]; \quad (4.79)$$

здесь  $\beta = \cos \varphi$ , где  $\varphi$  — угол между направлением потока или притока струй и общим направлением потока.

Для обеспечения устойчивого режима работы сооружения необходимо, чтобы неравномерность распределения и сбора воды в нем была не больше допустимой. Для оценки коэффициента допустимой неравномерности может быть использовано следующее выражение

$$m_d = (0,85 v_{\max} - 1,2 v_{\min}/v_{\text{ср}}), \quad (4.80)$$

где  $v_{\max}$  и  $v_{\min}$  — допустимые максимальная и минимальная скорости движения воды в пределах устойчивой работы сооружения;  $v_{\text{ср}}$  — средняя скорость потока.

При общей перфорации трубы  $\omega_* \leq 0,4$  можно считать присоединение расхода вдоль трубопровода равномерным.

#### 4.5. Расчет потерь напора в сети с распределенным по ее длине расходом

При проектировании сетей водоснабжения или канализации принимают условную схему распределения воды в сети: крупные расходы сосредоточивают в соответствующих точках сети, а остальной расход предполагается равномерно распределенным по длине сети с удельным расходом  $q$ .

Потери напора  $h_d$  на участке  $L$  распределения расхода  $Q_n$  можно выразить по формуле Дарси (3.4) через расчетный расход  $Q_p$ :

$$h_d = \lambda L/d \cdot Q_p^2 / (2g \omega^2) = AL Q_p^2 = A' L Q_p, \quad (4.81)$$

где

$$Q_p = Q_{\text{тр}} + \beta Q_n \quad (4.82)$$

$Q_{\text{тр}}$  — транзитный расход, т. е. расход, проходящий транзитом на участке  $L$ ;  $Q_n$  — путевой расход, т. е. расход, распределенный ( $Q_n = qL$ ) на участке  $L$ .

Коэффициент  $\beta$  зависит от способа отбора расхода  $Q_n$  и от закона гидравлических сопротивлений на трение по длине. При равномерном распределении расхода интенсивностью  $q$  имеем:

$$\beta = \{1/(m+1) [(Q_{\text{тр}}/Q_n + 1)^{m+1} - (Q_{\text{тр}}/Q_n)^{m+1}]\}^{1/m} - Q_{\text{тр}}/Q_n, \quad (4.83)$$

где  $m$  — показатель степени в законе сопротивлений:  $I = A' Q^m$ .

При квадратичном законе сопротивлений ( $m=2$ ) величина  $\beta$  изменяется от 0,577 при  $Q_{\text{тр}}=0$  до 0,5 при  $Q_{\text{тр}} > 3Q_n$ ; в гидравлически гладких трубах при  $m=1,75$  (по Блазиусу) — от 0,555 до 0,5 и при ламинарном движении ( $m=1,0$ ) величина  $\beta=0,5$ .

Относительная ошибка в исчислении потери напора  $\delta h_d$  вследствие несоответствия принятого значения  $\beta$  действительному составит:

$$\delta h_d = m \beta Q_{\Pi} \delta \beta / (Q_{\text{тр}} + \beta Q_{\Pi}), \quad (4.84)$$

где  $\delta \beta$  — относительная ошибка величины  $\beta$ .

Если принять  $\beta = 0,5$ , то максимальная ошибка (35%) будет при  $Q_{\text{тр}} = 0$  и квадратичном законе сопротивления, который фактически не может быть при первом условии; при  $Q_{\text{тр}} > Q_{\Pi}$  относительная ошибка составит 4%.

При распределении расхода трубопроводом через  $n$  точек отбора, расположенных на одинаковом расстоянии  $l$  друг от друга, коэффициент  $\beta$  зависит при квадратичном сопротивлении от соотношения  $Q_{\text{тр}}/Q_{\Pi}$  и от числа  $n$  точек отбора воды на участке  $L$ :

$$\beta = \sqrt{(Q_{\text{тр}}/Q_{\Pi})^2 + N_1 Q_{\text{тр}}/Q_{\Pi} + N_2} - Q_{\text{тр}}/Q_{\Pi}, \quad (4.85)$$

где  $N_1 = 1$  и  $N_2 = (2-1/n)/6$ , если участок  $L$  от первой до последней точки отбора считать равным  $(n-1)l$ ;  $N_1 = (1+1/n)$  и  $N_2 = (1+1/n)(2+1/n)/6$ , если участок  $L$ , равный  $nl$  начинается на расстоянии  $l$  до первой точки отбора и заканчивается последней точкой отбора;  $N_1 = 1$  и  $N_2 = (2+1/n^2)/6$  при симметричном расположении  $n$  точек отбора на участке  $L = nl$ , т. е. расчетный участок начинается до первой точки отбора и заканчивается за последней точкой отбора на расстоянии  $l/2$ .

В табл. 4.5. приведены значения коэффициента  $\beta$  в зависимости от отношения  $Q_{\Pi}/(Q_{\text{тр}} + Q_{\Pi})$  и числа точек отбора воды  $n$  для последнего случая.

Величина коэффициента  $\beta$  и в гидравлических гладких трубах меньше, чем в шероховатых трубах при квадратичном сопротивлении, максимум на 5%; при ламинарном движении  $\beta = 0,5$ .

Чтобы сократить число расчетных участков при подсчете потерь напора, некоторые сосредоточенные расходы между узловыми точками можно перенести в узловые точки. Так, если на участке  $l$  трубо-

Таблица 4.5. Значения  $\beta$  при квадратичном законе сопротивления в цилиндрическом трубопроводе

$Q_{\text{тр}}/Q_{\Pi}$	$Q_{\Pi}/(Q_{\text{тр}} + Q_{\Pi})$	$n$						
		1	2	5	10	20	50	$\infty$
4	0,2	0,525	0,515	0,505	0,500	0,500	0,500	0,500
1	0,5	0,580	0,560	0,540	0,532	0,532	0,532	0,530
0,43	0,7	0,626	0,586	0,560	0,551	0,548	0,548	0,545
0	1,0	0,707	0,615	0,607	0,592	0,585	0,580	0,578

Таблица 4.6. Значения  $\beta'$  при квадратичном законе сопротивления в трубопроводе

$Q_{\text{тр}}/Q_B$	$l_1/l$				
	0,1	0,3	0,5	0,7	0,9
0,0	0,316	0,548	0,707	0,837	0,949
0,2	0,224	0,478	0,660	0,810	0,940
0,5	0,171	0,422	0,618	0,785	0,932
1,0	0,140	0,378	0,581	0,761	0,924
2,0	0,121	0,345	0,550	0,739	0,915
5,0	0,111	0,320	0,523	0,718	0,908
10,0	0,105	0,312	0,513	0,710	0,904

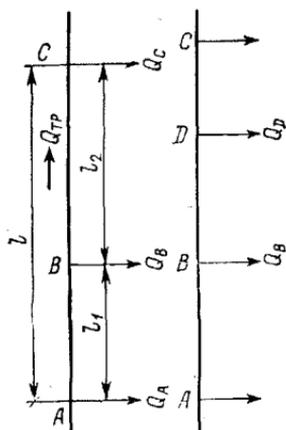


Рис. 4.9. Схема к сокращению числа расчетных участков (расходы из точек  $B$  и  $D$  переносятся в узловые  $A$  и  $C$ )

провода между узлами  $A$  и  $C$  проходит транзитный расход  $Q_{тр}$  и, кроме того, в точке  $B$ , находящейся на расстоянии  $l_1$  от узла  $A$ , сосредоточена нагрузка  $Q_d$ , то этот расход, умноженный на коэффициент  $\beta'$ , можно перенести в узел  $C$ , а другую его часть, равную  $(1-\beta)Q_B$ , перенести в узел  $A$  (рис. 4.9). Полученные при этом значения  $\beta$  при различных  $l_1/l$  и  $Q_{тр}/Q_B$  даны в табл. 4.6.

Таким же путем решается задача, если на участке  $Ac$  имеются два сосредоточенных расхода: в точках  $B$  и  $D$  (см. рис. 4.9). Сначала расход из точки  $B$  переносится с соответствующими коэффициентами согласно табл. 4.6 в точки  $A$  и  $D$ , а затем из точки  $D$  — в точки  $A$  и  $C$ .

Условие оптимального распределения потоков воды в водосборном коллекторе с двусторонним отбором (или подводом) воды аналогично условию равновесия плоской системы параллельных сил в статике.

## Глава пятая ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ УДАР

### 5.1. Исходные условия расчета гидравлического удара

*Гидравлические удары* в водоводах вызываются быстрым изменением скорости движения жидкости (вследствие изменения степени закрытия затвора, а также включения и выключения из работы насосов) и сопровождаются большим повышением давления. Мероприятия, ограничивающие это повышение давления, принимаются на основании расчетов гидравлического удара с учетом условий работы данного водовода.

Согласно теории, разработанной Н. Е. Жуковским, изменения напора  $\Delta H$  связываются с изменением скорости движения воды в напорном трубопроводе на величину  $\Delta v$  формулой

$$\Delta H = -a \Delta v / g, \quad (5.1)$$

где  $g$  — ускорение силы тяжести, равное  $9,81 \text{ м/с}^2$ ;  $a$  — скорость распространения по трубопроводу волн изменения давления,  $\text{м/с}$ .

Скорость  $a$  при отсутствии торцевого закрепления трубы определяется по формуле

$$a = \sqrt{E_{ж}/\rho} [1 + C D E_{ж}/(\delta E_T)]^{-0,5}, \quad (5.2)$$

где  $D$  и  $\delta$  — диаметр и толщина стенок трубопровода;  $C$  — коэффициент, учитывающий тип закрепления;  $E_T$  — модуль упругости материала труб:

$E_{ж}$ , МПа		$E_T$ , МПа	
Алюминий . . . . .	70 000	Полиэтилен . . . . .	2 000
Асбоцемент . . . . .	20 000	Резина . . . . .	2
Бетон . . . . .	20 000	Свинец . . . . .	200
Бронза . . . . .	100 000	Сталь . . . . .	210 000
Винипласт . . . . .	3 000	Сталь нержавею-	
Дюраль . . . . .	70 000	щая . . . . .	240 000
Латунь . . . . .	100 000	Стеклопластик . . . . .	7 500
Медь . . . . .	90 000	Фанера . . . . .	10 000
Мрамор . . . . .	25 000	Целлулоид . . . . .	1 800
Оргстекло . . . . .	1 000	Цинк . . . . .	90 000
		Чугун ковкий . . . . .	100 000

Для тонкостенных круглых труб ( $D/\delta \geq 25$ ) отношение  $D/\delta$  берется равным фактическому отношению их внутреннего диаметра  $D$  к толщине стенки  $\delta$ . Для толстостенных труб ( $D/\delta < 25$ ), а также для некруглых труб определяют так называемую приведенную величину отношения ( $D/\delta_{пр}$ ).

Для толстостенных труб

$$(D/\delta)_{пр} = 2 \left( \frac{D + 2\delta(1 + \delta/D)}{2\delta(1 + \delta/D)} + \mu \right), \quad (5.3)$$

где  $D$  и  $\delta$  — фактический диаметр и толщина стенки трубы;  $\mu$  — коэффициент поперечной деформации (Пуассона), равный для стальных труб 0,25–0,33, для полиэтиленовых — 0,32–0,5.

Для тонкостенных труб некруглого поперечного сечения

$$(D/\delta)_{пр} = 2 K_1 (1 - \mu^2) L_x/\delta + (1 + 2 L_x/\delta) K_2, \quad (5.4)$$

где  $L$  — характерный линейный размер;  $K_1$  и  $K_2$  — коэффициенты, зависящие от формы поперечного сечения трубы; значения  $L_x$ ,  $K_1$  и  $K_2$  приведены в табл. 5.1.

Коэффициент  $C$  зависит от вида закрепления труб в продольном направлении и принимается:

Таблица 5.1. К определению  $D/\delta$  для некруглых труб

Форма поперечного сечения	Параметры		
	$L_x$	$K_1$	$K_2$
Круг диаметром	$D/2$	1	0
Прямоугольник, дли-	$A/2$	$(1+\beta)/2$	$\frac{4(1+\beta)^4 - 60\beta^2}{15\beta}$
ной стороны $A$ и			
шириной $B$ , $\beta =$			
$= A/B$ . . . . .			
Правильный треуголь-	$A/2$	$1/\sqrt{3}$	0,4
ник со стороной $A$			
Правильный уголь-	Радиус опи-	$\cos \pi/2n$	$\frac{4}{15} \operatorname{tg}^2 \frac{\pi}{2n} \sin^2 \frac{\pi}{2n}$
льник	санной ок-		
	ружности		

для трубы, закрепленной на одном конце

$$C = 1 - \mu/2; \quad (5.5)$$

для трубы, закрепленной с обоих концов

$$C = 1 - \mu^2; \quad (5.5)$$

для незакрепленной по концам трубы, а также для закрепленной по концам трубы, имеющей компенсационные устройства, допускающие свободное смещение в продольном направлении  $C=1$ .

Для толстостенных труб при  $D/\delta < 25$  коэффициент  $C$  принимается для перечисленных выше трех случаев соответственно:

$$C = 2(1 + \mu)\delta/D + (1 - \mu)D/(D + \delta); \quad (5.6)$$

$$C = 2(1 + \mu)\delta/D + (1 - \mu^2)D/(D + \delta); \quad (5.7)$$

$$C = 2(1 + \mu)\delta/D + D/(D + \delta). \quad (5.8)$$

Для железобетонных труб значения  $E_T$  и  $\delta$  в формуле (5.2) берутся для бетона, но в величину  $E_T$  вводится множитель  $(1 + 9,5\alpha) = 1,14 \div 1,47$ , где  $\alpha$  — коэффициент армирования, обычно равный 0,015—0,05.

Если диапазон изменения давления при нестационарных процессах бы увеличивает толщину стенок трубы. Следовательно, в формуле (5.2) или (5.3)  $\delta$  надо увеличивать, согласно решениям В. С. Дикаревского, в  $\alpha_{гр}$  раз:

$$\alpha_{гр} = 1 + E_{гр} D / (2,7 E_T \delta), \quad (5.9)$$

где  $E_{гр}$  — модуль упругости грунта, МПа, равный:

для песка . . . . .	39
> суглинка . . . . .	34
> глины . . . . .	29,4

Упругий отпор грунта нужно учитывать только при расчете волн повышенного давления и в основном для пластмассовых труб.

Если диапазон изменения давления при нестационарных процессах в трубах составляет по величине более 1—2% от приведенного модуля  $E_{пр}$  сжимаемости среды, заключенной в трубу

$$E_{пр} = 1 / (1/E_{ж} + C D/E_T \delta), \quad (5.10)$$

то приходится учитывать влияние зависимости модуля объемной сжимаемости материала стенок трубы от амплитуды изменения давления, а также изменение толщины стенок труб в процессе деформации. Коэффициент Пуассона  $\mu$  близок к 0,5; объем материала стенки трубы в процессе деформации остается постоянным, что выражается зависимостью:

$$D_0 \delta_0 = D \delta, \quad (5.11)$$

где  $D_0, \delta_0$  — внутренний диаметр и толщина стенки трубы при начальном давлении, равном  $p_0$ ;  $D$  и  $\delta$  — диаметр и толщина стенки при давлении  $p$ .

Модуль деформации материала стенки в процессе деформации определяется как

$$E_T = E_{T0} (D/D_0)^w, \quad (5.12)$$

где  $w$  — показатель степени, определяемый опытным путем;  $E_{T0}$ ,  $E_T$  — соответственно модуль деформации материала стенок труб при давлении  $p_0$  и  $p$ .

Для труб из эластичных материалов сжимаемостью жидкости можно пренебречь. Скорость распространения волн при изменении модуля  $E_T$  диаметра  $D$  и толщины стенки в процессе деформации, выражается формулой:

$$a = a_0 F(D/D_0), \quad (5.13)$$

где  $a_0$  — скорость распространения волн при начальных условиях:

$$a = \sqrt{E_{T0} \delta / \rho D_0}. \quad (5.14)$$

Величину функции  $F(D/D_0)$  можно вычислить по следующим формулам:

при  $w=0$  (модуль деформации остается постоянным, но  $D$  и  $\delta$  меняются)

$$F(D/D_0) = (D/D_0) \sqrt{1 - 2 \ln(D/D_0) - (g/a_0^2) H_0}, \quad (5.15)$$

при  $w \neq 0$

$$F(D/D_0) = (D/D_0) \sqrt{(D/D_0)^w (1 - 2/w) + 2/w - (g/a_0^2) H_0}. \quad (5.16)$$

Зависимость диаметра  $D$  от давления  $p$  может быть представлена в неявном виде:

при  $w=0$

$$p D_0 / (2 \delta_0 E_{T0}) = (D_0/D)^2 [\lg(D/D_0) + p_0 D_0 / (2 \delta_0 E_{T0})]; \quad (5.17)$$

при  $w \neq 0$

$$p D_0 / (2 \delta_0 E_{T0}) = (D_0/D)^2 [(D^2/D_0^2 - 1) (1/w) + p_0 D_0 / (2 \delta_0 E_{T0})]. \quad (5.18)$$

При отсутствии в воде воздуха при  $E_{ж}=2,1$  ГПа скорость ударной волны, м/с

$$a_0 = 1425 / \sqrt{1 + 2,1 D/E_T \delta}. \quad (5.19)$$

С учетом нерастворенного в воде воздуха и равенства (1.16) скорость  $a$  оказывается зависящей от ударного давления  $\Delta p$ :

$$a = a_0 [1 + \varphi_0 \rho p_a a_0^2 / (\rho_{ст} + \Delta p)^2]^{-0,5}, \quad (5.20)$$

где  $\rho_{ст}$  — абсолютное статическое давление;  $\rho$  — плотность воды.

Поскольку зависимость между повышением давления и уменьшением скорости согласно формуле (5.1) с учетом условия (5.20) оказывается нелинейной, постольку при расчетах гидравлического удара в водоводах с учетом влияния нерастворенного в воде воздуха в количестве от 0,5 до 1,5% можно принимать следующие значе-

ния отношения, %, скорости ударной волны к наибольшей скорости, соответствующей полному отсутствию в воде нерастворимых газов:

при статическом напоре 10 м . . . . .	20—40
» » » 25 » . . . . .	30—55
» » » 50 » . . . . .	40—70

В соответствии с [71] скорость распространения волны удара, м/с, в стальных трубопроводах с учетом наличия в потоке гидро- смеси нерастворенного воздуха следует определять по формуле

$$a = b / \sqrt{1 + cD}, \quad (5.21)$$

где  $D$  — внутренний диаметр трубопровода, м;  $b$  и  $c$  — эмпирические коэф- фициенты, зависящие от плотности гидросмеси:

	$b$	$c$
при движении чистой воды . . . . .	1330	0,952
при движении в трубопроводе гидросмесей с твердой фазой, включающей мелко- и средне- зернистые примеси с плотностью смеси $\rho_{см} = 1020—1100$ кг/м <sup>3</sup> . . . . .	1750	5,64
при движении гидросмесей с крупнозернистыми примесями твердых частиц с плотностью сме- си $\rho_{см} = 1150—1300$ кг/м <sup>3</sup> . . . . .	2630	18,3

Для асбестоцементных и железобетонных труб, соединяемых на муфтах с резиновыми кольцами, под корень знаменателя в формуле (5.19) следует добавить слагаемый член  $\Omega_{\pi} \delta_0 E_{ж} / \Omega l E_p$ , учитываю- щий упругие свойства резиновых колец. Здесь  $\Omega_{\pi} = \pi (D_1^2 - D_n^2) / 4$  — площадь поперечного сечения зазора стыка, м<sup>2</sup>;  $D_1$  и  $D_n$  — внутренний диаметр раструба и наружный диаметр трубы, м;  $\delta_0 = (D_1 - D_n) / 2$  — средняя величина зазора в стыках м;  $\Omega = \pi D_v^2 / 4$  — площадь попереч- ного сечения трубы, м<sup>2</sup>;  $D_v$  — внутренний диаметр трубы, м;  $l$  — длина трубы между стыками, м;  $E_p$  — модуль упругой деформации резины, равный 2 МПа.

Волны изменения давления и скоростей движения жидкости, вы- званные изменением степени открытия затвора или режима работы на- соса и распространяющиеся от первичного источника возмущения со скоростью  $a$ , называются прямыми. При подходе прямых волн к ре- зервуарам, местам отбора воды из трубопровода, местам разрыва сплошности потока и т. д. они отражаются и в виде отраженных волн распространяются в направлении, обратном движению прямых волн, достигая через некоторое время того места, где возникли прямые волны, — задвижки или насоса.

Время, в течение которого волна возмущения возвратится к ис- точнику возмущения в виде обратной волны, называется *фазой удара*  $t_{\phi}$ . Если длина водовода  $l$ , то фаза удара

$$t_{\phi} = 2l/a. \quad (5.22)$$

Удар, получающийся, когда отраженная отрицательная волна не успевает подойти к затвору до момента его полного закрытия, на- зывается прямым гидравлическим ударом, т. е.

$$t_{\phi} > T, \quad (5.23)$$

где  $T$  — время полного закрытия сечения водовода затвором.

Непрямым гидравлическим ударом называется удар, получающийся, когда отраженная волна успевает подойти к затвору до момента его полного закрытия, т. е.

$$t_{\phi} < T \quad (5.24)$$

Время  $T$  закрытия затвора с электроприводами указывается в каталоге арматуры ЦИНТИ химнефтемаша.

## 5.2. Расчет гидравлического удара в простом трубопроводе

Перед закрытием затвора в трубопроводе под действием напора  $H_0$  развивается средняя скорость

$$v_0 = \varphi_0 \sqrt{2gH_0}, \quad (5.25)$$

где  $\varphi_0$  — коэффициент скорости в начальный момент времени:

$$\varphi_0 = 1 / \sqrt{\zeta_0 + \zeta_{3н}} \quad (5.26)$$

$\zeta_0 = 1 + \zeta_c$  при истечении в атмосферу;  $\zeta_0 = \zeta_c$  при истечении под уровень;  $\zeta_0$  — безразмерный коэффициент сопротивления системы (без учета регулирующего затвора), определяемый по формуле (3.12);  $\zeta_{3н}$  — коэффициент сопротивления затвора в начальный момент (перед началом закрытия его), определяемый по табл. 3.20—3.24 или по графикам на рис. 3.13, 3.15—3.19 в зависимости от степени начального открытия.

При закрытии затвора вследствие дополнительного сопротивления его скорости течения воды в трубопроводе уменьшаются. Благодаря изменениям скоростей течения перед затвором возникают прямые волны повышения давления, распространяющиеся против течения вдоль трубопровода со скоростью  $a$ . При подходе прямых волн к резервуарам возникают отраженные обратные волны, которые с той же скоростью  $a$  распространяются от резервуара к затвору. Если сосредоточить все гидравлические сопротивления трубопровода в условной диафрагме, установленной перед затвором, то средняя скорость  $v$  при данной степени открытия затвора и увеличении напора на  $\Delta H$  от гидравлического удара выразится так:

$$H_0 + \Delta H = (\zeta_0 + \zeta_3) v^2 / (2g), \quad (5.27)$$

где  $\zeta_3$  — коэффициент сопротивления затвора при данной степени его открытия.

В течение первой фазы, т. е. в течение промежутка времени  $t_{\phi} = 2l/a$  от начала закрытия затвора до возвращения отраженной от напорного резервуара волны, нарастание напора будет следовать закону Н. Е. Жуковского:

$$\Delta H = a(v_0 - v)/g. \quad (5.28)$$

Уравнения (5.27) и (5.28) позволяют определять скорость и повышение напора в любой момент первой фазы.

Если в течение первой фазы затвор закрывается, то произойдет прямой гидравлический удар и повышение напора при этом согласно закону (5.28)

$$\Delta H_{\text{пр}} = a v_0 / g. \quad (5.29)$$

Если к концу первой фазы затвор не успеет закрыться, то отраженная от резервуара волна понижения давления достигнет затвора раньше, чем произойдет полное повышение напора. Обратная волна понижения давления, подойдя к затвору, уменьшит скорость течения в трубопроводе перед затвором и давление прямой волны; эта новая прямая волна, в свою очередь, будет распространяться по трубопроводу и вновь вызовет отраженную обратную волну. Вследствие этого изменение напора в сечении у затвора в течение второй и всех последующих  $k$ -х фаз будет определяться взаимодействием прямых и обратных волн по формуле

$$\frac{\varphi_k}{\varphi_0} \sqrt{1 + \frac{\Delta H_k}{H_0}} = 1 - \frac{1}{2\rho} \frac{\Delta H_k}{H_0} - \frac{1}{\rho} \sum_{i=1}^{k-1} \frac{\Delta H_i}{H_0}, \quad (5.30)$$

где  $\rho$  — ударный параметр трубопровода:

$$\rho = a v_0 l (2g H_0) = \varphi_0^2 a l v_0; \quad (5.31)$$

$\varphi_0$  и  $\varphi_k$  — коэффициенты скоростей в начальный и в конечный моменты времени, определяемые по формулам (5.26) и (5.32):

$$\varphi = 1 / \sqrt{\xi_0 + \xi_3}. \quad (5.32)$$

Уравнение (5.30) можно представить в таком виде:

$$\Delta H_k = 2 H_0 \left\{ \left[ \rho - \frac{1}{H_0} \sum_{i=1}^{k-1} \Delta H_i + (\rho \varphi_k / \varphi_0)^2 \right] - \frac{\rho \varphi_k}{\varphi_0} \sqrt{1 + 2 \left( \rho - \frac{1}{H_0} \sum_{i=1}^{k-1} \Delta H_i \right) + (\rho \varphi_k / \varphi_0)^2} \right\}. \quad (5.33)$$

Из уравнений (5.30) и (5.33) видно, что повышение напора в  $k$ -фазе зависит не только от степени открытия, а следовательно, от  $\varphi_k$ , но и от суммы повышений напора  $\Delta H_i$ , имевших место в предыдущих фазах для моментов  $t_i = i t_{\text{ф}} = (k-1) t_{\text{ф}}$ ,  $(k-2) t_{\text{ф}}$  и т. д.

Результаты расчетов, выполненных по выражению (5.33), удобно сводить в таблицу. Время  $t$  следует принимать кратным времени фазы ( $t_1 = t_{\text{ф}}$ ,  $t_2 = 2 t_{\text{ф}}$  и т. д.), т. е. вычислять изменения напоров в конце фаз.

Так как на начальной стадии закрытия затвора его гидравлическое сопротивление сравнительно невелико, в ряде случаев будет достаточен сокращенный расчет, проведенный при условии, что время закрытия затвора до степени, соответствующей его сопротивлению

$$\zeta_3 = \zeta_0 (\Delta H/H_0) + \zeta_3 \approx 0,1 \zeta_0 + \zeta_3 \quad (5.34)$$

принимается как бы за первую условную фазу, т. е. в течение этого времени повышение давления можно рассчитывать без учета наложения обратных волн, как для первой фазы. В момент полного закрытия, т. е. при  $t=T$  и  $\varphi_n=0$

$$\Delta H_n = 2 H_0 \left( \rho - \sum_{i=1}^{n-1} \Delta H_i/H_0 \right). \quad (5.35)$$

где  $n$  — число фаз до полного закрывания затвора.

После закрытия затвора подходящие к нему волны понижения давления, отраженные от резервуара, будут вызывать такие же волны. Через промежуток времени  $l/a$  после закрытия затвора у резервуара возникает волна понижения напора  $\Delta H_1''$ , определяемая с учетом потерь напора в водоводе, условно сосредоточенных в двух одинаково расположенных по его концам диафрагмах:

$$\begin{aligned} \Delta H_1'' &= 4 H_0 \rho^2 \left( \sqrt{1 + \frac{\Delta H_n}{2 H_0 \rho^2}} - 1 \right) \approx \\ &\approx \Delta H_n \left( 1 - \frac{\Delta H_n}{8 H_0 \rho^2} \right). \end{aligned} \quad (5.36)$$

Распространение этой волны вызовет образование в водоводе скорости движения воды в обратном направлении  $v_{обр}$ , равной  $g\Delta H''/a$ . Гашение этой скорости у затвора приведет к снижению напора на

$$\Delta H'' = a v_{обр}/g. \quad (5.37)$$

Потери напора наряду с потерей энергии на упругие деформации стенок трубы и воды приводят к постепенному уменьшению амплитуды колебания напоров. Отношение последующей амплитуды к предыдущей (с промежутком времени в одну фазу ударной волны) равно  $e^{-\mu l/a}$ .

В. С. Дикаревский колебания напора  $h_i$  у источника возмущения потока определяет по формуле

$$\begin{aligned} h_i/h_p &= 1 - (h_{i-1}/h_p - 1) e^{-\mu t} \mp 2 v_0 a/(2 g h_p) (1 - v_i/v_0) \mp \\ &\mp 2 v_0 a/(2 g h_p) (1 - v_{i-1}/v_0) e^{-\mu t} \end{aligned} \quad (5.38)$$

где  $\mu = \lambda_y v_0/(4D)$ ;  $h_p$  — расчетный напор в рассматриваемом сечении при установившемся движении жидкости; верхние индексы соответствуют гидравлическому удару, начинающемуся с повышения напора в конце трубопровода, а нижние — с понижения напора в начале трубопровода.

При прямом ударе ( $v_i=v_{i-1}=0$ ) в первой фазе, по гипотезе Н. Е. Жуковского, происходит полное восстановление потерь напора, т. е. в первом случае до конца первой фазы  $h_p = H_{ст}$  — статический напор, а во втором случае в начале фазы  $h_p = h_0 = H_{ст} - H_0$  — рабочий напор; для всех остальных фаз, кроме первой, принимается

$$h_p = (H_{ст} + h_0)/2 = H_{ст} - H_0/2 = h_0 + H_0/2. \quad (5.39)$$

Затухание колебаний происходит по закону

$$h_i - H_{ст} = \pm \frac{a v_0}{g} \pm 2 \frac{a v_0}{g} \sum_{r=1}^{r=i-1} e^{-r\mu t \Phi} (-1)^r \mp \mp \frac{1}{2} H_0 (1 + e^{-\mu t \Phi}) \sum_{r_1=0}^{r_1=i-2} e^{-r_1 \mu t \Phi} (-1)^{r_1}. \quad (5.40)$$

Если волна понижения давления  $\Delta H_1''$  окажется больше статического напора в водоводе относительно уровня воды в напорном резервуаре  $H_{ст}$ , т. е.  $\Delta H_1'' > H_{ст}$ , то в водоводе произойдет разрыв сплошности потока и давление упадет до предела  $H_{пред} \approx 1 \div \div 2$  м вод. ст.

$$\Delta H_{пред}'' = H_{ст} + h_{вак. доп} \approx H_{ст} + 8. \quad (5.41)$$

В трубопроводе, оборудованном вантузом для впуска воздуха, давление может упасть до атмосферного, т. е.

$$\Delta H_{пред}'' = H_{ст}. \quad (5.42)$$

По окончании заполнения разрыва сплошности потока водой, когда воздух беспрепятственно (без сжатия) выходит из этого пространства трубопровода, повышения давления можно достигнуть (примерно):

$$\Delta H_{макс} = 2 H_{ст} + \Delta H_1''. \quad (5.43)$$

**Пример 1.** В водоводе длиной  $l=2000$  м при полностью открытом затворе имеем: скорость  $v_0=1$  м/с, потери напора  $h_w=5$  м.

Рассчитаем гидравлический удар при условии, что затвор, установленный в конце водовода, закрывается равномерно в течение 80 с.

Примем  $a=1000$  м/с,  $H_{ст}=85$  м. До степени закрытия затвора, равной  $h/d=0,65$ , при котором сопротивление затвора составляет примерно 8% от начального сопротивления трубопровода, повышение напора считаем, как для первой фазы. При этом закрытие до 0,65 происходит за 52 с. Результаты расчета сведены в табл. 5.2. Понижение давления через фазу после закрытия, по формуле (5.36), составит, м:  $\Delta H_1'' = 55 < H_{ст}$ .

Согласно решениям М. М. Андрияшева, при  $\rho \leq 0,7$  ударное давление в водоводе будет не выше статического и, следовательно, расчета гидравлического удара не требуется. Зависимость (5.43) получена Л. Ф. Мошинным для мгновенного закрытия задвижки, когда фронт ударных волн предполагается вертикальным. При закрытии задвижки в течение времени  $t_{зад}$  происходит «завал» фронта волны. Б. Ф. Лямаевым показано [47], что величина давления при нестационарном процессе, сопровождаемом разрывом сплошности потока, существенно зависит от формы волны давления.

Таблица 5.2. Расчет примера по формуле (5.33) при  $t_{\phi} = 4$  с,  $\rho = 10,2$

	$t, \text{ с}$	$h/d$	$\varphi/\varphi_0$	$(\varphi/\varphi_0)^2$	$\Delta H_k/H_0$	$\Delta H_k, \text{ м}$
1	52	0,65	0,964	0,928	0,070	0,35
2	56	0,70	0,944	0,890	0,095	0,475
3	60	0,75	0,910	0,827	0,156	0,78
4	64	0,80	0,857	0,735	0,246	1,23
5	68	0,85	0,758	0,575	0,473	2,36
6	72	0,90	0,597	0,357	1,020	5,11
7	76	0,95	0,356	0,127	2,560	12,8
8	80	1,00	$\infty$	0	11,160	55,7

### 5.3. Расчет гидравлического удара при внезапном выключении насосов

После отключения электропитания число оборотов насоса уменьшается, что влечет за собой как снижение развиваемого им напора, так и его производительности; эта связь выражается характеристиками  $Q-H$  насоса при различных частотах вращения. Если характеристики насоса описываются уравнением

$$H = \beta^2 h_{\text{пр}} - s_n Q^2, \quad (5.44)$$

то ординаты кривой  $Q-H$  при частоте вращения  $n < n_0$  будут ниже, чем кривой  $H_0-Q$ , при частоте вращения  $n_0$

$$\Delta H = h_{\text{пр}} (1 - \beta^2); \quad (5.45)$$

здесь  $\beta$  — отношение частоты вращения насоса  $n$  к частоте вращения  $n_0$ .

Значения  $h_{\text{пр}}$  и  $s_n$  для водопроводных и канализационных насосов различных марок приведены в [7,62].

Связь между изменениями напора  $\Delta H$  в водоводе и производительности насоса  $\Delta Q$  выражается формулой

$$\Delta H = a m \Delta Q / (g k \omega), \quad (5.46)$$

где  $m$  — число одновременно работающих насосов;  $k$  — число водоводов, по которым подается вода насосами;  $\omega$  — площадь поперечного сечения водовода.

Частоты вращения насоса с момента его выключения до подхода к насосу отраженных волн может быть определено из следующей формулы:

$$t/T_a = [\arctg \sqrt{\delta_{\text{ср}}/C} - \arctg (\beta/\sqrt{C})] (1 + C)/\sqrt{C}, \quad (5.47)$$

где  $t$  — время с момента выключения насоса;  $T_a$  — время разгона насосного агрегата;  $C$  — среднее отношение момента, затрачиваемого на трение в сальниках и подшипниках насоса, к моменту, потребляемому насосным агрегатом при нормальной (исходной) частоте вращения:  $C = 0,01 \div 0,02$ ;  $\beta$  — относительная частота вращения в рассматриваемый момент времени;  $\delta_{\text{ср}}$  — отношение мощности  $N'_0$ , найденной по кривой пропорциональности, при частоте вращения  $n_0$  к мощности  $N_0$ , соответствующей рабочей точке насоса.

Время разгона насосного агрегата найдем по формуле

$$T_a = \pi G D^2 n_0 / (120 g M_0) \approx 2,75 \cdot 10^{-6} G D^2 n_0^2 / N_0; \quad (5.48)$$

здесь  $G D^2$  — маховой момент агрегата, который с допустимой точностью может быть принят равным маховому моменту электродвигателя, Н·м<sup>2</sup>;  $M_0$  и  $N_0$  — соответственно момент и мощность, потребляемые насосом при нормальном режиме его работы, (Н·м) и кВт.

Для диапазона  $\beta$  от 1 до 0,5 с достаточной точностью вместо (5.47) можно принять:

$$\beta = T_a / (T_a + \delta_{cp} t); \quad (5.49)$$

$$t / T_a = (1 - \beta) / (\beta \delta_{cp}). \quad (5.50)$$

Если при ударе рабочая точка насоса перемещается по кривой пропорциональности, то  $\delta = 1$ .

При  $T_a < 0,5 \Delta t$  рабочее колесо насоса за промежуток времени  $\Delta t$ , по М. М. Андрияшеву, остановится и может получить обратное вращение.

Изменение во времени развиваемого насосом напора в течение первой фазы (до подхода к нему отраженных волн изменения давления) определяется в следующем порядке:

1. Строится характеристика  $Q-H$  насоса при различных частотах вращения и на ней отмечается рабочая точка насоса (точка 1 на рис. 5.1) с координатами  $H_0$  и  $Q_0$ .

2. Вычисляется величина потерь напора в водоводе  $h_0$ , которая условно концентрируется в диафрагме, устанавливаемой в начале водовода, и по ней находится точка 2 статического напора  $H_{ст}$ ; эта точка расположена ниже рабочей точки насоса на величину  $h_0 = H_0 - H_{ст}$ .

3. На оси абсцисс отмечается точка 3, соответствующая расходу

$$Q_3 = Q_0 - g k \omega H_{ст} / (a m), \quad (5.51)$$

при котором согласно уравнению (5.46) напор падает до нуля (т. е.  $\Delta H = H_{ст}$ ). Точки 2 и 3 соединяются прямой, выражающей уравнение (5.46).

4. По формуле

$$h_1 = (1 - \Delta Q / Q_0)^2 h_0 \quad (5.52)$$

определяются потери напора в водоводе при расходах воды, меньших  $Q_0$ , и строится кривая изменения напора у насоса (пунктирная

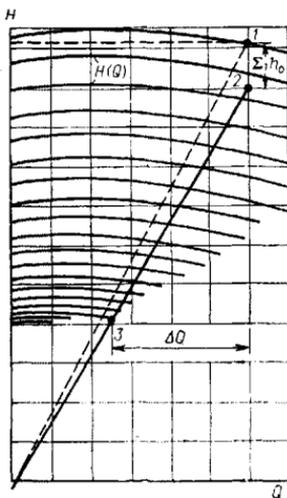


Рис. 5.1. К расчету понижения напора вследствие уменьшения числа оборотов насоса

линия на рис. 5.1). Пересечением этой кривой с кривыми  $Q-H$  насоса определяются его рабочие точки при различных частотах вращения.

Вместо графических построений по пп. 1—4 зависимость изменения напоров в водоводе от частот вращения насоса выражена нами с учетом условия (5.44) аналитически:

$$\begin{aligned} h_{\text{пр}} \beta^2 &= H_{\text{ст}} + s Q^2 - \frac{a m}{g k \omega} (Q_0 - Q) \approx \\ &\approx H + s_{\text{н}} \left( Q_3 + \frac{g k \omega}{a m} \cdot \frac{H_{\text{ст}} H}{H_{\text{ст}} + h_0} \right)^2 \end{aligned} \quad (5.53)$$

где  $s = s_{\text{н}} + s_{\text{в}}$ ;  $s_{\text{в}}$  — модуль сопротивления водовода.

5. По формуле (5.50) определяется время уменьшения частот вращения до величин, для которых найдены напоры в начале водовода, и на основании этого строится график изменения во времени развиваемого насосом напора.

Исходя из данных указанного графика по длине водовода строится кривая минимальных напоров, определяющая напор в каждой точке в момент подхода к ней отраженной волны повышения давления; подход этой волны происходит в момент

$$t_1 = (2l - x)/a, \quad (5.54)$$

где  $l$  — полная длина водовода;  $x$  — расстояние от насосной станции до рассматриваемой точки.

В этот момент к рассматриваемой точке водовода подойдет волна понижения давления, которая возникла у насоса в момент  $t' = 2 \times (l - x)/a$ . По данному графику определяются места и время образования разрывов сплошности потока в водоводе. Если не учитывать инерции насосного агрегата, то оценить вероятность разрывов сплошности потока можно путем сопоставления величины вакуума  $h_{\text{вак}}$ , образующегося в высшей точке водовода при поступлении в него воды под действием атмосферного давления, с предельно допустимой  $h_{\text{вак-доп}}$  (при нормальных условиях работы водоводов и температуре воды 25—30°C эту величину можно принимать равной 8—9 м вод. ст.):

$$h_{\text{вак}} = z_{\text{в}} + s_{0-\text{в}} [Q_0 - (H_6 + z_6) g \omega / a]^2, \quad (5.55)$$

где  $Q_0$  — начальный (до удара) расход воды в водоводе площадью  $\omega$  при скорости  $v_0$ ;  $H_6$  — высота водонапорной башни над уровнем оси водовода в месте его примыкания к башне;  $z_6$  — превышение оси водовода в месте его примыкания к башне над уровнем воды в источнике;  $s_{\text{в}}$  — превышение высшей точки водовода над уровнем воды в источнике;  $s_{0-\text{в}}$  — модуль сопротивления насоса и трубопровода (включая фасонные части и арматуру) на участке от источника до рассматриваемой точки водовода.

Модуль сопротивления насоса при прямом вращении его рабочего колеса  $s_{\text{н}}$  может быть взят из работ [7, 62]; при обратном движении воды через него — как при свободном его вращении ( $s_{06}$ ), так

и неподвижном, заторможенном рабочем колесе ( $s_r$ ) — оно примерно в 3 раза больше, чем  $s_n$ . Если  $h_{\text{вак}} < h_{\text{вак.доп}}$ , то опасность разрывов сплошности потока исключается.

При остановках насосов макимальные напоры имеют место во второй фазе. В. М. Папин отмечает, что наибольших гидравлических ударов следует ожидать в горизонтальных водоводах при наличии насосов с малой инерцией движущихся масс. По предложению В. С. Дикаревского в этом случае напор определяют по формуле

$$H = H_{\text{ст}} + \frac{a v_0}{g} (2 e^{-\mu t_{\Phi}} - 1) + \frac{1}{2} h_w (1 + e^{-\mu t_{\Phi}}), \quad (5.56)$$

где

$$\mu t_{\Phi} = \frac{g h_w}{2 l v_0} \frac{2 l}{a} = \frac{g h_w}{v_0 a}. \quad (5.57)$$

Если на профиле водовода имеются подъемы с отметками оси трубы, примерно равными отметке воды в резервуаре или даже больше ее, то следует дополнительно производить расчет напора по формуле (5.56) при  $t_{\Phi} = 2l_1/a$ , где  $l_1$  — расстояние от насоса до рассматриваемой вершины подъема.

Расчет гидравлического удара с учетом отраженных волн весьма трудоемок. Ниже даны приближенные формулы для оценки опасности гидравлического удара при использовании для защиты водовода от него следующих мероприятий: впуск и заземление воздуха в местах разрыва сплошности потока; впуск воды, предотвращающий разрыв сплошности потока; сброс воды из водовода через насос; сброс воды из водовода, минуя насос; установка в промежуточных точках водовода обратных клапанов [67 и 18].

#### 5.4. Оценка гидравлического удара при применении противоударных мероприятий

Для полного обеспечения безаварийной и надежной работы гидротранспортных систем их следует оснащать всеми необходимыми средствами, подбор которых следует осуществлять в зависимости от схемы, профиля трубопровода, а также гидродинамических параметров потока и параметров трубопроводной магистрали.

На рис. 5.2 даются примеры расстановки противоударной защиты на характерных схемах (при различных профилях) напорных гидротранспортных систем различных технологических назначений [71].

Простейшим средством гашения гидравлического удара при наличии в транспортируемой среде нерастворенного воздуха являются воздушно-гидравлические колонны (рис. 5.3). Однако в них не всегда обеспечивается поддержание объема воздуха, необходимого для гашения удара. Это существенно уменьшает эффективность работы

при длительной эксплуатации. Наиболее эффективными и надежными средствами гашения гидравлического удара в гидротранспортных системах являются гасители с упругими рабочими органами в виде торов, шаров или шлангов из упругих эластичных материалов, заполненных воздухом. Гасители представляют собой металлическую емкость, которая через переходный патрубок устанавливается на защищаемый трубопровод и заполняется торами (рис. 5.4), шлангами (рис. 5.5) или шарами (рис. 5.6). В качестве рабочих органов можно использовать соответственно камеры автомашин, игральные резиновые мячи и шланги любой марки в зависимости от давления и вида транспортируемой среды.

Для гашения гидравлических ударов при транспортировании гидросмесей, содержащих мелко- и среднезернистые твердые частицы, рекомендуется использовать гаситель конструкции Донецкого политехнического института (рис. 5.7).

Наряду с воздушно-гидравлическими колоннами и гасителями с упругими рабочими органами, заполненными воздухом, когда необходимый для гашения объем последних превышает 12—15 м<sup>3</sup>, следует применять пружинные предохранительные разгрузочные клапана плоского типа конструкции ИГМ АН СССР (рис. 5.8). Их использование целесообразно в том случае, когда возможна разгрузка системы (излив гидросмеси) в атмосферу. На водоводах, подающих чистую воду для различных нужд систем гидротранспорта (для водооборотных систем, гидромониторов или для подачи воды в сальниковые уплотнители), следует применять пружинный предохранительный клапан поршневого типа конструкции ЛИИЖТа (рис. 5.9) с целью защиты от гидравлических ударов.

В случае возможности излива транспортируемой гидросмеси в атмосферу, а также когда необходимый для гашения гидравлического удара объем воздуха в воздушно-гидравлических колоннах и в гасителях с упругими рабочими органами, заполненными воздухом, превышает 12—15 м<sup>3</sup>, наряду с этими устройствами, рекомендуется применение предохранительных разгрузочных клапанов с разрушаемыми рабочими органами, как-то: разрывные мембраны (рис. 5.10), срзные стержни (рис. 5.11), стержни с ослабленными калиброванными сечениями (рис. 5.12).

Ниже рассматривается 11 случаев расчета гидравлического удара с противоударными мероприятиями.

1. При отсутствии разрывов сплошности потока максимальный напор в водоводе, оборудованном обратным клапаном, не может превышать величины

$$H_{\max} = H_0 + z_k + H_{\text{доп}}; \quad (5.58)$$

при  $g(H+z)\delta/(a v_0) \leq 1,0$

$$H_{\text{доп}} = H_0 + h_{\text{вак}}; \quad (5.59)$$

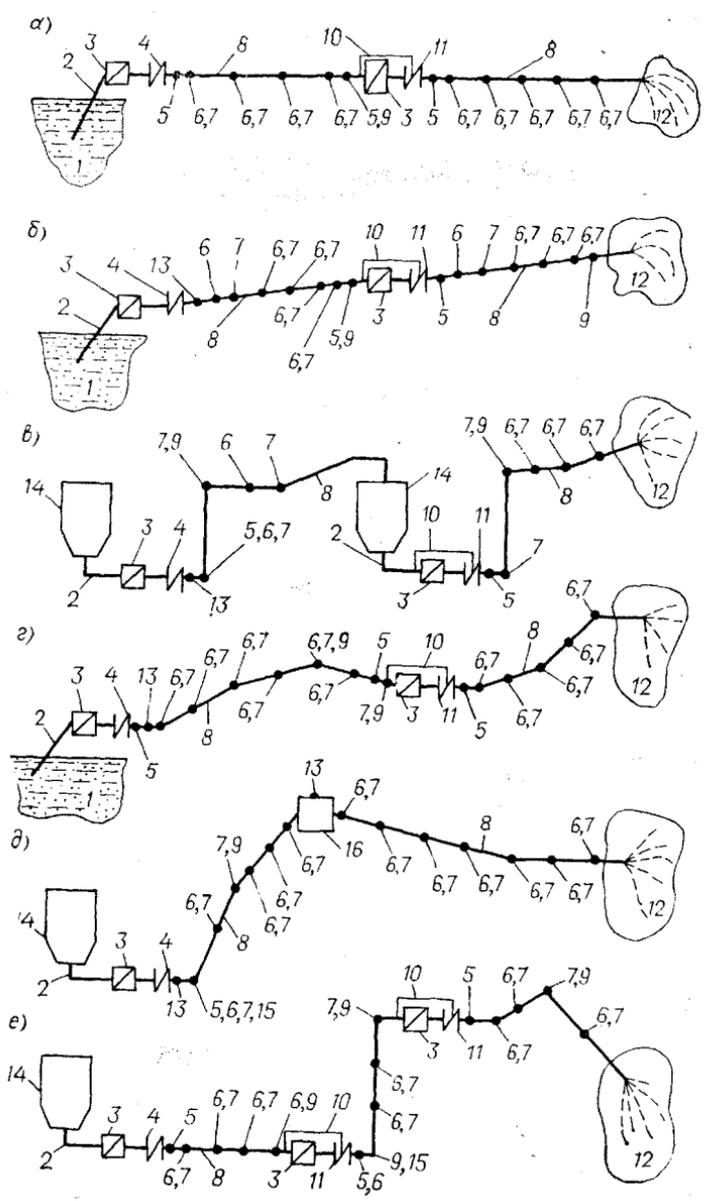


Рис. 5.2. Расстановка противоударной защиты на характерных схемах напорных гидротранспортных систем

*a* — профиль системы горизонтальный; *б* — то же, наклонный (с подъемом); *в* — схема с двумя подпорными зумпфами; *г* — неровный поднимающийся профиль; *д* — система с подпорным зумпфом и перекачивающим резервуаром; *e* — система с вертикальным подъемом, одним зумпфом и тремя насосами; *1* — приемный (искусственный) зумпф; *2* — всасывающая труба; *3* — насос; *4* — обратный клапан; *5* — гасители с упругими рабочими органами в виде торов, шаров и шлангов, выполненных из эластичных материалов и заполненных газом; *6* — компенсаторы; *7* — опоры; *8* — нагнетательный трубопровод; *9* — впуск-выпускные клапаны (вантузы); *10* — обводная труба; *11* — обратный клапан двойного действия; *12* — объект подачи гидросмеси (хвостохранилище и т. д.); *13* — предохранительные разгрузочные клапаны (пружинные; со стержнем, ослабленным калиброванным сечением; со срезным стержнем); *14* — подпорный зумпф; *15* — выпуски

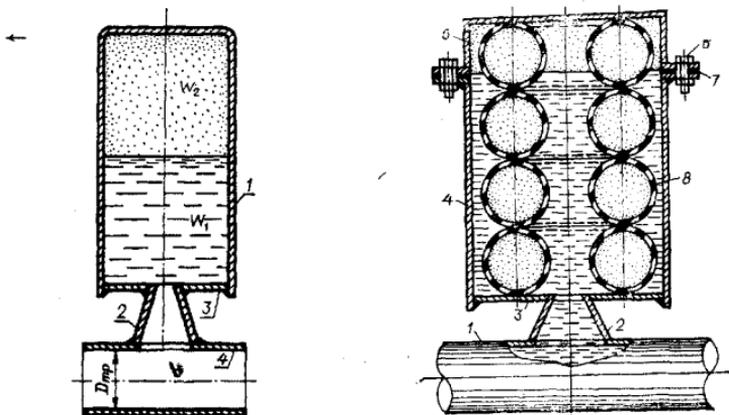


Рис. 5.3. Воздушно-гидравлическая колонна с переходным патрубком  
 1 — корпус; 2 — переходный патрубок; 3 — днище; 4 — трубопровод

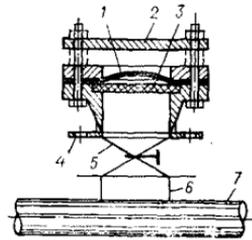
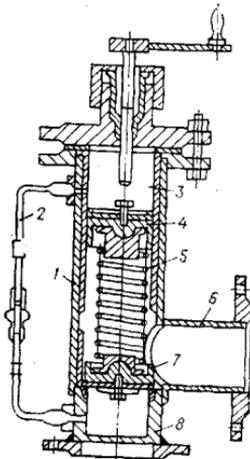
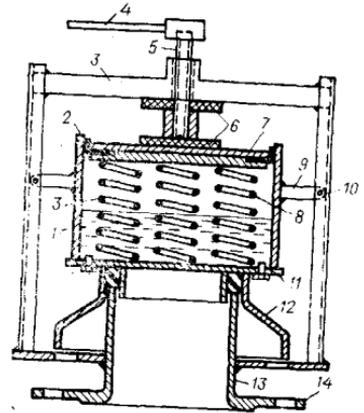
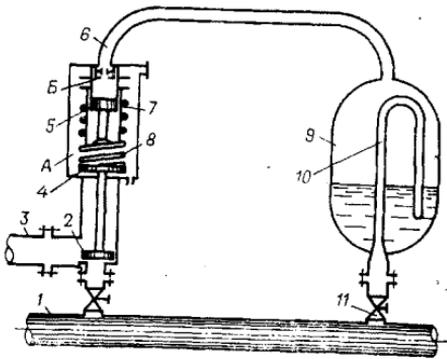
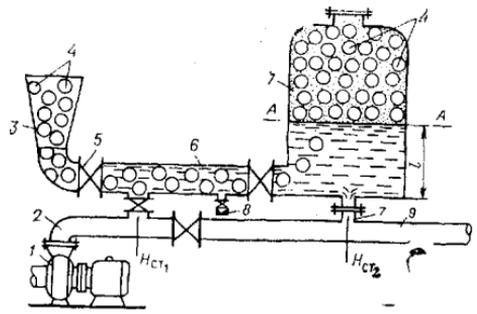
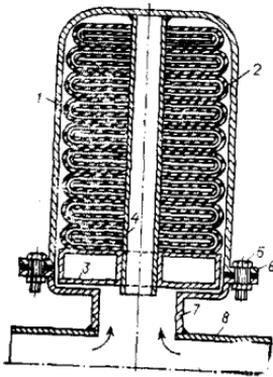
Рис. 5.4. Гаситель гидравлического удара с упругим рабочим органом в виде торов из эластичного материала, заполненных воздухом  
 1 — магистральный трубопровод; 2 — переходный конический патрубок; 3 — днище; 4 — корпус; 5 — крышка; 6 — болты; 7 — прокладка; 8 — торы

при  $g(H+z)_6/(a v_0) > 1,0$

$$H_{\text{доп}} = a v_0 / g; \quad (5.60)$$

здесь  $H_{\text{макс}}$  — максимально возможный напор в водоводе относительно отметки оси обратного клапана;  $z_{\text{к}}$  — превышение оси клапана над уровнем воды в водоприемнике.

2. Величина максимального напора может быть снижена до допустимого путем сброса воды через предохранительный клапан, установленный вблизи обратного клапана. При этом коэффициент сопротивления предохранительного клапана и трубопровода, отводящего от него воду, не должен быть больше величины



5.5	5.6
5.7	5.8
5.9	5.10

$$\zeta_c = 2 a^2 H_{\text{доп}} / [g (H_{\text{макс}} - H_{\text{доп}})^2] - \zeta_{\text{тр}}, \quad (5.61)$$

где  $\zeta_{\text{тр}}$  — суммарный коэффициент сопротивления водовода на участке от водо-напорной башни до места установки предохранительного клапана (включая фасонные части и арматуру).

При заданной величине  $\zeta_c$  максимальный напор при сбросе воды через клапан определяется по формуле

$$H_{\text{пр}} = H_{\text{макс}} \left\{ 1 - a^2 \left[ \sqrt{(2 g H_{\text{макс}} / a^2) (\zeta_c + \zeta_{\text{тр}}) + 1} - 1 \right] / [g H_{\text{макс}} (\zeta_c + \zeta_{\text{тр}})] \right\} \quad (5.62)$$

**Пример 2.** По наклонному водоводу длиной  $l=2$  км с чугунными трубами диаметром 600 мм вода насосами подается со скоростью  $v_0=1$  м/с, причем  $Q_0=0,28$  м<sup>3</sup>/с, в напорную башню высотой  $H_6=36$  м, расположенную на отметке  $z_6=4$  м. Водовод на отметке  $z_n=1$  м оборудован предохранительным клапаном системы УкрВОДГЕО, открывающимся при повышении давления, с  $d_n=150$  мм. Вода от клапана отводится по чугунному трубопроводу  $d_c=200$  мм и  $l_c=20$  м. Причем  $a/g=100$  с,  $a=981$  м/с.

Рис. 5.5. Гаситель гидравлического удара с упругим рабочим органом в виде шлангов из эластичного материала, заполненных воздухом

1 — металлический корпус; 2 — упругий шланг; 3 — полый диск; 4 — направляющий стержень; 5 — болты; 6 — фланцы; 7 — патрубок; 8 — магистральный трубопровод

Рис. 5.6. Гаситель гидравлического удара с упругим рабочим органом в виде шаров из эластичного материала, заполненных воздухом

1 — насос; 2 — нагнетательный трубопровод; 3 — бункер; 4 — шары; 5 — обратный клапан; 6 — промежуточная труба с задвижками; 7 — корпус; 8 — вентиль; 9 — патрубок

Рис. 5.7. Гаситель гидравлического удара конструкции ДПИ

А — камера, соединяющаяся с атмосферой; Б — то же, залитая маслом 1 — защищаемый трубопровод; 2 — клапан; 3 — труба; 4 — тарелка; 5 — поршень; 6 — трубка; 7 — стакан; 8 — пружина; 9 — гидравлический колок; 10 — U-образная трубка; 11 — задвижки

Рис. 5.8. Пружинный предохранительный клапан плоского типа конструкции ИГМ АН ГССР

1 — стакан; 2 — уплотнение; 3 — балка; 4 — ручка; 5 — стержень; 6 — амортизаторы; 7 — крышка стакана; 8 — упругие пружины; 9 — распорные стойки; 10 — ролики; 11 — днище стакана; 12 — патрубки; 13 — седло; 14 — фланцы

Рис. 5.9. Пружинный предохранительный клапан плоского типа конструкции ЛИИЖТа

1 — корпус; 2 — соединительная трубка; 3 — цилиндр; 4 — поршень; 5 — пружина; 6 — отверстие для сброса воды; 7 — тарельчатый клапан; 8 — патрубок

Рис. 5.10. Схема установки разрывной мембраны

1 — мембрана; 2 — наружная защитная плита; 3 — внутренняя защитная пленка из полимера; 4 — фланец; 5 — задвижка; 6 — патрубок; 7 — трубопровод

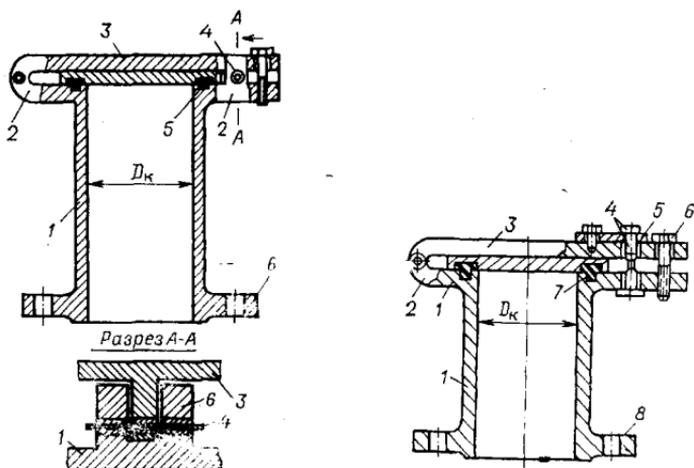


Рис. 5.11. Предохранительный разгрузочный клапан со срезным стержнем

1 — корпус; 2 — ушко; 3 — откидная крышка; 4 — стержень из хрупкого материала; 5 — уплотнение; 6 — фланцы

Рис. 5.12. Предохранительный разгрузочный клапан со стержнем, ослабленным калиброванным сечением

1 — корпус; 2 — ушко; 3 — крышка; 4 — стержень, ослабленный калиброванным сечением; 5 — защелка; 6 — болты; 7 — уплотнительное кольцо; 8 — фланцы

Выясним возможность разрыва сплошности потока в водоводе в наивысшей точке с отметкой  $z_6$ . Принимая сопротивление насоса и трубопроводов до рассматриваемой точки водовода равным  $s_{0-в} = \zeta_c / (2g\omega^2) = 130 \text{ с}^2/\text{м}^5$ , определим величину вакуума в наивысшей точке водовода после прекращения подачи воды насосом по формуле (5.55):

$$h_{\text{вак}} = 4 + 130 (0,28 - 0,28 \cdot 40/100)^2 = 7,65 \text{ м вод. ст.}$$

Так как  $h_{\text{вак}} < 8 \text{ м вод. ст.}$ , то разрыв сплошности потока в воде не произойдет. Поскольку в данном случае  $av_0/g = 100 \text{ м} > H_6 + z_6 = 40 \text{ м}$ , то максимально возможное повышение давления в водоводе, не оборудованном предохранительным клапаном, согласно выражению (5.58), может достигать  $H_{\text{макс}} = 72 + 4 + 8 = 84 \text{ м}$ .

Коэффициент сопротивления сбросного устройства с предохранительным клапаном  $\zeta_{\text{к}} = 2$ , задвижкой  $\zeta_{\text{з}} = 0,1$ , переходником  $\zeta_{\text{пер}} = 0,2$ , тройником  $\zeta_{\text{тр}} = 1,28$  и коленом  $\zeta_{\text{кол}} = 0,37$  (согласно § 3.4) составляет  $\zeta'_c = 145$ . Отнесем  $\zeta'_c$  к диаметру трубы  $d = 600 \text{ мм}$ :

$$\zeta_c = \zeta'_c (d/d_c)^4 = 145 (600/200)^4 = 1180.$$

Коэффициент сопротивления трубопровода от башни до предохранительного клапана  $\zeta_{\text{тр}} = 84$ .

По формуле (5.62) определяем максимальный напор:

$$H_{\text{пр}} = 84 [1 - 0,925 (\sqrt{2,16 + 1} - 1)] = 23,6 \text{ м.}$$

Предположим, что в рассматриваемом примере задана не характеристика сбросного устройства, а величина максимально допустимого (при гидравлическом ударе) напора и что эта величина равна 50 м; тогда по формуле (5.67) имеем

$$\zeta_c = 2 \cdot 981^2 \cdot 0,6 / [9,81 \cdot 84 (1 - 0,6)^2] - 84 = 8750 - 84 = 8666;$$

в соответствии с этим и следует подбирать предохранительный клапан, диаметры труб, арматуру и фасонные части сбросного устройства.

3. Если в водоводе, оборудованном обратным клапаном, происходит разрыв сплошности потока, то максимальное повышение напора может достигать величины

$$H_{\text{макс}} - H_{\text{ст}} = a v_0 / g + 2 H_{\text{ст}}, \quad (5.63)$$

где  $H_{\text{ст}}$  — статический напор в водоводе относительно уровня воды в источнике.

4. Предохранительный клапан, установленный у обратного клапана в начале водовода для ограничения повышения напора величиной  $\Delta H$ , не защищает водовод от повышения напора в других точках, происходящего при соударении колонны воды в местах разрывов сплошности потока. Максимальный напор в водоводе в этом случае может достигать величины

$$H_{\text{макс}} = 2 H_{\text{ст}} + 0,5 (\Delta H + a v_0 / g). \quad (5.64)$$

Коэффициент сопротивления сбросного устройства не должен превосходить

$$\zeta_c = 2 g (H_{\text{ст}} + \Delta H - z_c) / [v_0 + g (2 H_{\text{ст}} + \Delta H) / a]^2, \quad (5.65)$$

где  $\Delta H$  — превышение напора в водоводе над статическим в месте установки предохранительного клапана;  $z_c$  — отметка выходного отверстия сбросного устройства.

Для ограничения повышения напора в водоводе любой заданной величиной надо во всех местах возможных разрывов сплошности потока установить предохранительные клапаны с коэффициентами сопротивления, вычисленными по формуле (5.65). В местах установки предохранительных клапанов должны быть предусмотрены вантузы.

5. При установке в начале водовода клапана-гасителя, открывающегося при понижении давления, напор в результате соударения колонны воды в промежуточных по длине точках водовода может возрасти до величины

$$H_{\text{макс}} = 1,5 H_{\text{ст}} + a v_0 / (2 g). \quad (5.66)$$

Повышение напора перед клапаном-гасителем определяется формулой

$$\Delta H = [U - \sqrt{a (2U - a / \zeta_c) \zeta_c + 2g (H_{\text{ст}} - z_c) \zeta_c}] a / g, \quad (5.67)$$

где при

$$z_{\max} - z_c \geq a^2 / (2g \zeta_c); \quad (5.68)$$

$$U = v_0 + 2g(H_{\text{ст}} - z_c)/a + 5a/(4\zeta_c), \quad (5.69)$$

а при

$$z_{\max} - z_c \leq a^2 / (2g \zeta_c); \quad (5.70)$$

$$U = v_0 + 2g(H_{\text{ст}} - z_{\max})/a + \sqrt{2g(z_{\max} - z_c)/\zeta_c} + a/\zeta_c; \quad (5.71)$$

здесь  $\Delta H = H_{\text{к}} - H_{\text{ст}}$  — повышение напора перед клапаном-гасителем;  $H_{\text{к}}$  — напор перед клапаном-гасителем;  $H_{\text{ст}}$  — статический напор в водоводе;  $\zeta_c$  — коэффициент сопротивления сбросного устройства;  $z_c$  — отметка центра воды из сбросного устройства;  $z_{\max}$  — отметка оси водовода в наиболее высокой точке его профиля.

Чтобы напор перед клапаном-гасителем не превышал  $H_{\text{к}}$ , коэффициент сопротивления сбросного устройства не должен быть больше следующей величины:

при условии (5.67)

$$\zeta_c = g(H_c - z_c)/w^2 - a/(4w) + \sqrt{[(H_{\text{к}} - z_c)/w^3] [g^2(H_{\text{к}} - z_c)/w - ag/2]}, \quad (5.72)$$

где

$$w = v_0 + g(3H_{\text{ст}} - 2z_c - H_{\text{к}})/a; \quad (5.73)$$

при условии (5.70)

$$\sqrt{\zeta_c} = [\sqrt{2g(H_{\text{к}} - z_c)} - \sqrt{2g(z_{\max} - z_c)}] / [v_0 + g(3H_{\text{ст}} - 2z_{\max} - H_{\text{к}})/a]; \quad (5.74)$$

При сбросе воды через насос, оборудованный тормозом, расчет гидравлического удара производится так же, как при сбросе воды через клапан-гаситель, установленный в начале водовода. В этом случае коэффициент сопротивления  $\zeta_c$  сбросного устройства должен учитывать гидравлические сопротивления насоса (при движении через него воды в обратном направлении):  $\zeta_c = s_{06} \cdot 2g\omega^2 \approx 3s_{\text{н}} \cdot 2g\omega^2$ .

**Пример 3.** Дано:  $v_0 = 2$  м/с;  $H_{\text{ст}} = 100$  м;  $z_{\max} = 60$  м;  $z_c = 10$  м;  $a/g = 50$  с.

Если водовод оборудован обратным клапаном, то при отсутствии мер борьбы с гидравлическим ударом максимальный напор в водоводе из-за разрыва сплошности потока может достигать согласно формуле (5.63) величины

$$H_{\max} = av_0/g + 3H_{\text{ст}} = 50 \cdot 2 + 3 \cdot 100 = 400 \text{ м.}$$

Предположим, что в начале водовода установлен предохранительный клапан, открывающийся при повышении напора сверх статического на  $\Delta H = 20$  м. Тогда максимальный напор в водоводе по условию (5.64) может достигать

$$H_{\max} = 2 \cdot 100 + (20 + 50 \cdot 2) / 2 = 200 + 60 = 260 \text{ м.}$$

При этом коэффициент сопротивления сбросного устройства, определяемый по формуле (5.65), не должен превышать

$$H_{\text{макс}} = 2 \cdot 9,81 (100 + 20 - 10) / \left[ 2 + \left( \frac{2 \cdot 100 - 20}{50} \right) 50 \right]^2 =$$

$$= 2 \cdot 9,81 \cdot 110 / 5,6^2 = 68.$$

Если в начале водовода установлен клапан-гаситель то напор в водоводе в результате соударения потоков воды в местах разрыва (длины потока максимально может согласно выражению (5.66) достигнуть значения

$$H_{\text{макс}} = 1,5 \cdot 100 + 50 \cdot 2/2 = 200 \text{ м.}$$

Определим по формуле (5.72) коэффициент сопротивления сферического устройства при  $H_k = 220$  м:

$$\zeta_c = 9,87 (220 - 10) / 3,2^2 - 490 / (4 \cdot 3,2) +$$

$$- \sqrt{9,81 (220 - 10) / 3,2^3 [9,81 (220 - 10) / 3,2 - 490/2]} = 323;$$

$$w = 2 + (1/50) (3 \cdot 100 - 2 \cdot 10 - 220) = 3,2 \text{ м/с.}$$

Так как условие (5.67)

$$60 - 10 = 50 > 50 \cdot 490 / (2 \cdot 323) = 38$$

выполняется, то в данном случае действительно применима формула (5.72), а не (5.74).

По выражению (5.74) определим, при каком значении  $\zeta_c$  напор у клапана не превосходит статический, т. е.  $H_k = H_{ст}$ :

$$\sqrt{\zeta_c} = (4,43 \sqrt{100 - 10} - \sqrt{60 - 10}) / (2 + 1,6) = 2,95; \quad \zeta_c = 8,7.$$

Условие (5.69)

$$60 - 10 = 50 < 50 \cdot 490 / (2 \cdot 8,7) = 1410$$

удовлетворяется, следовательно, формула (5.74) использована правильно.

6. При установке на водоводе вантузов, а выше их (по направлению движения воды) — обратных клапанов, отсекающих отошедшие потоки воды, напор на любом участке водовода в момент гидравлического удара не превысит

$$H_{\text{макс}} = 2 z_B - z_H, \quad (5.75)$$

где  $z_H$  — отметка оси водовода в месте установки обратного клапана, т. е. в начале рассматриваемого участка водовода;  $z_B$  — отметка оси водовода в конце рассматриваемого участка водовода в месте установки вантуза для выпуска воздуха.

Обратные клапаны следует устанавливать на 5—10 м выше (по течению воды) определенных по формуле (5.76) границ отошедших потоков воды. Расстояние от вантуза до границы отошедшего потока воды  $L$  приближенно равно

$$L = g l [a v_0 / g + 2 z_B - H_{ст} - z_H] \Psi / a^2, \quad (5.76)$$

где  $l$  — длина рассматриваемого участка водовода;  $\Psi$  — целое число отношения

$$[a v_0 / g - H_{ст} + z_H - 2 z_B] / [2 (z_B - z_H)] = \Psi, \dots \quad (5.77)$$

Для последнего (верхнего) участка водовода за отметку  $z_B$  следует принимать отметку воды в башне, т. е.  $z_B = H_{ст}$ .

7. Впуск и заземление воздуха в месте разрыва сплошности потока осуществляются с помощью автоматических действующих аэрационных клапанов, открывающихся при понижении давления ниже атмосферного. Клапаны устанавливаются в тех точках профиля, где по расчету возможны разрывы сплошности потока. Обычно диаметр отверстия для входа воздуха составляет от 0,15 до 0,2 диаметра водовода. Для впуска и заземления воздуха применяется также обратный клапан, устанавливаемый на ответвлении от водовода под таким углом к горизонту, чтобы тарелка при закрытом клапане находилась в вертикальном положении.

При падении давления в водоводе ниже атмосферного клапан открывается, разрыв сплошности потока заполняется воздухом, находящимся под давлением, близким к атмосферному. При сокращении разрыва сплошности потока воздух начинает выходить из трубопровода, давление его возрастает несколько выше атмосферного, в результате чего клапан закрывается и заземляет оставшийся в водоводе воздух. Давление в воздушном пузыре, образовавшемся в водоводе при сокращении длины разрыва сплошности потока постепенно возрастает; воздух, упруго сжимаясь, более плавно изменяет скорости сокращения длины разрыва сплошности потока. В результате давление в водоводе повышается значительно меньше, чем при соударении колонн воды, и может возрасти максимум до величины

$$H_{\text{макс}} = z_{\text{мин}} + H_{\text{п}}, \quad (5.78)$$

где  $z_{\text{мин}}$  — отметка нижней возможной точки разрыва сплошности потока;  $H_{\text{п}}$  — давление в этой точке, определяемое по графику на рис. 5.13.

На данном графике по оси абсцисс отложены величины  $gH_{\text{ст}}/(av_0)$ , а по оси ординат —  $gH_{\text{п}}/(av_0)$ . На том же графике пунктиром и штрихпунктиром обозначены кривые, построенные на основе результатов исследований К. П. Вишневого.

Участок трубопровода с заземленным в нем воздухом играет роль воздушного колпака. Эффективность впуска и заземления воздуха будет тем больше, чем больше длина воздушного пузыря (по данным ВОДГЕО, при статических напорах в месте расположения клапана до 15 м вод. ст). Вантуз для выпуска воздуха должен располагаться вне зоны воздушного пузыря, примерно на расстоянии 15 м от аэрационного клапана. Аэрационный клапан следует устанавливать не ближе 100 м от насосной станции.

8. Впуск воды в места разрыва сплошности потока производится из специального резервуара, соединенного с водоводом линией, оборудованной обратным клапаном. При уменьшении давления в месте впуска воды при гидравлическом ударе ниже давления, соответствующего уровню воды в резервуаре, обратный клапан открывается, и вода поступает в водовод, устраняя вакуум и разрыв сплошности потока.

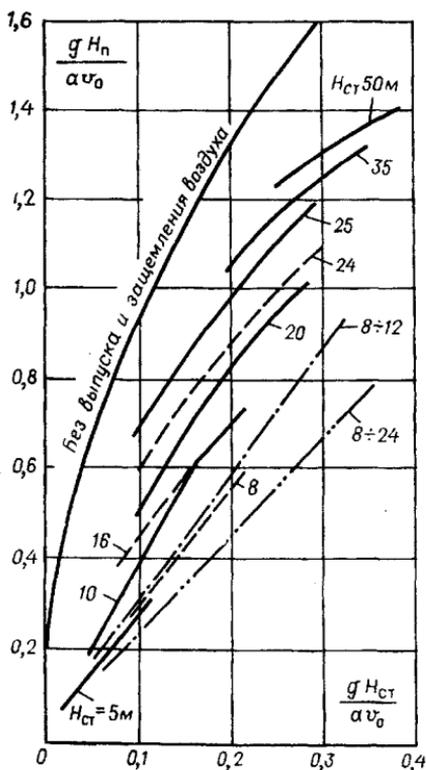
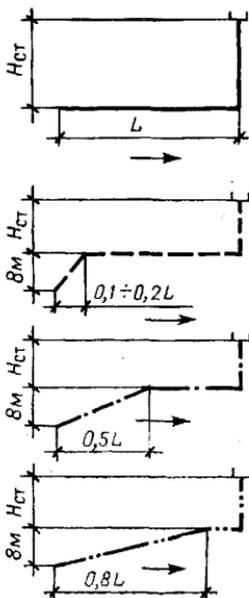


Рис. 5.13. График для предварительного определения опасности гидравлического удара при впуске и заземлении воздуха

Кривые построены для профилей водоводов, показанных соответствующими линиями справа от графика



Если в остальных точках водовода при этом также не будет происходить разрыв сплошности потока, то ударный напор в водоводе не превысит величины статического напора:

$$H_{\max} = 2 H_{ст}. \quad (5.79)$$

Объем воды  $W$ , который должен быть подан в водовод в месте разрыва сплошности потока, вычисляется по формуле:

$$W = (l_1 \omega / a) (v_0 + g H_{ст} / a) \Pi, \quad (5.80)$$

где  $l_1$  — расстояние от рассматриваемой точки водовода, в которой возможен разрыв сплошности потока, до конца водовода;  $\omega$  — площадь поперечного сечения водовода;  $\Pi$  — целое число отношения

$$(a/2g) [(v_0 + g H_{ст} / a) / (H_{ст} - z)] = \Pi, \dots; \quad (5.81)$$

$z$  — отметка оси водовода в месте разрыва сплошности потока (относительно уровня воды в водоеме, из которого она подается).

9. При установке в начале водовода (оборудованного обратным клапаном) предохранительного клапана, открывающегося при повы-

шении напора до  $H_{ст} + \Delta H$ , и впуске воды в местах возможных разрывов сплошности потока напор при гидравлическом ударе может возрасти до

$$H_{\max} = 1,5 H_{ст} + 0,5 \Delta H. \quad (5.82)$$

Объем воды, необходимый для подачи в месте разрыва сплошности потока, определяется по формулам (5.80) и (5.81).

Коэффициент сопротивления сборного устройства вычисляется по формуле

$$\zeta_c = (8 a^2 / g) (H_{ст} + \Delta H - z_c) / (H_{ст} - \Delta H)^2. \quad (5.83)$$

10. При установке в начале водовода, оборудованного обратным клапаном, клапана-гасителя и впуске воды в местах возможных разрывов сплошности потока повышение напора  $\Delta H$  связано с коэффициентом сопротивления  $\zeta_c$  сбросного устройства следующими зависимостями:

при  $a \leq z \sqrt{g \zeta_c / [2(z - z_c)]}$

$$\zeta_c = (2 a^2 / g) [(H_{ст} + \Delta H - z_c) / (H_{ст} - \Delta H)^2] \quad (5.84)$$

или

$$\Delta H = H_{ст} + (a^2 / g \zeta_c) [1 - \sqrt{1 + 2 g \zeta_c (2 H_{ст} - z_c) / a^2}]; \quad (5.85)$$

объем воды  $W$  при этом определяется по формулам (5.80) и (5.81);

при  $a > z \sqrt{g \zeta_c / [2(z - z_c)]}$

$$\sqrt{\zeta_c g / 2} = a (\sqrt{H_{ст} + \Delta H - z} - \sqrt{z - z_c}) / (H_{ст} - z - \Delta H) \quad (5.86)$$

или

$$\Delta H = H_{ст} + a \sqrt{2(z - z_c) / (g \zeta_c)} - z + (a^2 / g \zeta_c) \times \\ \times [1 - \sqrt{1 + (2 g \zeta_c / a^2) (2 H_{ст} - z_c - z + a \sqrt{2(z - z_c) / (g \zeta_c)})}]; \quad (5.87)$$

объем воды, который должен быть подан в место возможного разрыва сплошности,

$$W = (I_1 / a) [v_0 + (g/a) (H_{ст} - z) + \sqrt{(2 g / \zeta_c) (z - z_c)}] \omega \zeta; \quad (5.88)$$

$$\{a / [2 g (H_{ст} - z)]\} [v_0 + \sqrt{(2 g / \zeta_c) (z - z_c)}] + 0,5 = \zeta, \dots \quad (5.89)$$

11. Эффективным способом предотвращения резкого повышения давления при гидравлическом ударе, возникающем во время выключения насоса и закрытия обратного клапана, является впуск воздуха в поток транспортируемой среды. В таком случае уменьшается приведенный модуль упругости всей системы, скорость распространения ударной волны и, соответственно, превышение давления. По данным руководства [71]

$$a = 1110 / \sqrt{1 + 300 m}, \quad (5.90)$$

где  $m$  — объемная концентрация нерастворенного воздуха в гидросмеси.

За определенное время до остановки системы следует открыть запорное устройство во всасывающей или на нагнетательной частях и впустить воздух в объеме 0,25—2,5 % от общего объема транспортируемой среды.

Если предварительная оценка гидравлического удара по формулам (5.58) — (5.87) показывает, что для данного водовода гидравлический удар не опасен или для защиты водовода от недопустимого повышения давления не требуется проведение дорогостоящих и технически сложных мер, то можно ограничиться этими предварительными расчетами. Если же величина повышения напора окажется недопустимой для данного водовода, а защита его от такого повышения напора потребует значительных затрат, то необходимо провести детальные расчеты гидравлического удара, обстоятельно изложенные в указаниях ВОДГЕО.

ВНИИ ВОДГЕО совместно с Гипроводхозом МВХ СССР разработана методика расчета на ЭВМ гидравлического удара в водоводах, вызываемого изменением работы насосных агрегатов. Для расчетов используется одна из модификаций метода характеристик — «метод волн и диафрагм».

К. П. Вишневым в МГИ разработан алгоритм расчета гидравлического удара в разветвленных сетях применительно к закрытым оросительным системам.

В Ленгипроводхозе используется программа для расчета на ЭВМ «Удар».

Для расчета гидравлического удара в водопроводных сетях Н. У. Койдой (ЛИИЖТ) составлена программа на языке фортран.

### 5.5. Заполнение и опорожнение водоводов

Магистральные трубопроводы, имеющие сложный профиль, необходимо снабдить впускно-выпускными клапанами — вантузами, которые следует установить в верхних точках переломов профиля, так как в этих точках скапливается воздух.

На рис. 5.14 даются характерные схемы магистральных гидротранспортных систем и расположение впускно-выпускных клапанов-вантузов. На самых низких отметках, в местах резкого перелома профиля магистрального трубопровода, следует установить выпуски для опорожнения трубопровода в случае необходимости. Выпуски представляют собой ответвления от магистрального трубопровода, на котором устанавливается запорный орган.

В момент окончания заполнения участка, когда весь воздух из трубопровода выходит и через воздуховыпускное отверстие начинает вытекать вода, нередко наблюдаются гидравлические удары. Если решать задачу совместной работы насоса и трубопровода (рис. 5.15), то нетрудно заметить, что скорость течения  $v_1$  в момент под-

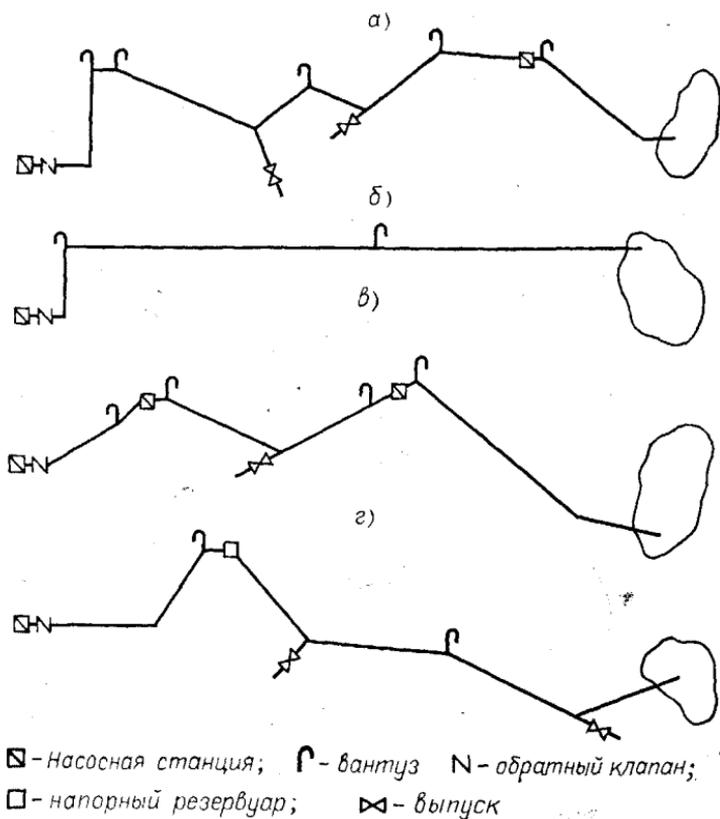


Рис. 5.14. Схема расположения на магистрали впускно-выпускного клапана (вантуза) и выпуска в зависимости от профиля трубопровода  
 а — ломаный профиль с двумя насосами;  
 б — приподнятый ровный профиль с одним насосом;  
 в — ломаный профиль с тремя насосами;  
 г — то же, с напорным резервуаром и одним насосом

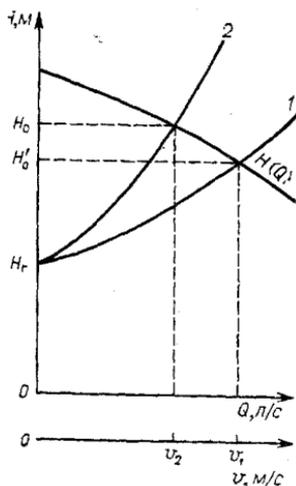


Рис. 5.15. График для определения параметров заполнения трубопроводов водой  
 1 — характеристика трубопровода в момент подхода воды к воздуховыпускному отверстию; 2 — то же, после его заполнения и истечения воды через воздуховыпускное отверстие

хода воды к воздуховыпускному отверстию больше скорости  $v_2$  начала излива воды через это устройство, ибо характеристики 1 и 2 отличаются тем, что во вторую характеристику введен коэффициент местного сопротивления воздуховыпускного устройства (вантуза). Разность первоначальной скорости  $v_1$ , соответствующей скорости движения воды при подходе к воздуховыпускному отверстию, и скорости  $v_2$ , определяющей увеличение потерь напора, приводит к повышению напора в момент заполнения участка:

$$H - H_0 = a (v_1 - v_2) / g,$$

где  $H$  — напор насоса в момент окончания заполнения.

На рис. 5.16 приведен график для определения диаметра клапана  $D_B$  в зависимости от скорости  $v_0$  в трубопроводе и диаметра трубопровода  $D$ .

При опорожнении трубопровода в повышенных точках возникает вакуум, величина которого не должна быть более установленного предела. Вследствие этого процесс истечения жидкости через выпуск рассматривается совместно с процессом поступления воздуха в трубопровод. Уравнение, связывающее основные параметры при опорожнении прямого участка водовода (рис. 5.17) в зависимости от высоты  $H$  до  $H_2$ , имеет вид:

$$t/m = \sqrt{H_1(z + b H_1)} - \sqrt{H_2(z - b H_2)} + (z/\sqrt{b}) \times \\ \times \ln [(\sqrt{z + b H_1} + \sqrt{b H_1}) / (\sqrt{z + b H_2} + \sqrt{b H_2})], \quad (5.91)$$

где  $t$  — время опорожнения, мин;

$$\left. \begin{aligned} m &= (\omega/\omega_B) l_1 / [\sqrt{2g} (H_1 - H_2)]; \\ z &= c + (\omega_B^2/\omega_1^2) (\rho_{\text{воз}}/\rho \mu^2); \\ b &= (\omega_B^2/\omega^2) \lambda l_1 / [d (H_1 - H_2)]; \\ c_2 &= 1,444 c_1 + \lambda_B l_B / d_B + (\omega_B^2/\omega^2) (\zeta_B - 1); \end{aligned} \right\} \quad (5.92)$$

$d, d_B$  — диаметры водовода и выпускного устройства, м;  $\omega, \omega_B, \omega_1$  — площади живых сечений соответственно водовода, выпускного и воздуховыпускного устройств, м<sup>2</sup>;  $\lambda$  и  $\lambda_B$  — коэффициенты гидравлических сопротивлений при течении воды в водоводе и в выпуске;  $l_1$  и  $l_B$  — длины опорожняемого участка водовода и выпускного трубопровода, м;  $\rho$  и  $\rho_{\text{воз}}$  соответственно плотность воды и воздуха, кг/м<sup>3</sup>;  $\mu$  — коэффициент расхода устройства для впуска воздуха;  $\zeta_B = \tau (1 + \omega^2/\omega_B^2)$  — коэффициент местных сопротивлений при истечении воды из водовода в выпуск;  $\tau = 0,85$  при  $\omega_B/\omega \leq 0,35$  и  $\tau = 0,6$  при  $\omega_B/\omega > 0,35$ .

Если участок трубопровода освобождается полностью, то принимают  $H_2 = 0$ . Если трубопровод уложен в виде ломаной линии (рис. 5.17, б), то время опорожнения вычисляется по участкам АВ, ВС и СД.

Рис. 5.16. График для определения диаметра клапана (вантуза) в зависимости от скорости потока гидросмеси ( $v_0$ ) и диаметра трубопровода ( $D$ )

1—12 — соответственно при  $D=100; 150; 200; 300; 400; 500; 600; 700; 800; 900; 1000$  и  $1200$  мм

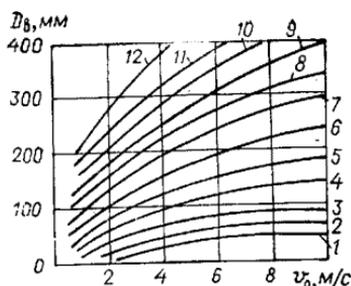
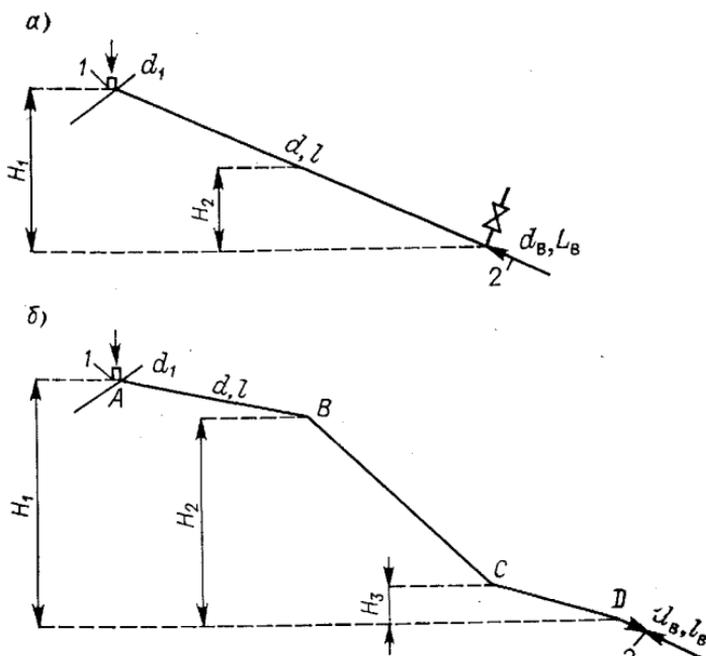


Рис. 5.17. Схемы для расчета опорожнения трубопровода

*a* — участок профиля прямой; *б* — то же, ломаного; 1 — клапан; 2 — выпуск



Вакуумметрическое давление, Па, образующееся в начальный момент истечения, определяется по формуле, приведенной в книге В. С. Дикаревского и др. [16]

$$\Delta p_{\text{вак}} = \rho_{\text{воз}} \rho g H_1 \omega_B^2 / [\rho (c + b H_1) \omega_1^2 \mu^2 + \omega_B^2 \rho_{\text{воз}}]. \quad (5.93)$$

Для уменьшения величины  $\Delta p_{\text{вак}}$  следует увеличить диаметр воздушного отверстия  $d_1$ .

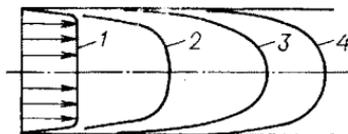
Глава шестая  
**НАПОРНОЕ ДВИЖЕНИЕ АНОМАЛЬНЫХ ЖИДКОСТЕЙ  
И ГИДРОСМЕСЕЙ**

**6.1. Режимы течения гидросмесей**

Гидросмесь находится в покое, пока напряжение сдвига не достигнет величины  $\tau_0$ . При малых градиентах скорости наблюдается течение структурированной системы с практически неразрушенной структурой (рис. 6.1) — шведовский режим течения. Сдвиги гидросмеси наблюдаются только в пристенной области; смесь движется, как сплошной твердый стержень. На практике такой режим движения реализуется при удалении навозных масс.

Рис. 6.1. Профили распределения скоростей при различных режимах течения

1 — шведовский; 2 — структурный; 3 — переходный; 4 — турбулентный



При увеличении градиента скорости значение структурной вязкости убывает, однако при достижении динамического предела текучести ( $\tau_d \approx 4\tau_0/3$ ) структурная вязкость становится постоянной и наступает структурный или бингамовый режим течения. Профиль скорости при этом режиме характеризуется пристенной областью с разрушенной структурой и параболическим распределением скорости и центральной с практически неразрушенной структурой (ядро потока), однако уже претерпевшей незначительную деформацию.

При дальнейшем увеличении градиента скорости наступает предельное разрушение структуры и структурная гидросмесь течет, как однородная жидкость с некоторой минимальной структурной вязкостью  $\eta_{\min}$  — переходный режим. Вязкость системы определяют как ньютоновскую. Профиль скоростей при этом режиме более тупой, чем при ламинарном режиме течения ньютоновской жидкости.

Последующее увеличение усилий, приложенных к потоку, приводит к возникновению турбулентного режима течения, характеризующегося, как и в однородных жидкостях, перемешиванием потока. Концентрированные гидросмеси текут, как условные однородные жидкости с вязкостью предельно разрушенной структуры. С увеличением концентрации твердых частиц в гидросмеси переход от структурного режима к турбулентному происходит при более высоких скоростях течения.

Отличительной чертой турбулентного потока концентрированных гидросмесей является снижение интенсивности пульсации давления. Течение бумажных и торфяных масс, глинистых и строительных растворов бетонных и кормовых смесей, меловых, угольных, содовых, каолиновых суспензий характеризуется образованием пристенного слоя незначительной толщины  $\delta$  жидкой среды вязкостью  $\eta_{ст}$ . Благодаря этому слою искажается структура вязкопластичного потока.

При транспортировке по трубам угольных, глинистых и меловых гидросмесей, строительных растворов и содовых суспензий практически наблюдаются структурный и турбулентный режимы течения с переходной зоной между ними. Общей чертой при транспортировке кормовых смесей, навозных масс, каолиновых суспензий, щелочно-сульфатных смесей является наличие при изменении скоростей от 0,3 до 5 м/с только одного режима течения — структурного.

При движении суспензий в структурном режиме шероховатость внутренней поверхности трубопроводов не оказывает влияния на гидравлические сопротивления. Обширными исследованиями реологических свойств структурированных дисперсных сред (илы, шламы, концентрированные суспензии, пищевые и сельскохозяйственные продукты) установлена нелинейность кривой текучести, т. е. вязкость таких сред не имеет определенного значения, а изменяется с увеличением или уменьшением градиента скорости  $du/dr$ . При определенном напряжении сдвига  $\tau_k$  происходит полное разрушение пространственной структуры и при  $\tau \gg \tau_k$  течение среды приобретает характер течения ньютоновской жидкости, а вязкость среды определяется вязкостью предельно разрушенной структуры  $\eta_{мин}$ .

Механическое поведение псевдопластичных и вязкопластичных сред с нелинейной кривой текучести, предельное разрушение которых характеризуется ньютоновским течением, можно описать реологическим уравнением следующего вида:

$$\eta_{мин}/\eta = [(\tau - \tau_0)/(\tau_k - \tau_0)]^n, \quad (6.1)$$

где  $\eta$  — эффективная (кажущаяся) вязкость, определяемая по зависимости  $\eta = \tau/(du/dr)$ ;  $n$  — показатель псевдопластичности.

Взаимосвязь между истинным градиентом скорости  $(du/dr)_{r_0}$  и напряжением сдвига  $\tau$  на стенке трубы для вязкопластичных сред (строительные, буровые и бетонные растворы, осадки сточных вод, различные пищевые продукты, болотный и морской илы, меловые, угольные, лессовые, каолиновые, содовые, суперфосфатные и другие суспензии), у которых зависимость  $\tau_{r_0}$  от среднего градиента скорости является линейной, характеризуется следующим основным соотношением:

$$\tau_{r_0}/\eta = (du/dr)_{r_0} = [3 + \tau_{r_0}/(\tau_{r_0} - \tau_0)] v/r_0. \quad (6.3)$$

Характерным критерием движения вязкопластичных гидросме-

сей, учитывающим соотношение сил вязкости и сил пластичности, является обобщенное число Рейнольдса:

$$Re^* = (Re \cdot 4/3) (\text{Пл} + 4 - \sqrt{\text{Пл}^2 - 4\text{Пл} + 16}) / \text{Пл}, \quad (6.4)$$

где  $\text{Пл} = \tau_0 r_0 / (\eta v)$  — критерий пластичности;  $Re = v D \rho / \eta$  критерий Рейнольдса.

При турбулентном режиме силы пластичности отсутствуют и  $Re^*$  превращается в  $Re^T = \rho v D / \eta_m$ . Смена структурного режима переходным в зависимости от диаметра труб и концентрации гидросмеси наступает при числах  $Re^* = (1,5 \div 3,0) 10^3$ . Турбулентный режим наблюдается при числах  $Re^T = (3 \div 10) \cdot 10^3$ . Для жидкостей с законом трения, описываемым формулой (1.25), обобщенное число Рейнольдса выражается в виде:

$$Re_{об} = [n d / (6n + 2)]^n \cdot 8 \rho v^{2-n} / k. \quad (6.5)$$

## 6.2. Гидравлические сопротивления движению структурных жидкостей

Структурное течение в трубе радиусом  $r_0$  характеризуется наличием центрального ядра, в котором жидкость движется, как твердое тело. Радиус и скорость движения центрального ядра:

$$r_{я} = r_0 \Delta p_{мин} / \Delta p, \quad (6.6)$$

$$u_{я} = [\Delta p / (4 \eta_* l)] (r_0^2 - r_{я}^2) - (\tau_d / \eta_*) (r_0 - r_{я}), \quad (6.7)$$

где  $\Delta p$  — перепад давлений;  $\Delta p_{мин}$  — минимальная разность давлений, соответствующая началу движения жидкости:

$$\Delta p_{мин} = 4 \tau_d l / (2 r_0); \quad (6.8)$$

$l$  — длина цилиндрического трубопровода диаметром  $D$ .

Распределение скорости по радиусу  $r$  вне центрального ядра выражается законом

$$u = [\Delta p / (4 \eta_* l)] (r_0^2 - r^2) - (\tau_d / \eta_*) (r_0 - r). \quad (6.9)$$

Расход структурной жидкости определяется по формуле Букингамы:

$$Q = [\pi r_0^4 / (8 \eta_*)] (\Delta p / l) [1 - 4/3 (\Delta p_{мин} / \Delta p) + (1/3) (\Delta p_{мин}^4 / \Delta p^4)] = [\pi r_0^4 / (8 \eta_*)] (\Delta p / l) f (r_{я} / r_0). \quad (6.10)$$

Практически можно считать что

$$f (r_{я} / r_0) = a - b \Delta p_{мин} / \Delta p; \quad (6.11)$$

при  $0,53 < \Delta p_{мин} / \Delta p < 0,87$   $a = 0,75$  и  $b = 0,863$ :

при  $\Delta p_{мин} < 0,55 \Delta p$   $a = 1,0$  и  $b = 4/3$ .

Например, для утяжеленных глинистых гидросмесей  $a = 0,855$ ,  $b = 1$ , для илистых  $a = 0,38$ ,  $b = 0,4$ , для кормовых смесей  $a = 0,65$ ;  $b = 0,685$ .

При  $\Delta p_{\text{мин}} > 0,87 \Delta p$

$$f(r_{\text{я}}/r_0) = 2(1 - \Delta p_{\text{мин}}/\Delta p)^2. \quad (6.12)$$

Эта формула справедлива для расчета гидравлических сопротивлений при движении кормовых смесей влажностью менее 70%, целлюлозных и бумажных масс концентрацией более 10% и суспензий различных материалов с объемной концентрацией 30—50%, когда относительный диаметр ядра потока  $r_{\text{я}}/r_0$  близок к единице и гидросмесь перемещается с практически неразрушенной структурой.

Выражая потери на трение по формуле Дарси (3.4), получим, что при структурном режиме коэффициент гидравлического трения

$$\lambda = A [1 + (c \tau_{\text{д}} D / \eta_* v)] / \text{Re}; \quad (6.13)$$

при  $\Delta p > 1,8 \Delta p_{\text{мин}}$   $A = 64$  и  $c = 1/6$ ;

при  $\Delta p < 1,9 \Delta p_{\text{мин}}$   $A = 85,4$  и  $c = 0,108$ .

При течении нелинейной вязкопластичной среды в трубах, механическое поведение которой описывается уравнением (6.1) расход, как указано в книге [74], составляет:

$$Q = \frac{\pi r_0}{\eta_{\text{мин}} (n+1)} \cdot \frac{\tau_{r_0}^{n+1} - \tau_0^{n+1}}{(\tau_{\text{к}} - \tau_0)^n} + \frac{\pi r_{\text{я}}^2 r_0}{\eta_{\text{мин}}^{n+1}} \cdot \frac{(\tau_{r_0} - \tau_0)^{n+1}}{(\tau_{\text{к}} - \tau_0)^n}, \quad (6.14)$$

где  $\tau_{r_0} = \Delta p r_0 / (2l)$ . (6.15)

Во многих случаях удовлетворительную сходимость с опытными данными дает метод расчета гидравлических сопротивлений по значениям эффективной вязкости и градиенту скорости на стенке трубопровода. Решая уравнение (6.3) относительно  $\tau_{r_0}$  и имея в виду условие (6.15), получим перепад давлений  $\Delta p$  на длине  $l$

$$\Delta p/l = 12 \tau_0 / [r_0 (\text{Пл} + 4 - \sqrt{\text{Пл}^2 - 4 \text{Пл} + 16})]. \quad (6.16)$$

Опыты с гидросмесью из диспергированных твердых частиц мела, угля, глины, соды, торфа, кормов и других материалов в трубах диаметром от 6—25 до 300 мм подтверждают возможность использования формулы Дарси (3.4), причем коэффициент гидравлического трения  $\lambda$  для структурного режима является функцией обобщенного числа Рейнольдса и численно равен  $64/\text{Re}^*$ . Для переходного режима гидравлический уклон можно выразить формулой Пуазейля через вязкость  $\eta_{\text{мин}}$  и  $\lambda = 64/\text{Re}^*$ , а при турбулентном течении  $\lambda$  приобретает постоянное значение ( $\lambda = 64/\text{Re}_{\text{гр}}^* \approx 0,02 \div 0,025$ ). По отдельным данным, граничное значение  $\text{Re}_{\text{гр}}^*$  смены переходного режима турбулентным зависит в основном от  $D$ ; например, для водоугольных смесей:

$D, \text{ м}$	0,2	0,3	0,4	0,6
$\text{Re}_{\text{гр}}^*$	$3 \cdot 10^3$	$3,5 \cdot 10^3$	$4 \cdot 10^3$	$5 \cdot 10^3$

Благодаря вязкопластичным свойствам гидросмеси способны удерживать во взвешенном состоянии частицы, плотность которых больше плотности гидросмеси. Величину динамического напряжения сдвига гидросмеси, обеспечивающую удержание во взвешенном состоянии твердого тела, можно приближенно определить из соотношения

$$\tau_d = \alpha_\Phi (\rho_T - \rho_B) g D/6, \quad (6.17)$$

где  $\alpha_\Phi$  — коэффициент формы, учитывающий отклонение формы твердого тела от шарообразной;  $\alpha_\Phi = 0,4 \div 0,7$ .

Определяя местные потери напора по формуле Вейсбаха, коэффициент местного сопротивления можно представить зависимостью:

$$\zeta = B/Re^*, \quad (6.18)$$

где  $B$  — постоянная, зависящая от вида местного сопротивления.

Для сопротивлений, связанных с изменением площади поперечного сечения, при отнесении к скорости, взятой в меньшем сечении

$$B = 98,6 (D_1/D_2)^{2,8}. \quad (6.19)$$

Формула (6.19) справедлива при изменении отношения  $D_1/D_2$  от 1,1 до 2,1. Для колена с относительным радиусом закругления  $R_3 = R/D$

$$B = 887 R_3^{-2,4}. \quad (6.20)$$

Для задвижки Лудло величина  $B$  зависит от степени открытия  $h/D_y$

$$B = 10^5 \exp[-6,7 (h/D_y)]. \quad (6.21)$$

Коэффициент сопротивления при внезапном расширении потока бингамовой жидкости, отнесенного к скоростному напору в начальном трубопроводе, можно представить в виде

$$\zeta_{в.р} = \alpha_1 + (2\alpha_{02} - \alpha_2) (D_1/D_2)^4 - 2\alpha_{01} (D_1/D_2)^2, \quad (6.22)$$

где  $\alpha$  и  $\alpha_0$  — коэффициенты Корнолиса и Буссинеска.

Потери давления при движении вязкопластичной жидкости в межтрубном пространстве при концентрическом расположении труб примерно в 1,7 раза больше, чем при эксцентричном их расположении.

Наименьшие приведенные затраты на транспортировку структурных жидкостей при выражении стоимости прокладки труб по зависимости (13.4) будут при выполнении следующего условия:

$$Q_{\text{опт}}^2 + B_1 D^3 Q_{\text{опт}} = D^{4+\alpha} / \mathcal{E}_{\text{см}}, \quad (6.23)$$

где при структурном режиме течения (когда  $\Delta p > 1,8 \Delta p_{\text{мин}}$ )

$$B_1 = 0,0327 \tau_d f \eta_0 \text{ и } \mathcal{E}_{\text{см}} = 163 \eta_0 \mathcal{E}_B / (m \text{ и } \nu).$$

а при переходном режиме

$$B_1 = 0 \text{ и } \mathcal{E}_{\text{см}} = 163 \eta_{\text{мин}} \mathcal{E}_B / (m k \gamma);$$

здесь  $m$  и  $k$  — параметры закона сопротивления (3.6) движения воды;  $\mathcal{E}_B$  — экономический фактор подачи воды в аналогичных условиях.

Предельный расход, при котором диаметр трубопровода  $D$  выгоднее ближайшего сортаментного  $D_{\text{бл}}$ , может быть найден по формуле

$$Q_{\text{пр}} = \sqrt{[4/(\alpha \mathcal{E}_{\text{см}})] [(D_{\text{бл}}^2 - D^2)/(D^{-4} - D_{\text{бл}}^{-4})] + 4 B_1^2 [(D^{-1} - D_{\text{бл}}^{-1})/(D^{-4} - D_{\text{бл}}^{-4})]^2 - 2 B_1 (D^{-1} - D_{\text{бл}}^{-1})/(D^{-4} - D_{\text{бл}}^{-4})}. \quad (6.24)$$

Например, оптимальный расход сброженного осадка влажностью  $p_{\text{вд}} = 95\%$  ( $\tau_d = 2,5 \text{ Н/м}^2$ ;  $\eta^* = 0,023 \text{ Па}\cdot\text{с}$ ) в чугунном трубопроводе ( $\alpha = 1,6$ ) при  $\mathcal{E}_B = 1,0$  составляет:

$D$ , мм . . . . .	100	150	175	200	250
$Q_{\text{опт}}$ , л/с . . . . .	6,24	19,2	29,3	42,1	78

Характеристики насосов обычно приводятся в ГОСТах при работе на воде. Пересчет параметров насосов с воды на гидросмесь при максимальных КПД приближенно можно производить по следующим зависимостям:

$$H = H_0 (1,005 + 0,013 \lg Re_1), \quad (6.25)$$

$$Q = Q_0 (0,335 \lg Re_1 - 0,195), \quad (6.26)$$

$$N = N_0 (0,788 + 0,0724 \lg Re_1), \quad (6.27)$$

где  $Re_1 = \rho Q / D_K \eta_{\text{мин}}$ ;  $D_K$  — диаметр рабочего колеса;  $\eta_{\text{мин}}$  — минимальная структурная вязкость;  $H_0$ ,  $Q_0$  и  $N_0$  — параметры предварительно выбранного насоса, соответствующие максимальному КПД.

При закрытой задвижке ( $Q=0$ ) напор насоса  $H$  можно принять

$$H' = H_0 \rho_{\text{см}} / \rho_B. \quad (6.28)$$

При суглинистой смеси влажностью 36—41% минимальная структурная вязкость  $\eta_{\text{мин}} = 0,5 \div 1 \text{ Па}\cdot\text{с}$ , для чистого мела при той же влажности  $\eta_{\text{мин}} = 0,15 \div 0,3 \text{ Па}\cdot\text{с}$ , для угольной гидросмеси  $\eta_{\text{мин}}$  зависит от объемной концентрации  $s_0$  и степени дисперсности:

$s_0$ . . . . .	0,25	0,30	0,35	0,40
$\eta_{\text{мин}}$ в трубе $D=614$ мм . .	0,23	0,32	0,44	0,54
$\eta_{\text{мин}}$ в трубе $D=1400$ мм . .	0,50	0,70	1,0	1,20

В первом приближении  $\eta_{\text{мин}}$  можно принимать равной  $\eta_*$ , через которую выражается  $\tau$  по условию (1.23), когда вместо  $\tau_0$  берется  $\tau_d = 4\tau_0/3$ .

Для каолиновой суспензии начальное сопротивление сдвигу  $\tau_0$  ( $\text{H}/\text{M}^2$ ) и вязкость  $\eta_{\text{мин}}$  ( $\text{H}\cdot\text{c}/\text{M}^2$ ) разрушенной структуры зависят от массовой концентрации  $s_m$ :

$$\tau_0 \approx 334 (s_m - 0,45)^2; \quad (6.29)$$

$$\eta_{\text{мин}} \approx 0,937 (s_m - 0,45)^2. \quad (6.30)$$

### 6.3. Расчет илопроводов

Осадки сточных вод по составу, структуре, условию консистенции представляют собой неоднородную дисперсную систему, где дисперсной фазой являются твердые частицы и коллоиды, а дисперсионной средой — сточная вода с растворенными в ней электролитами и органическими веществами. Степень дисперсности осадков колеблется от  $10$  до  $10^8$ . Осадки можно рассматривать как коллоидную среду с повышенной вязкостью, причем вязкость не является постоянной, а изменяется в зависимости от градиента скорости движения.

При малых скоростях, когда часто происходит расслоение потока и выпадение взвеси, вязкость осадка достигает больших значений. В этом случае сопротивление движению осадка больше, чем движению воды.

При скоростях, когда вся взвесь находится во взвешенном состоянии, наблюдается так называемый аномальный режим, характеризующийся тем, что потери напора при повышенных скоростях движения осадков становятся меньше, чем при движении воды.

Аномальный режим при движении осадков сточных вод имеет свои пределы — верхний и нижний. Верхний предел наступает вместе с потерей текучести осадка, а нижний предел, по опытным данным, — при влажности осадка 99—99,5%. В этом случае осадок теряет свои особые свойства и подчиняется закону движения воды или сточной жидкости.

Для определения потерь напора по длине при расчете илопроводов, транспортирующих свежий и сброженный осадки, а также уплотненный активный ил, рекомендуется пользоваться формулой Дарси (3.4). Коэффициент гидравлического трения  $\lambda$  при структурном режиме движения можно определять по формуле (6.11), а при турбулентном — по формулам для однородных жидкостей; при этом абсолютную шероховатость для илопроводов из стальных и асбоцементных труб следует принимать равной 0,15 мм, а из чугунных труб — 1,5 мм.

Потери напора в фасонных частях илопроводов определяют по формуле Вейсбаха (3.10). Коэффициент сопротивления при турбулентном режиме можно принимать по данным для однородных жидкостей, а при структурном режиме — в зависимости от числа  $Re^*$  (рис. 6.2).

Таблица 6.1. Критические и минимальные расчетные скорости, м/с, движения осадков и активного ила

Влажность осадка, %	$v_{кр}$ , м/с	$v_{мин}$ при ди-амetre, мм		Влажность осадка, %	$v_{кр}$ , м/с	$v_{мин}$ при ди-амetre, мм	
		150—200	250—400			150—200	250—400
98	—	0,8	0,9	93	1,5	1,3	1,4
97	1,1	0,9	1,0	92	1,8	1,4	1,5
96	1,18	1,0	1,1	91	2,4	1,3	1,4
95	1,22	1,1	1,2	90	2,5	1,4	1,5
94	1,35	1,2	1,3				

В табл. 6.1 приведены минимальные расчетные скорости движения осадков и активного ила в илопроводах из новых стальных труб диаметром 100—400 мм и критические скорости, при которых происходит переход от структурного режима к турбулентному.

Для определения потерь напора в илопроводах диаметром 150, 200, 250, 300 и 400 мм А. З. Евилевичем предложены расчетные

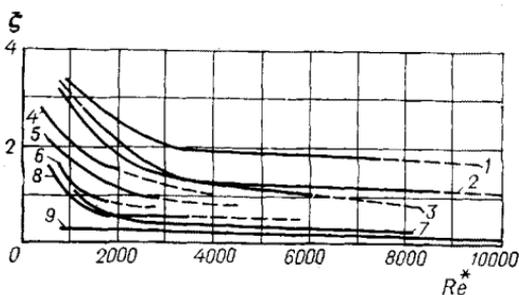


Рис. 6.2. Зависимость коэффициента местного сопротивления от обобщенного критерия Рейнольдса (по данным Ю. М. Ласкова)

1, 4 — для крестовин на повороте труб диаметром 100 и 150 мм; 2, 7, 8 — для колен при диаметре труб 100, 150 и 200 мм; 3, 5 — для тройников при повороте труб диаметром 100 и 150 мм; 6 — для тройника при проходе  $d=150$  мм; 9 — для тройника при проходе  $d=100$  мм

экспериментальные графики, выраженные нами аналитическими зависимостями вида:

$$h_d = h_0 + (\lambda l/d) [v^2/(2g)], \quad (6.31)$$

где  $h_0$  — начальный напор, обусловленный вязкопластичными свойствами осадка, зависящий от влажности  $p$  осадка, длины  $l$  и диаметра  $d$  (см) илопровода:

$$h = 1360 (1-p)^2 l/d^{2,25}; \quad (6.32)$$

коэффициент трения  $\lambda$  также зависит от влажности осадка:

$$\lambda = 0,214 p - 0,191. \quad (6.33)$$

Формула (6.33) дает удовлетворительные результаты для илопроводов диаметром  $d=20 \div 40$  см, а для труб диаметром  $d=15$  см значения  $\lambda$ , определенные по формуле (6.33), надо увеличить на 0,01. Шероховатость стенок труб при расчетах илопроводов не имеет такого значения, как при движении воды, в связи с чем фор-

мулы (6.31) — (6.33) практически пригодны для расчета всех изменяемых с этой целью труб.

Илопроводы, транспортирующие циркуляционный активный ил влажностью 99,2—99,5%, следует рассчитывать по формулам для сточной жидкости.

Оптимальный и предельный расходы для илопроводов диаметром  $D$  могут быть определены из уравнений:

$$Q_{\text{опт}}^3 + (0,235/\lambda) (1-p)^2 D^{2,75} Q_{\text{опт}} = D^{5+\alpha}/\Theta; \quad (6.34)$$

$$Q_{\text{пр}}^3 (D^{-5} - D_{\text{бл}}^{-5}) + (0,522/\lambda) (1-p)^2 Q_{\text{пр}} (D^{-2,25} - D_{\text{бл}}^{-2,25}) = \\ = (D_{\text{бл}}^{\alpha} - D^{\alpha}) \cdot 5/(\alpha \Theta). \quad (6.35)$$

В таблице 6.2. подсчитаны оптимальные расходы и скорости движения осадков для характерных диаметров илопроводов. Из таблицы следует, что эти скорости в основном больше минимальных расчетных. При этом соотношение между экономическими факторами для илопровода при  $m=5$  и водопровода  $m=5,3$  составляет  $\Theta_{\text{ил}}/\Theta_{\text{в}}=47,5\lambda$ .

Исследования А. М. Курганова и У. А. Соатова трубопроводного транспорта обезвоженных осадков городских сточных вод (кека) влажностью ниже 90% показали, что зависимость касательных напряжений  $\tau_{\text{ст}}$  на стенках трубы радиусом  $r_0$  ( $\tau_{\text{ст}} = \Delta p r_0 / (2L)$ ) от эквивалентной скорости сдвига  $\dot{\gamma}_{\text{эkv}} = 4Q/\pi r_0^3$  нелинейна на (рис. 6.3). Эта зависимость не является инвариантной при транспортировке кекса по трубам с разными диаметрами, т. е. скорости сдвига  $\dot{\gamma}_{\text{эkv}}$  для одинаковых  $\tau_{\text{ст}}$  в трубах с разными диаметрами различаются на несколько порядков. При расчете перепада давления  $\Delta p$  при транспорте кекса по трубопроводу длиной  $L$  следует различать два режима течения (шведовский и бингамовый).

Таблица 6.2. Оптимальные расходы и соответствующие им скорости при  $\Theta_{\text{в}}=0,5$  (первые значения) и  $\Theta_{\text{в}}=1,0$  и разных влажностях  $\rho_{\text{вл}}$

D, мм	Влажность $\rho_{\text{вл}}$ %				
	90	92	94	96	98
150	12,7—7,3	13,8—8,5	16—11	16,7—12,6	18—14,3
	0,72—0,41	0,78—0,48	0,91—0,62	0,95—0,72	1,02—0,81
200	34—18,1	38,4—24	39,8—28,4	38,6—29,4	37,3—28,4
	1,08—0,58	1,22—0,77	1,27—0,9	1,23—0,94	1,19—0,9
300	127—77	112—80	105—79	96—75	91—72
	1,79—1,09	1,6—1,13	1,48—1,12	1,35—1,06	1,28—1,02
400	284—190	229—169	204—157	183—144	172—136
	2,25—1,5	1,82—1,34	1,62—1,25	1,45—1,14	1,37—1,08

Примечание. В числителе  $Q_{\text{опт}}$ , л/с, в знаменателе скорости  $v$ , м/с.

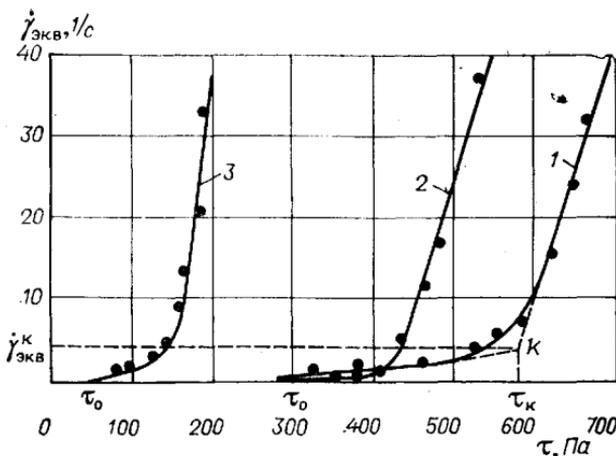


Рис. 6.3. Зависимость касательных напряжений  $\tau$  от градиента скорости  $\dot{\gamma}$  для обезвоженных осадков (кека) 1 и 2 — осадок влажностью 83% в трубопроводе диаметром соответственно 25 и 100 мм; 3 — осадок влажностью 86% в трубопроводе диаметром 50 мм

Для шведовского режима течения (при  $0 < \dot{\gamma}_{\text{эқв}} \leq \dot{\gamma}_{\text{эқв}}^{\text{к}}$ ) предлагается следующая зависимость:

$$\Delta p = 2L (\tau_0 + \eta_{1 \text{ эқв}} \dot{\gamma}_{\text{эқв}}) / r_0, \quad (6.36)$$

где  $\tau_0$  — начальное напряжение сдвига;  $\eta_{1 \text{ эқв}}$  — коэффициент эквивалентной структурной вязкости с учетом пристенного эффекта при данном режиме;  $\dot{\gamma}_{\text{эқв}}^{\text{к}}$  — эквивалентная скорость сдвига с учетом пристенного эффекта, равная

$$\dot{\gamma}_{\text{эқв}}^{\text{к}} = \dot{\gamma}_{\text{эқв}}^{\text{к}} / (1 + m/r_0). \quad (6.37)$$

Для бингамового режима течения (при  $\dot{\gamma}_{\text{эқв}} \geq \dot{\gamma}_{\text{эқв}}^{\text{к}}$ ) перепад давления предлагается определять по зависимости:

$$\Delta p = 2L [\tau_k + \eta_{2 \text{ эқв}} (\dot{\gamma}_{\text{эқв}} - \dot{\gamma}_{\text{эқв}}^{\text{к}})] / r_0, \quad (6.38)$$

где  $\eta_{2 \text{ эқв}}$  — коэффициент эквивалентной структурной вязкости при указанном режиме;  $\dot{\gamma}_{\text{эқв}}^{\text{к}}$  — условная критическая эквивалентная скорость сдвига, зависящая от радиуса трубы  $r_0$  (см):

$$\dot{\gamma}_{\text{эқв}}^{\text{к}} = a + b/r_0, \quad (6.39)$$

$a$  и  $b$  — постоянные коэффициенты для данного вида осадка;  $\tau_k$  — критическое напряжение сдвига, соответствующее точке  $k$  (рис. 6.3) перехода от шведовского режима течения к бингамовому и связанное с  $\dot{\gamma}_{\text{эқв}}^{\text{к}}$

$$\tau_k = \Delta p_k r_0 / (2L) = \tau_0 + \eta_{1 \text{ эқв}} \dot{\gamma}_{\text{эқв}}^{\text{к}} / (1 + m/r_0). \quad (6.40)$$

В табл. 6.3 приведены значения  $\tau_0$ ,  $\eta_{1 \text{ эқв}}$ ,  $\eta_{2 \text{ эқв}}$  и коэффициентов  $a$ ,  $b$  и  $m$  для кека, полученного с помощью центри-

Таблица 6.3. Расчетные параметры кека различной влажности

Влажность кека, %	$\tau_0$ , Па	$\eta_{1ЭКВ}$ , Па·с	$\eta_{2ЭКВ}$ , Па·с	$a$ , 1/с	$b$ , см/с	$m$ , см
86	65	140	1,25	0,25	5	4,21
84	210	230	2,2	0,215	4,4	4,09
83	288	272,5	2,76	0,2	4,12	4,03

фуги с применением флокулянта и состоящего из смеси сырого осадка в первичных отстойниках и уплотненного активного ила.

Пример 1. По трубопроводу диаметром  $d=100$  мм и длиной  $L=30$  м подается кек влажностью 83%, расход которого составляет  $Q=3000$  см<sup>3</sup>. Требуется определить перепад давлений на указанном участке трубопровода.

Вычислим эквивалентную скорость сдвига

$$\dot{\gamma}_{ЭКВ} = 4 \cdot 3000 / (3,14 \cdot 5^3) = 30,57 \text{ 1/с.}$$

Критическая эквивалентная скорость сдвига по формуле (6.39) равна:

$$\dot{\gamma}_{ЭКВ}^* = 0,2 + 4,125 (1/5) = 1,02 \text{ 1/с.}$$

Сопоставляя  $\dot{\gamma}_{ЭКВ}$  с  $\dot{\gamma}_{ЭКВ}^*$ , видим, что  $\dot{\gamma}_{ЭКВ} > \dot{\gamma}_{ЭКВ}^*$ :

поэтому перепад давления следует находить по формуле (6.38), предварительно вычислив  $\tau_k$  по (6.40):

$$\tau_k = 288 + 272,5 \cdot 1,02 / (1 + 4,03/5) = 431,8 \text{ Па;}$$

$$\Delta p = 2 \cdot 3000 [288 + 2,76 (30,57 - 1,02)] / 5 = 616 \text{ 349 Па.}$$

Возникающие при перекачке кека гидравлические сопротивления весьма значительны, поэтому в ЛИСИ разработана установка для ввода в пристеночный слой кека в напорном трубопроводе незначительного количества менее вязких жидкостей ( в том числе воды), позволяющих снизить потери давления в несколько раз.

#### 6.4. Гидротранспортирование взвесенесущих потоков

Для течения жидкости, переносящей твердые материалы, характерно наличие внутренних подвижных поверхностей ее раздела с твердой компонентой, что обуславливает возникновение дополнительных сил, внешних для каждой компоненты и внутренних — для всего потока. Присутствие твердых частиц в потоке оказывает определенное влияние на поле осредненных и пульсационных скоростей. Вот почему гидравлические сопротивления взвесенесущих потоков (гидросмесей, твердая составляющая которых находится во взвешенном состоянии только благодаря наличию турбулентного перемешивания жидкости) можно представить, как указано в работе [6], в виде трех слагаемых:

$$I_{\text{ст}} = I_0 + \Delta I_s + \Delta I_c, \quad (6.41)$$

где  $I_{\text{см}}$  — гидравлический уклон потока жидкости, переносящего взвешенные твердые частицы;  $I_0$  — составляющая гидравлического уклона, учитывающего влияние на гидравлические сопротивления мелких (легких) твердых частиц;  $\Delta I_s$  — составляющая гидравлического уклона, учитывающая влияние взвешенных тяжелых частиц на гидравлические сопротивления потока;  $\Delta I_c$  — составляющая гидравлического уклона, учитывающая влияние на гидравлические сопротивления потока предельно насыщенного донного слоя.

Величина  $I_0$  может быть вычислена по известной формуле Дарси (3.4)

$$I_0 = \lambda_0 [v^2 / (2 g D)] (\rho_{\text{см}} / \rho_{\text{в}}), \quad (6.42)$$

где  $\rho_{\text{см}}$  — плотность смеси воды с транспортируемыми легкими частицами:

$$\rho_{\text{см}} = \rho_{\text{в}} + S_0 (\rho_{\text{т}} - \rho_{\text{в}}); \quad (6.43)$$

$S_0 = n S_{\text{ср}}$  — объемная концентрация легких частиц в потоке;  $n$  — доля легких частиц в транспортируемом твердом материале;  $S_{\text{ср}}$  — средняя объемная концентрация твердых частиц в потоке, средневзвешенная крупность которых  $d_{\text{ср}}$ .

Коэффициент гидравлического трения  $\lambda_0$  вычисляется по известным формулам (см. § 3.4) для однородной жидкости с учетом кажущейся вязкости  $\nu_{\text{ем}}$  по формулам (1.21), как для жидкости, переносящей твердые частицы. Так, для новых стальных трубопроводов или длительное время применявшихся при гидротранспорте трубопроводов, внутренняя поверхность которых отшлифована твердыми частицами, коэффициент  $\lambda_0$  может быть вычислен по формуле для гидравлически гладких труб:

$$\lambda_0 = 0,31 (\lg \text{Re} - 1)^{-2}, \quad (6.44)$$

где  $\text{Re} = v D / \nu_{\text{см}}$ .

Составляющая  $\Delta I_s$  выражается зависимостью:

$$\begin{aligned} \Delta I_s = S_e [(\rho_{\text{т}} - \rho_{\text{в}}) / \rho_{\text{в}}] (\beta / S_* )^{1/3} (d_{\text{ср}} / d_s) \delta (v_{\text{кр}} / v) \times \\ \times [1 - (\omega_c / \omega) (m - 0,2) / 0,8]. \end{aligned} \quad (6.45)$$

Здесь  $d_s$  — средняя крупность частиц, которые в данном материале относятся к категории тяжелых; определяется по формуле

$$d_s = (d_{\text{ср}} - n d_0) / (1 - n), \quad (6.46)$$

$n$  — доля легких частиц в транспортируемом твердом материале, размер которых меньше  $d_0$  (находится по кривой гранулометрического состава),  $m = (1 + 3 v_{\text{кр}} / v)^{-1}$ ;  $m_0$  — пористость сухого твердого материала, при отсутствии данных можно приблизительно принять  $m_0 = 0,45$ .

Если полная концентрация твердых материалов в придонном слое потока, подсчитанная по формуле

$$S_{\text{макс}} = (1 + 3 v_{\text{кр}} / v) (1 - n) S_{\text{ср}} + S_0, \quad (6.47)$$

оказывается больше предельного для данного материала значения  $S_{\text{пр}}$ , такой поток перегружен тяжелыми частицами. В перегруженном потоке не все тяжелые частицы распределены по экспоненте: часть

из них перемещается у дна потока в виде слоя определенной толщины, концентрация твердых частиц в котором равна предельной. Значение  $S_{пр}$  для частиц, относящихся к категории тяжелых, может быть принято в следующем виде:

$$S_{пр} = 1 - m_0, \quad (6.48)$$

а для смеси легких и тяжелых частиц:

$$S_{пр} = (1 - m_0) (1 - n/2), \quad (6.49)$$

где  $\omega$  — площадь поперечного сечения трубопровода;  $\omega_c$  — часть площади потока, занятая предельно насыщенным придонным слоем:

$$\omega_c/\omega = (S_{ср} - S_*)/(S_{пр} - S_*). \quad (6.50)$$

Концентрация твердых частиц в потоке над слоем  $S_*$  равна сумме концентраций легких частиц  $S_0$ , равномерно распределенных по глубине потока, и тяжелых частиц  $S_e$ , распределенных по экспоненте:

$$S_* = S_0 + S_e, \quad (6.51)$$

а

$$S_e = (S_{пр} - S_0)/(1 + 3 v_{кр}/v). \quad (6.52)$$

Коэффициент объемной полноты твердых частиц  $\beta$  зависит от их формы и крупности, приближенно равен

$$\beta = 0,5 (1 + n). \quad (6.53)$$

Для песка, гравийно-галечных грунтов, антрацита и других тяжелых частиц  $n=0$  и  $\beta=0,5$ . Значение параметра  $\delta$ , учитывающего влияние относительной крупности твердых частиц, можно найти по табл. 6.4.

Для потоков, у которых отсутствует предельно насыщенный твердыми частицами донный слой, выражение (6.45) упрощается и для составляющей гидравлического уклона  $\Delta I_s$  можем записать:

Таблица 6.4. Значение коэффициента  $\delta$  для различных диаметров трубопроводов

100 $d_{ср}/D$	Диаметр $D$ , м			
	0,1—0,35	0,5	0,7	0,9
0,05	0,05	0,052	0,054	0,056
0,1	0,09	0,011	0,14	0,16
0,2	0,14	0,0205	0,27	0,33
0,4	0,21	0,325	0,40	0,475
0,6	0,24	0,38	0,47	0,535
0,8	0,25	0,41	0,51	0,58
1,0	0,26	0,43	0,54	0,615
2,0	0,28	0,47	0,595	0,69
3,0	0,28	0,49	0,62	0,715
4,0	0,30	0,51	0,635	0,73

Примечание. При  $100 d_{ср}/D < 0,05$  коэффициент  $\delta = 100 d_{ср}/D$ .

$$\Delta I_s = (1-n)[(\rho_T - \rho_B)/\rho_B] S_{cp}^{2/3} \beta^{1/3} \delta(d_{cp}/d_s)(v_{кр}/v) = \\ = I_0[(1-n)/3] [v_{кр}^2/(v \sqrt{2gD})]^3. \quad (6.54)$$

Составляющую гидравлического уклона  $\Delta I_c$  можно выразить в виде:

$$\Delta I_c = 0,9 \delta f S_{пр} (\omega_c/\omega) (\rho_T - \rho_B)/\rho_B, \quad (6.55)$$

где  $f$  — коэффициент трения твердого материала о стенку трубы (для частиц крупнее 30 м  $f=0,32$ ).

Опытные данные показывают, что в режиме критических скоростей непосредственно у дна трубы перемещаются те частицы, средняя крупность которых ближе или равна крупности частиц, соответствующих 85% на кривой общего гранулометрического состава транспортируемого твердого материала.

Из (6.54) получаем выражение для определения критической скорости гидротранспортирования различных твердых материалов для потоков, не перегруженных твердыми частицами (при отсутствии донного слоя):

$$v_{кр} = \sqrt{2gD} \left\{ 3 [(\delta/\lambda_0) (d_{cp}/d_s) (\rho_T - \rho_B)/\rho_{см}] \sqrt[3]{\beta S_{cp}^2} \right\}^{1,5}. \quad (6.56)$$

Так как в условии (6.56) входит коэффициент трения  $\lambda_0$ , который выражается через скорость потока, значение  $v_{кр}$  следует находить методом последовательных приближений. Сначала принимается  $\lambda_0^{-1,5} = 2-1,5$  (для  $D > 400-1,5$ ) и вычисляется в первом приближении  $v_{кр}$ , затем подсчитывается коэффициент  $\lambda_0$  и вычисляется новое значение  $v_{кр}$ .

Критическая скорость взвесенесущего потока при наличии предельно насыщенного твердыми частицами донного слоя может быть определена методом последовательных приближений. В первом приближении критическая скорость вычисляется по формуле:

$$v_{кр1} = [1 + (1 - \omega_c/\omega) (\rho_*/\rho_{cp})] v_{*кр}/2, \quad (6.57)$$

где  $v_{*кр}$  — критическая скорость потока над донным слоем, вычисляемая по формуле (6.56) с учетом параметров, характеризующих поток над слоем:

$$v_{*кр} = \sqrt{8gR_c} [3 \delta/\lambda_0' d_{cp}/d_s s_e/(1-n) (\rho_T - \rho_B)/\rho_{см} \sqrt[3]{\beta/S_*}]^{1,5}; \quad (6.58)$$

$R_c$  и  $\lambda_0'$  — гидравлический радиус и коэффициент трения потока над слоем.

Среднюю скорость донного слоя находят по зависимости:

$$v_{сл} = v_{рсп}/\rho_{пр} (1 + 13,9 \lambda_B) + g R_c I_{см}/(0,0075^2 v) \times \\ \times \rho_B/\rho_{рсп} [1 - 2/3 \cdot h/R + \ln 2 h/(3R)], \quad (6.59)$$

где  $h$  — высота донного слоя.

Критическая скорость потока со слоем  $h$  описывается уравнением:

$$v_{кр} = v_{*кр} (1 - \omega_c/\omega) \rho_*/\rho_{рсп} + v_{сл} (\omega_c/\omega) \rho_{пр}/\rho_{рсп}. \quad (6.60)$$

здесь  $\rho_{\text{пр}}$  и  $\rho_*$  — плотность донного слоя и потока над слоем.

$$\rho_{\text{пр}} = \rho_B + (\rho_T - \rho_B) S_{\text{пр}}; \quad \rho_* = \rho_B + (\rho_T - \rho_B) S_*$$

$S_{\text{пр}}$ ,  $S_*$  — средний объем концентрации твердых частиц в слое и в потоке над слоем;  $\rho_{\text{ср}}$  — средняя плотность потока со слоем

$$\rho_{\text{ср}} = \rho_B + (\rho_T - \rho_B) S_{\text{ср}}$$

Для расчета долговечности трубопроводов гидротранспортных систем можно пользоваться руководством [73].

---

## Глава седьмая

### ИСТЕЧЕНИЕ ЖИДКОСТИ ЧЕРЕЗ ОТВЕРСТИЯ, НАСАДКИ И ИЗ-ПОД ЩИТА. СТРУИ

---

#### 7.1. Основные сведения об истечении через отверстия и насадки

При истечении жидкости через отверстия струя претерпевает сжатие. Отношение площади поперечного сечения струи в «сжатом» сечении  $\omega_c$  к площади отверстия  $\omega_0$  называется *коэффициентом сжатия*:

$$\epsilon = \omega_c / \omega_0. \quad (7.1)$$

*Сжатие струи*, протекающей через отверстие, является полным, если оно происходит по всему периметру отверстия, т. е. со всех сторон вытекающей струи. Если сжатие происходит не по всему периметру отверстия, т. е. не со всех сторон вытекающей струи, то оно называется *неполным*. Сжатие струи, протекающей через отверстие, будет *совершенным*, если вблизи отверстия нет дна, стенок или свободной поверхности жидкости, влияющих на характер истечения.

Если дно, или стенки, или свободная поверхность жидкости расположены вблизи отверстия и влияют на характер истечения (уменьшают степень сжатия струи), то сжатие струи называется *несовершенным*. Дно и стенки практически не влияют на характер истечения (не уменьшают степень сжатия струи), если расстояние от стенки до отверстия больше утроенной ширины отверстия, а расстояние от дна или от свободной поверхности жидкости до отверстия больше трех высот отверстия.

При истечении в атмосферу во всех точках расчетного сечения струи

$$z + p/\gamma + u^2/(2g) = \text{const}, \quad (7.2)$$

где  $p$  и  $u$  — давление и скорость в точке струи с ординатой  $z$ .

Согласно условию (7,2), скорости истечения жидкости через нижнюю часть вертикального отверстия больше, чем через верхнюю. При высоте отверстия  $e$ , малой по сравнению с напором  $H$  над центром отверстия (практически при  $e < 0,1H$ ), напор можно считать одинаковым во всех точках расчетного сечения струи. Отверстие считают малым. *Насадкой* называют присоединенную к отверстию в стенке резервуара короткую трубу, потери напора по длине которой малы по сравнению с местными потерями напора (рис. 7.1).

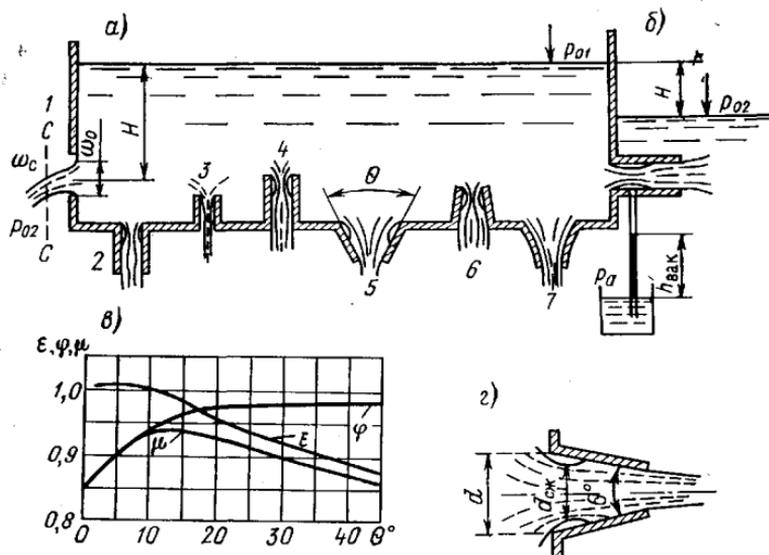


Рис. 7.1. Схемы истечений

$a$  — через отверстие и насадки в атмосферу; 1 — отверстие; 2 — насадка цилиндрическая внешняя (Вентури); 3, 4 — то же, внутренняя (Борда); 5 — конически сходящаяся; 6 — конически расходящаяся; 7 — коноидальная, в атмосферу;  $b$  — через цилиндрический насадок под уровень;  $v$  — зависимость коэффициентов расхода  $\mu$ , сжатия  $\epsilon$  и скорости  $\varphi$  конически сходящейся насадки от угла конусности  $\theta$ ;  $g$  — схема конически сходящейся насадки

Средняя скорость струи в сжатом сечении вычисляется по формуле

$$v = \varphi \sqrt{2gH_0}, \quad (7.3)$$

где  $H_0 = H + (p_{01} - p_{02})/\gamma$ ;  $H$  — напор над центром тяжести расчетного сечения струи при свободном истечении или разность уровней верхнего и нижнего горизонтов воды при истечении под уровень (при затопленном истечении);  $p_{01}$  — давление на свободной поверхности жидкости в резервуаре;  $p_{02}$  — давление среды, в которую происходит истечение жидкости;  $\varphi$  — коэффициент скорости:

$$\varphi = (1 + \zeta)^{-0,5}; \quad (7.4)$$

$\zeta$  — коэффициент сопротивления отверстия или насадки от входа в отверстие до рассматриваемого сечения. Расход через отверстие или насадку выражается формулой

$$Q = v \omega_0 \mu = \mu^2 \omega_0^2 \sqrt{2 g H_0} \quad (7.5)$$

здесь  $\mu$  — коэффициент расхода:

$$\mu = \varepsilon \varphi. \quad (7.6)$$

При истечении из открытого резервуара в атмосферу  $\rho_{01} = \rho_{02} = \rho_a$  и  $H_0 = H$ . Чтобы увеличить свободную поверхность вытекающей из брызгальной насадки струи с целью повышения эффективности испарительного охлаждения, применяют тангенциальные сопла эвольвентные и бутылочные, в которых направляющая часть согнута в двух направлениях со смещением оси в радиальном направлении.

В дождевальнй технике применяются центробежные насадки для уменьшения крупности капель дождя.

## 7.2. Коэффициенты сжатия и расхода при истечении через отверстия и насадки

Коэффициенты  $\mu$  и  $\varepsilon$  зависят от формы входной кромки отверстия, от отношения площадей отверстия  $\omega_0$  и сечения резервуара  $\Omega$ , из которого происходит истечение, а также от чисел Рейнольдса. Влияние сил поверхностного натяжения на истечение воды можно не учитывать, если  $Hd > 100$  см<sup>2</sup>. Зависимость коэффициентов  $\mu$  и  $\varepsilon$  от чисел Рейнольдса можно представить в следующем виде:

при  $15 < Re_T < 10^5$

$$\mu = 0,6 (1 + 30/Re_T - 1,2/Re_T^{0,25})^{-0,5}; \quad (7.7)$$

при  $50 < Re_T < 40\,000$

$$\varepsilon = 1,234 - 0,138 \lg Re_T, \quad (7.8)$$

где  $Re_T = d_0 \sqrt{2 g H_0} / \nu$ ;  $d_0$  — диаметр отверстия.

При  $Re_T < 50$  коэффициент  $\varepsilon = 1$ , а при  $Re > 30\,000$   $\varepsilon = 0,611$  и  $\mu = 0,6$ .

При  $Re > 3 \cdot 10^4$  коэффициент сжатия струи, вытекающей через отверстие, можно найти по формуле А. Д. Альтшуля:

$$\varepsilon = 0,57 + 0,043 / (1,1 - \omega_*) \quad (7.9)$$

или из предложенной нами зависимости

$$0,58 \varepsilon^2 (0,724 \omega_* + 1) - 2 \varepsilon + 1 = 0, \quad (7.10)$$

где  $\omega_* = \omega_0 / \Omega$ ;  $\Omega$  — площадь поперечного сечения потока перед отверстием.

При неполном сжатии коэффициент расхода отверстия может быть определен по формуле

$$\mu_{\text{нп}} = \mu (1 + k \chi' / \chi), \quad (7.11)$$

где  $\mu$  — коэффициент расхода при полном сжатии;  $\chi'$  — часть периметра отверстия, на котором сжатие отсутствует;  $\chi$  — полный периметр отверстия;  $k$  — эмпирический коэффициент, имеющий следующие значения:

для круга . . . . .	0,128
» малого квадрата . . . . .	0,152
» прямоугольника шириной 0,2 м и высотой 0,16 м . . . . .	0,157
для малого прямоугольника . . . . .	0,134

На основе того, что приведенные коэффициенты справедливы для сравнительно малых отверстий и в некоторых случаях пользование ими дает неудовлетворительные результаты, Н. Н. Павловский рекомендует принимать при  $\chi'/\chi$ , близких к единице,  $k=0,4$  независимо от формы отверстий.

Насадку следует рассчитывать как короткий трубопровод с учетом начального участка, в пределах которого формируется поток. Напор при истечении вязкой жидкости через насадку затрачивается на преодоление сил сопротивления на входе, создание скоростного напора во входном сечении, формирование потока на начальном участке и на преодоление сил трения на участке после начального. Исходя из этих положений, нами получены следующие зависимости для коэффициентов расхода:

при  $Re < 71l/d$  или  $Re_T \leq 120l/d$

$$\mu = \sqrt{(15,2l/d + 6)^2 \cdot Re_T^{-2} + 0,476} - (15,2l/d + 6) Re_T^{-1}; \quad (7.12)$$

при  $Re_{кр} > Re > 67l/d$  или  $Re_T > 115l/d$

$$\mu = \sqrt{(35l/d + 8,4)^2 \cdot Re_T^{-2} + 0,67} - (35l/d + 8,4) Re_T^{-1}; \quad (7.13)$$

при  $Re \geq Re_{кр} = 2300$

$$\mu = [1,5 + 0,35l/(d Re_T^{0,25})]^{-0,5}; \quad (7.14)$$

здесь  $Re = \mu Re_T$ ,  $l$  — длина насадки.

В табл. 7.1 приведены результаты расчета по этим формулам.

Таблица 7.1. Значения  $\mu$  для цилиндрических и конически сходящихся насадок

$l/d$	$Re_T$								
	50	100	300	500	1000	3000	5000	$10^4$	$5 \cdot 10^4$

Внешние и внутренние насадки со стенкой толщиной  $\delta \geq 0,1d$  и при любом  $\delta$  и  $Re < 200$

1	0,397	0,524	0,68	0,73	0,77	0,80	0,805	0,81	0,81
4	0,168	0,29	0,49	0,57	0,68	0,76	0,77	0,78	0,79
10	0,08	0,14	0,34	0,44	0,55	0,70	0,72	0,74	0,76
30	0,02	0,05	0,15	0,22	0,36	0,56	0,604	0,63	0,68
50	—	0,03	0,10	0,15	0,26	0,48	0,53	0,56	0,61

Внешняя конически сходящаяся насадка при  $\theta = 14 \div 26^\circ$

—	0,4	0,58	0,77	0,80	0,84	0,90	0,92	—	—
---	-----	------	------	------	------	------	------	---	---

Круглое отверстие

$\mu$	0,62	0,66	0,66	0,66	0,65	0,65	0,65	0,64	0,60
$\varepsilon$	1,0	0,95	0,86	0,81	0,77	0,73	0,7	0,67	0,61

Если допустить, что погрешность находится в пределах до 10%, то коэффициент расхода внешней цилиндрической насадки (насадки Вентури) длиной  $l$  и диаметром  $d$  можно выразить вместо трех зависимостей (7.12) — (7.14) одной более простой формулой

$$\mu = \mu_{\max} / (1 + a/Re_T), \quad (7.15)$$

в которой при  $l/d \leq 10$   $a = 26 + 35l/d$ , при  $50 \geq l/d \geq 10$   $a = 110 + 26,6l/d$ .

Максимальные значения коэффициента расхода  $\mu_{\max}$  при  $l/d \leq 60$  в зависимости от длины примерно равны

$$\mu_{\max} = 0,822 / (1 + 0,0057l/d). \quad (7.16)$$

Коэффициент расхода остается практически постоянным, когда наступает автомодельная область сопротивления по  $Re$ ; для коротких насадок  $l/d < 10$  при  $Re > 10^4$ , а для длинных насадок  $l/d > 10$  при  $Re > 5 \cdot 10^4$ .

По Ю. А. Скобельцыну, пропускная способность насадки оказывается выше пропускной способности отверстия для насадок с  $l/d = 1 \div 20$  при

$$Re > 97 + 211l/d, \quad (7.17)$$

а для насадок с  $l/d = 20 \div 50$  при

$$Re > 500 + 10(l/d)^2. \quad (7.18)$$

Наибольшая высота вакуума в насадке при истечении в атмосферу составляет:

$$h_{\text{вак. макс}} \approx 0,77H_0. \quad (7.19)$$

Согласно опытам Ю. А. Скобельцына при  $R > 10^4$  срыв вакуума в насадках с  $l/d = 2 \div 5$  происходит при

$$H > 1,55(p_a - p_s) / \gamma, \quad (7.20)$$

а при  $10^3 < Re < 10^4$

$$H \geq \frac{1,5 + l/d}{1 + 6 \cdot 10^{-5} Re l/d} \cdot \frac{p_a - p_s}{\gamma}. \quad (7.21)$$

В соответствии с исследованиями Ю. А. Скобельцына коэффициент расхода внешней цилиндрической насадки с радиальным входом можно определять при  $r \geq 0,2d$ ,  $l \geq d$  и  $Re_T > 10^4$  по формуле

$$\mu = 1 - A \sqrt{l_0/d + r/4d} / \sqrt{Re_m} \quad (7.22)$$

где при  $0,2 < r/d < 2$  величина

$$A = 7,75 - 1,52r/d, \quad (7.23)$$

а при  $r > 2d$

$$A = 4,75;$$

$r$  — радиус закругления входа;  $l_0$  — длина цилиндрической части насадки

Наибольшая величина коэффициента расхода насадки получается при угле конического входа  $40-60^\circ$  и относительной длине конической части  $l_1/d > 0,15$ .

Согласно исследованиям В. Х. Межидова внутренние цилиндрические насадки (насадки Борда) с толщиной стенки  $\delta \geq 0,1d$ , а также при любых  $\delta$  и  $Re_T < 200$  можно рассчитывать, как насадки Вентури, по формулам А. М. Курганова (7.12) — (7.14). Стенки сосуда, из которого происходит истечение, не влияют на коэффициент  $\mu$ , если диаметр сосуда более пяти—шести диаметров насадки.

При  $Re \geq 10^4$  коэффициент расхода насадки Борда не зависит от числа Рейнольдса. При  $Re_T > 1,25 \cdot 10^5$  происходит срыв вакуума и насадка оказывается незаполненной. Максимальная величина коэффициента сжатия струи, вытекающей через незаполненную насадку Борда, может быть вычислена по формуле

$$\varepsilon = (1 - \sqrt{1 - \omega_*}) / \omega_*, \quad (7.24)$$

где  $\omega_* = \omega_0 / \Omega$ ;  $\Omega$  — площадь сосуда перед отверстием.

Для  $\delta \leq 0,04d$  и  $l = (2 \div 5)d$  зависимость  $\mu$  от  $\delta/d$  описывается следующими формулами:

при заполненной насадке

$$\mu = 0,69 + 2,6 \delta/d; \quad (7.25)$$

при незаполненной насадке

$$\mu = 0,495 + 2,4 \delta/d. \quad (7.26)$$

При  $\delta > 0,04d$  истечение с незаполненной насадкой можно рассматривать как истечение через отверстие в тонкой стенке.

Влияние угла  $\alpha$  скоса входного торца насадки при  $\delta > 0,04d$  и  $l = 3d$  на коэффициент расхода насадок Борда или Вентури выражается формулой

$$\mu = 0,80 - 0,145 \sin \alpha. \quad (7.27)$$

При истечении через конически сходящуюся насадку сжатие струи на входе меньше, чем на входе в насадку Вентури, но зато появляется внешнее сжатие на выходе из насадки. Потери напора в этой насадке меньше, чем в наружной цилиндрической, а скорость больше. Коэффициенты  $\mu$ ,  $\varphi$  и  $\varepsilon$  насадки при  $Re_T > 3000$  зависят от угла конусности  $\theta$  (см. рис. 7.1, б) и мало меняются при изменении  $Re_T$ .

Коэффициент расхода достигает максимума при  $\theta = 13^\circ$ , т. е.  $\mu = 0,945$ ,  $\varphi = 0,963$  и  $\varepsilon = 0,983$ . При  $Re_T < 2000$  влияние угла конусности почти не проявляется и  $\mu$  практически можно выразить формулой

$$\mu = b \lg Re_T + a, \quad (7.28)$$

где при  $15 < Re_T < 200$  коэффициенты  $b = 0,5$  и  $a = -0,45$ ; при  $200 \leq Re_T \leq 2000$  коэффициенты  $b = 0,2$  и  $a = 0,24$ . Приведенные значения коэффициентов относятся к выходному сечению насадки.

Расчет коэффициента расхода по формуле (7.28) приведен в табл. 7.1.

Отнесение коэффициента расхода к сечению отверстия в стенке по зависимости

$$\mu_0 = \mu_{\text{вых}} \omega_{\text{вых}} / \omega_0 \quad (7.29)$$

показывает, что конически сходящаяся насадка практически не увеличивает расход вытекающей струи.

При истечении через конически расходящиеся насадки вследствие большого сжатия струи при входе потери значительно больше, чем в цилиндрической насадке, а следовательно, коэффициент скорости меньше. Коэффициенты расхода и скорости зависят от угла конусности  $\theta$ . При угле конусности  $5-7^\circ$  в среднем  $\mu = \varphi = 0,45 \div 0,50$ ,  $\varepsilon = 1$ ,  $\xi = 3,94 \div 3,0$ ; при  $\theta = 12^\circ$  (предельный угол)  $\mu_{\text{вых}} = \varphi_{\text{вых}} = 0,26$ ; при  $\theta > 12^\circ$  насадка перестает работать полным сечением.

Если отнести коэффициент расхода к входному сечению по условию (7.29), то при равных площадях входного сечения конически сходящейся и внешней цилиндрической насадок расход жидкости через первую из них больше.

В коноидальной насадке, выполненной по форме струи, вытекающей через отверстие, коэффициенты расхода в автомоделной области сопротивления составляют  $\mu = 0,97 \div 0,995$ .

Значения  $\mu$  при  $Re > 10^4$  для различных типов насадок могут быть определены в зависимости от отношения площадей  $\omega_* = \omega_{\text{вых}} / \Omega$  по приближенным формулам И. Е. Идельчика:

для внешней цилиндрической насадки

$$\mu = 0,815 / \sqrt{1 - \omega_* / 3}; \quad (7.30)$$

для внутренней цилиндрической насадки

$$\mu = 0,705 / \sqrt{1 - 0,5\omega_*}; \quad (7.31)$$

для конически сходящейся насадки ( $\theta \approx 13^\circ$ )

$$\mu = 0,94 / \sqrt{1 - 0,179\omega_*}; \quad (7.32)$$

для коноидальной насадки или насадки со скругленным входом

$$\mu = 0,97 / \sqrt{1 - 0,065\omega_*}. \quad (7.33)$$

Согласно опытам Н. И. Подземельных и других взаимное влияние насадок на коэффициент расхода незначительно при шаге расположения отверстий больше  $6-8d$ .

### 7.3. Истечение через отверстия при наличии вихревых воронок

В случае асимметричного подхода жидкости к отверстию, когда оси подходящего к отверстию потока и отверстия не совпадают, а также при наличии в жидкости вихревых шнуров преобладающего

направления вращения в результате какого-либо препятствия и некоторых других случаях возникает интенсивная вихревая воронка с воздушным ядром, проникающим в сливное отверстие. Без искусственного закручивания воды прорыв воздуха в сливное отверстие может произойти при напоре приближенно  $H < 0,5d$ .

Коэффициент расхода данного отверстия с острой кромкой при наличии вихревой воронки А. Д. Альтшуль и М. Ш. Марголин предлагают определять по формуле

$$\mu = 0,795 - 0,256 (d/R + 4R/d) u / \sqrt{gH}, \quad (7.34)$$

где  $R$  — расстояние в плане от центра отверстия до оси подходящего потока по нормали к последней;  $u$  — тангенциальная скорость на радиуса вращения  $R$ . Значения  $R$  и  $u$  определяются условиями подхода жидкости к сливному отверстию. Формула (7.34) справедлива при  $\mu = 0,15 \div 0,60$ .

Наименьший напор, при котором образуется воронка с прорывом воздуха к донному отверстию водоприемника, может быть оценен по формуле

$$H_{\text{мин}} = 0,5 d (v_{\text{отв}} / \sqrt{g d})^{0,55}, \quad (7.35)$$

а при придонном боковом водозаборе

$$H_{\text{мин}} = [1 + 1,5 (v_{\text{отв}} / \sqrt{g d})^{0,75}] d, \quad (7.36)$$

где  $v_{\text{отв}}$  — скорость течения в плоскости отверстия.

#### 7.4. Истечение из-под щита

Щит, как правило, служит для регулирования расхода и может быть установлен в горизонтальном лотке, над порогом входа в начале лотка, в конце лотка над уступом и на водосливе. При истечении из-под щита над уступом (перепадом) в конце лотка в струе за щитом нет сжатого сечения с гидростатическим распределением давления, как при истечении в горизонтальный лоток. При расположении щита на уступе струя будет поджата снизу, при входе ее в лоток. Истечение из-под щита на перепаде может быть не только свободным (незатопленным) или затопленным, но и полузатопленным.

Удельный расход, т. е. расход на единицу ширины отверстия, при свободном истечении в горизонтальный лоток можно выразить формулой

$$q = \mu_1 e \sqrt{2g T_0} = \mu_2 e \sqrt{2g T} \quad (7.37)$$

где

$$\mu_1 = 0,615 - 0,22 e / T_0, \quad (7.38)$$

$$\mu_2 = 0,611 - 0,148 e / T; \quad (7.39)$$

$e$  — высота отверстия;  $T$  — глубина от горизонта воды перед щитом до низа отверстия;  $T_0 = T + \alpha v_0^2 / 2g$ ;  $v_0$  — скорость потока в лотке при подходе к щиту. В этом случае для критической глубины потока предлагается степенная зависимость

Таблица 7.2. Зависимость отношения  $z_{гр} / T$  от  $e/T$  и  $\lambda$

Коэффициент гидравлического трения $\lambda$	$e/T$					
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
0	0,548	0,392	0,29	0,22	0,16	0,115
0,01	0,574	0,427	0,33	0,246	0,208	0,165
0,02	0,599	0,462	0,371	0,309	0,255	0,215

$$h_K/T_0 = [0,934 - 0,246 (e/T_0)^{0,628}] (e/T_0)^n, \quad (7.40)$$

где

$$n = 2/3 - e/(4T_0). \quad (7.41)$$

Решая совместно уравнение свободного истечения из-под щита с уравнением гидравлического прыжка, находим граничные условия свободного истечения (табл. 7.2). При этом, по М. А. Михалеву, следует учитывать, что за счет сил трения по дну лотка глубина  $t$  в конце гидравлического прыжка уменьшается:

$$t/t_0 = 1 - 5,7\lambda = 1 - 0,366 \sqrt{\Delta/t}, \quad (7.42)$$

здесь  $t_0$  — вторая сопряженная глубина на абсолютно гладкой поверхности лотка;  $\lambda = 0,0643/\Delta t$  — коэффициент гидравлического трения;  $\Delta$  — абсолютная шероховатость дна лотка.

Приближенно граничную глубину можно выразить так:

$$t_{гр}/T = [11,9/(1 + 14,8 e/T)] e/T = 1,25 (h_K/T)^{2/3}. \quad (7.43)$$

При затопленном истечении из-под щита в горизонтальный лоток расход выражается из уравнений Бернулли и изменения количества движения жидкости:

$$\{(\alpha_c + \zeta_0)(t/e)^2 - 2\alpha_{02}[(\alpha_{0c}/\alpha_{02})(t/e)(1 - 11,4\lambda) - 1] - \alpha(t/T)^2\} q^2/(2g t^2) = T - t, \quad (7.44)$$

где  $\alpha_{0c}$  и  $\alpha_{02}$  — коэффициенты Буссинеска в сжатом сечении и в сечении за затопленным прыжком;  $\alpha_c$  и  $\alpha$  — коэффициенты Кориолиса для сжатого сечения и сечения перед щитом;  $e$  — коэффициент сжатия.

$$e = 0,615 + 0,12 (e/T)^2. \quad (7.45)$$

По опытам в лотке  $\lambda = 0,005$ .

Расход при затопленном истечении можно выразить через разность уровней воды перед щитом и за ним, т. е.  $z = T - t$ , глубину  $t$  или высоту открытия щита  $e$ :

$$q = \mu_{31} t \sqrt{2g(T_0 - t)} = \mu_{32} e \sqrt{2gz}, \quad (7.46)$$

где при  $e/t < 0,35$

$$\mu_{31} = 0,727 e/t; \quad (7.47)$$

при  $e/t > 0,35$

$$\mu_{31} = 1,08 e/t - 0,108; \quad (7.48)$$

$$\mu_{32} = 0,61 + 0,475 e/t. \quad (7.49)$$

Если в выражении (7.46) разность уровней  $z' = T - h_1$  брать непосредственно у сжатого сечения (рис. 7.2), то

$$\mu'_{32} = 0,615 + 0,25 (e/t)^3. \quad (7.50)$$

Истечение из-под щита на перепаде зависит от формы сопряжения потоков в нижнем бьефе за щитом. Когда  $t < p_{\text{п}}$  или когда  $t > p_{\text{п}}$  и гидравлический прыжок за щитом незатоплен (отогнан или находится в сжатом сечении), т. е. когда глубина потока меньше второй сопряженной глубины  $t < h_c''$ , — истечение незатопленное и расход определяется через напор  $H$  в центре отверстия:

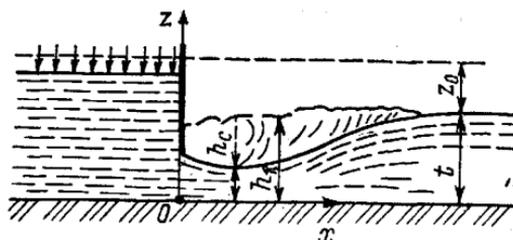


Рис. 7.2. Расчетная схема затопленного истечения воды из-под щита в горизонтальный лоток

$$Q = \mu e b \sqrt{2gH}, \quad (7.51)$$

где коэффициент расхода  $\mu$  без свободного доступа воздуха под струю определяется по формуле

$$\mu = 0,615 + 0,12 (e/T)^2, \quad (7.52)$$

а при свободном доступе воздуха под струю его можно принимать при  $T/e > 3,0$  равным 0,615, а при  $1,5 \leq T/e \leq 3,0$  он увеличивается до 0,66 примерно по линейному закону.

Когда уровень в нижнем бьефе за щитом превысит отметку середины отверстия ( $h_{\text{п}} > 0,5e$ ) и  $t \geq h_c''$ , глубина нижнего бьефа влияет на расход отверстия, — истечение полузатопленное (рис. 7.3). В этом случае при  $h_{\text{п}}/T > 0,2$  коэффициент расхода в выражении (7.51)

$$\mu = 0,666 - 0,28 h_{\text{п}}/T. \quad (7.53)$$

При  $h_{\text{п}} > e$  расход воды при истечении из-под щита можно определить по формуле

$$Q = \mu_{\text{пз}} e b \sqrt{2gT_1}, \quad (7.54)$$

где при  $(h_{\text{п}} - e)/T_1 \leq 0,15$

$$\mu_{\text{пз}} = 0,62 \div 0,63; \quad (7.55)$$

при  $(h_{\text{п}} - e)/T_1 > 0,15$

$$\mu_{\text{пз}} = 0,655 - 0,26 (h_{\text{п}} - e)/T_1; \quad (7.56)$$

$T_1$  — глубина воды в верхнем бьефе относительно нижней кромки щита:

Если  $p_{\text{п}} > p_{\text{мин}}$ , то при  $t > 1,08t_2$ , а если  $p_{\text{п}} < p_{\text{мин}}$ , то при  $t > t'_2$  полузатопленное истечение становится затопленным. При

$\rho_{\Pi} < \rho_{\text{мин}}$  в нижнем бьефе наблюдаются только донные режимы, а при  $\rho_{\Pi} > \rho_{\text{мин}}$  с поднятием уровня нижнего бьефа выше первой граничной глубины  $t_1$  донный режим переходит в незатопленный поверхностный режим:

$$t_1 = 0,696 \rho_{\Pi} + 1,79 h_K. \quad (7.57)$$

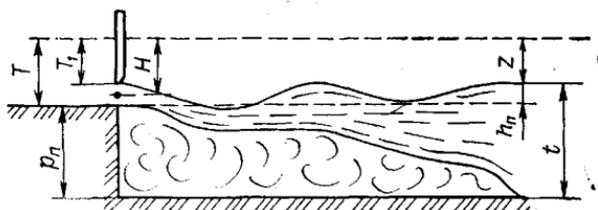
Минимальная высота  $\rho_{\text{мин}}$  определяется по формуле

$$\rho_{\text{мин}} = [2,64 (T_0/e)^{0,37} - 3,1] e. \quad (7.58)$$

При второй граничной глубине  $t_2$  происходит переход из незатопленного поверхностного или поверхностно-донного режима в затопленный поверхностный или поверхностно-донный режим:

$$t_2 = 0,936 \rho_{\Pi} + 2,13 h_K. \quad (7.59)$$

Рис. 7.3. Полузатопленное истечение при поверхностном режиме сопряжения



При глубине  $t'_2$  поверхностный водоворот подходит к кромке щита:

$$t'_2 = 0,92 \rho_{\Pi} + 1,66 h_K. \quad (7.60)$$

При затопленном истечении расход определяется по формуле (7.46), коэффициент расхода при затопленном поверхностном режиме — по формуле (7.49), а при затопленном донном режиме и  $\rho_{\Pi} \geq e$

$$\mu_{3,2} = 0,61 + 0,36 e/t. \quad (7.61)$$

Переход из затопленного поверхностного режима в донный происходит при следующих глубинах в нижнем бьефе  $t_3$ :

$$t_3 = 2e + 2,4 \rho_{\Pi} \quad (7.62)$$

При углах скоса нижней части щита 45 и 60° и толщине обшивки  $\delta > 0,05 (T - e)$  или для наклонно поставленного под этими углами затвора с острой кромкой коэффициент расхода увеличивается примерно на 10%.

Давление вдоль щита в точках, находящихся на расстоянии  $z$  от низа отверстия, распределяется по закону

$$p/\gamma = T_0 - z - 2q^2/[\pi^2 g (z^3 - c^3)]. \quad (7.63)$$

Высота стока  $c$  зависит от  $T/e$  и  $\alpha_c$  (табл. 7.3)

Таблица 7.3. Значения коэффициента сжатия  $\epsilon$  (в числителе) и отношения  $c/\epsilon$  (в знаменателе) при различных отношениях  $T/e$

$\alpha_c$	$T/e$				
	10	5	3	2	1,5
<i>Истечение в горизонтальный лоток</i>					
1,0	0,617/0,824	0,625/0,809	0,634/0,784	0,652/0,743	0,667/0,685
1,06	0,663/0,807	0,675/0,789	0,696/0,76	0,725/0,71	0,769/0,638
<i>Истечение из-под щита на перепаде</i>					
1,0	0,608/0,823	0,608/0,806	0,611/0,774	0,621/0,71	0,658/0,589
1,06	0,654/0,805	0,658/0,784	0,667/0,744	0,694/0,658	0,793/0,441

Максимальное давление на щит будет на расстоянии  $Z_M$ , зависящем от  $T/e$ :

$T/e$ . . . . .	10	5	3	2	1,5
$Z_M/e$ . . . . .	1,72	1,43	1,28	1,15	1,05

При расположении щита над порогом высотой  $p_{\Pi}$  коэффициент сжатия  $\epsilon$  с увеличением  $e/T$  уменьшается:

$$\epsilon = 0,71 - 0,156 (e/T)^2. \quad (7.64)$$

Если щит сдвинут относительно напорной грани порога на расстояние более  $e$ , то коэффициент сжатия будет таким же, как при истечении из-под щита в горизонтальный лоток, но коэффициент скорости уменьшится

$$\varphi^{-2} = 1,06 + 0,36 (e/T)^2. \quad (7.65)$$

Гидравлический расчет незатопленных отверстий с затворами-щитами на гребне водослива практического профиля согласно рекомендациям В. Н. Козина можно производить по формуле

$$Q = \varphi \epsilon_k e b \sqrt{2gT_0}, \quad (7.66)$$

где  $\epsilon_k$  — эмпирический коэффициент, определяемый по формуле:

$$\epsilon_k = 0,611 - 0,164 e/T_0. \quad (7.67)$$

Гидродинамическое давление на дно непосредственно под щитом ( $p_x=0$ ) вычисляется по формуле

$$p_{x=0}/(\gamma T) = 1 + 0,5 Fr_0 (1 - \epsilon^2) - \epsilon^2 (1 - \epsilon e/T), \quad (7.68)$$

где  $Fr_0$  — число Фруда:

$$Fr_0 = v_0^2/(gT).$$

Давление на дно в направлении верхнего бьефа от щита ( $p_x$ ) быстро нарастает до гидростатического по закону

$$p_x/\gamma = p_{x=0}/\gamma + (T - p_{x=0}/\gamma) (2\gamma x/p_{x=0})^{1/2}. \quad (7.69)$$

Сила давления жидкости, приходящаяся на 1 м ширины щита:

$$P = \gamma (T^2 - \epsilon^2 e^2)/2 - \rho q^2 [T/(e e) - 1]/T. \quad (7.70)$$

Коэффициент вертикального сжатия струи при истечении из-под криволинейного в плане вертикального щита по О. Ф. Васильеву:

$$\varepsilon = \varepsilon_{пл} / (1 + 1,05 \varepsilon / R), \quad (7.71)$$

где  $\varepsilon_{пл}$  — коэффициент вертикального сжатия при истечении из-под плоского щита (см. табл. 7.3);  $R$  — радиус изгиба щита в плане с центром кривизны в нижнем бьефе.

При истечении из-под сегментного затвора значения коэффициентов  $\mu_2 = \varphi \varepsilon_0$  в формуле (7.37) при свободном или затопленном истечении могут быть определены по графику (рис. 7.4).

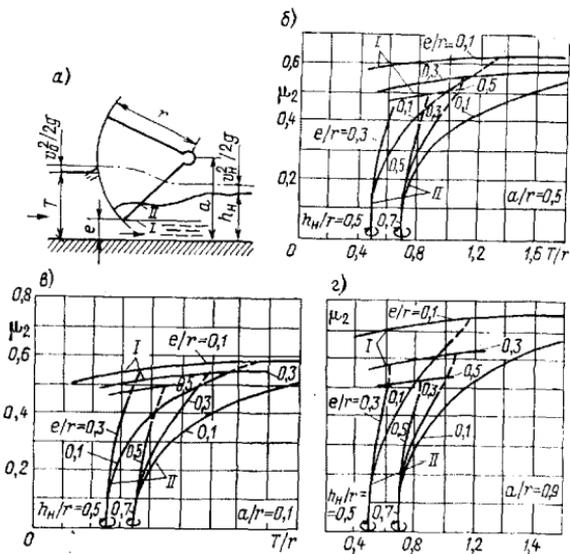


Рис. 7.4. Графики для определения коэффициента  $\mu_2$ , входящего в формулу (7.37), для сегментного затвора

*a* — расчетная схема; *I* — истечение свободное; *II* — то же, затопленное; *b*, *v* и *z* — соответственно при  $a/r = 0,1$ ;  $0,5$  и  $0,9$

### 7.5. Истечение при переменном напоре

Нередко ставится задача об определении времени опорожнения или наполнения водохранилищ или каких-либо емкостей.

Пусть из резервуара *1* с помощью свободной поверхности  $\Omega_1$  жидкость перетекает в резервуар *2* с помощью свободной поверхности  $\Omega_2$  через трубу с поперечным сечением  $\omega$  (рис. 7.5, *a*). При этом в первый резервуар поступает постоянный расход  $Q_1$ , а из второго вытекает постоянный расход  $Q_2$ . Время изменения напора, т. е. разности уровней в этих резервуарах, от  $H_1$  в начальный момент до  $H_2$

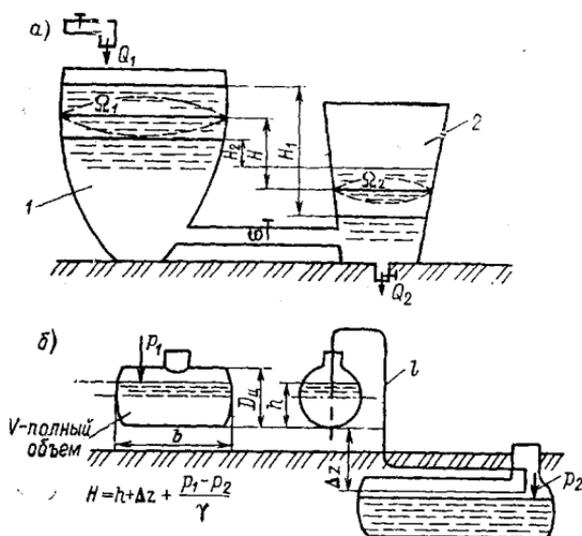


Рис. 7.5. Схемы истечений жидкости с переменным напором  
 а — расчетная схема; б — к расчету продолжительности опорожнения резервуара; 1, 2 — резервуары

$$t = \int_{H_1}^{H_2} \Omega_1 \Omega_2 dH / [Q_1 \Omega_2 + Q_2 \Omega_1 - (\Omega_1 + \Omega_2) \mu \omega \sqrt{2gH}]. \quad (7.72)$$

Ниже рассмотрены четыре конкретных случая истечения с переменными напорами.

1. При  $\Omega_1 = \text{const}$ ,  $\Omega_2 = \text{const}$  и  $\mu = \text{const}$

$$t = \frac{2 \Omega_1 \Omega_2}{(\Omega_1 + \Omega_2) \mu \omega \sqrt{2g}} \left( \sqrt{H_1} - \sqrt{H_2} + \sqrt{H_a} \ln \frac{\sqrt{H_a} - \sqrt{H_1}}{\sqrt{H_a} - \sqrt{H_2}} \right), \quad (7.73)$$

где

$$\sqrt{H_a} = (Q_1 \Omega_2 + Q_2 \Omega_1) / [\sqrt{2g} \mu \omega (\Omega_1 + \Omega_2)].$$

Если истечение происходит в атмосферу, то  $\Omega_2 \gg \Omega_1$ ,  $Q_2 = 0$  и напор  $H$  отсчитывается от центра выходного сечения трубы до свободной поверхности жидкости в резервуаре. Тогда

$$t = \frac{2 \Omega_1}{\sqrt{2g} \mu \omega} \left( \sqrt{H_1} - \sqrt{H_2} + \sqrt{H_a} \ln \frac{\sqrt{H_a} - \sqrt{H_1}}{\sqrt{H_a} - \sqrt{H_2}} \right), \quad (7.74)$$

где

$$\sqrt{H_a} = Q_1 / (\sqrt{2g} \mu \omega).$$

Если  $Q_1 = Q_2 = 0$ , то  $\sqrt{H_a} = 0$ .

2. Время опорожнения цистерн (цилиндрических резервуаров) с горизонтальной осью диаметром  $D_{ц}$  и длиной  $b$  (рис. 7.5, б) при  $\mu = \text{const}$  приближенно равно:

$$t \approx \frac{4}{3} \cdot \frac{b}{\mu \omega \sqrt{2g}} \cdot \frac{(D_{ц} - h_2)^{1,5} - (D_{ц} - h_1)^{1,5}}{\sqrt{h_1} - \sqrt{h_2}} \times \\ \times \left[ 1,19 - 0,19 \left( \frac{3h_1 - 2H_1}{2H_1 - h_1} \right)^2 \right] (\sqrt{H_1} - \sqrt{H_2}), \quad (7.75)$$

где  $h_1$  и  $h_2$  — глубины жидкости в цистерне в начальный и конечный моменты времени при напорах  $H_1$  и  $H_2$ .

3. Время понижения свободной поверхности жидкости площадью  $\Omega$  в цилиндрическом резервуаре при истечении в атмосферу или под постоянный уровень или время повышения свободной поверхности жидкостей при истечении при постоянном горизонте под переменный уровень, в течение которого напор изменяется от  $H_1$  до  $H_2$ , и при переменном коэффициенте расхода, выраженном по формуле (7.15), равно

$$t = [Re_{T1} - Re_{T2} + 0,5 a \ln (H_1/H_2)] \Omega v / (g \mu_{\text{макс}} \omega d). \quad (7.76)$$

4. Время опорожнения цистерны длиной  $b$  и диаметром  $D_{ц}$  с горизонтальной осью через насадку при напоре, равном глубине жидкости в цистерне, и переменном коэффициенте расхода, выраженном формулой (7.15):

$$t = \frac{v b D_{ц}}{g \mu_{\text{макс}} \omega d} \left\{ \frac{2}{3} \cdot \frac{d \sqrt{2g D_{ц}}}{v} \left[ \left( 1 - \frac{H_2}{D_{ц}} \right)^{1,5} - \right. \right. \\ \left. \left. - \left( 1 - \frac{H_1}{D_{ц}} \right)^{1,5} \right] + a \left[ \sqrt{\left( H_1/D_{ц} \right) \left( 1 - \frac{H_1}{D_{ц}} \right)} - \right. \right. \\ \left. \left. - \sqrt{\left( H_2/D_{ц} \right) \left( 1 - \frac{H_2}{D_{ц}} \right)} + \text{arctg} \sqrt{\frac{H_2}{D_{ц} - H_2}} - \right. \right. \\ \left. \left. - \text{arctg} \sqrt{\frac{H_1}{D_{ц} - H_1}} \right] \right\}. \quad (7.77)$$

При  $H_1 = D_{ц}$  и  $H_2 = 0$  время полного опорожнения цистерны

$$t = \frac{v b D_{ц}}{g \mu_{\text{макс}} \omega d} \left( \frac{2}{3} \cdot \frac{d \sqrt{2g D_{ц}}}{v} - \frac{\pi}{2} a \right). \quad (7.78)$$

При  $H_1 = D_{ц}$  и  $H_2 = D_{ц}/2$

$$t = \frac{v b D_{ц}}{g \mu_{\text{макс}} \omega d} \left( 0,235 \frac{d \sqrt{2g D_{ц}}}{v} - 1,285 a \right). \quad (7.79)$$

При  $H_1 = D_{ц}/2$  и  $H_2 = 0$

$$t = \frac{\nu b D_{\text{ц}}}{g \mu_{\text{макс}} \omega d} \left( 0,432 \frac{d \sqrt{2 g D_{\text{ц}}}}{\nu} - 0,285 a \right). \quad (7.80)$$

### 7.6. Свободные и несвободные затопленные струи

Свободной струей называется струя жидкости, не ограниченная твердыми стенками. Затопленной называется струя жидкости, распространяющаяся в аналогичной жидкости. Незатопленной называется струя жидкости, окруженная газом, в частности воздушной средой.

Сточные воды, выходящие из выпуска или поступающие в горизонтальный отстойник, представляют собой турбулентные затопленные струи. Для затопленной свободной струи характерны два участка: начальный и основной; эти участки разделяются переходным сечением (рис. 7.6).

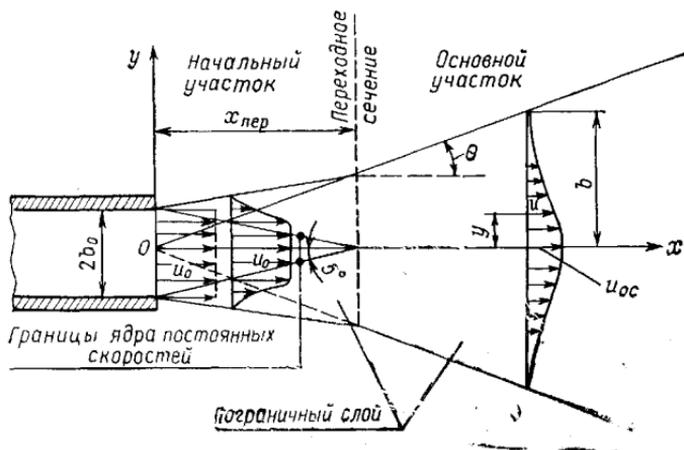


Рис. 7.6. Схема затопленной струи

На начальном участке струи, т. е. на участке от начального сечения (выход из насадки) до переходного сечения, имеется ядро постоянных скоростей струи. Во всех точках этого ядра струи скорости можно считать одинаковыми и равными скорости  $u_0$  в выходном сечении. Ядро ограничено с боков практически прямыми линиями, наклоненными под углом примерно  $5^\circ$  к оси струи. Эти прямые линии отделяют ядро от окружающего турбулентного пограничного слоя, в пределах которого скорости изменяются по тому же закону, что и на основном участке струи. Остальная часть струи (за переходным сечением) называется основным участком. Принимают, что внешние границы турбулентного пограничного слоя

ограничены прямыми линиями. Точка  $O$  пересечения этих прямых называется полюсом струи. Боковой угол расширения струи  $\theta$  равен  $12^\circ 25'$ .

При равномерном начальном поле скоростей полюс струи находится примерно в центре выходного отверстия сопла. Скорости в пограничном слое изменяются по закону «трех вторых»:

$$u/u_{\max} = [1 - (y/b)^{3/2}]^2, \quad (7.81)$$

где  $u_{\max}$  — максимальная скорость в сечении пограничного слоя (на основном участке это скорость на оси струи  $u_{oc}$  а на начальном это скорость в ядре постоянных скоростей  $u_0$ );  $y$  — ордината точки, в которой скорость  $u$ ;  $b$  — ширина пограничного слоя:

$$b = x \operatorname{tg} \theta = 0,22 x. \quad (7.82)$$

Для плоской струи, образованной щелью шириной  $2b_0$ , средняя скорость в сечении пограничного слоя  $v = 0,448 u_{\max}$ , коэффициент количества движения (Буссинеска)  $\alpha_0 = 1,56$  и коэффициент кинетической энергии (Кориолиса)  $\alpha = 2,86$ . Переходное сечение находится от начального сечения на расстоянии  $x_{пер} = 14,5 b_0$ . Скорость на оси основного участка изменяется по закону

$$u_{oc} = 3,82 u_0 \sqrt{b_0/x}. \quad (7.83)$$

Для круглой струи, вытекающей через отверстие радиусом  $r_0$ , средняя скорость в сечении пограничного слоя

$$v = 0,2615 u_{\max}, \quad (7.84)$$

коэффициент Буссинеска  $\alpha_0 = 2,08$  и коэффициент Кориолиса  $\alpha = 4,5$ . Переходное сечение находится от отверстия на расстоянии  $x_{пер} = 12,4 r_0$ . Скорость по оси основного участка уменьшается по закону

$$u_{oc} = 12,4 u_0 r_0/x. \quad (7.85)$$

Для струи, образованной истечением из прямоугольного отверстия со сторонами  $2l + 2b_0$ , можно принять, что максимальные скорости в поперечном сечении струн располагаются на отрезке длиной  $2(l - b_0)$  в плоскости центральной оси и изменяются вдоль струи приближенно по закону

$$u_{oc} \approx 13,76 u_0 \sqrt{l b_0 / \sqrt{x^2 + 13,76 (l - b_0) x}}. \quad (7.86)$$

В зависимости от относительного направления движения сопряженных потоков струи могут быть спутными или встречными. Безразмерный профиль недостатка или избытка продольной составляющей осредненной скорости можно полагать универсальным и выражать его аналогично закону (7.81):

$$(u - u_n)/(u_M - u_n) = [1 - (y/b)^{3/2}]^2, \quad (7.87)$$

где  $u_n$  — скорость в спутном или во встречном потоке, а в случае течения в канале за плохо обтекаемым телом  $u_n$  — скорость в циркуляционной зоне.

Движение жидкости в горизонтальных отстойниках имеет струйный характер и образует водоворотную область (рис. 7.7) со скоростями  $u_n$ . В первом приближении скорость обратного тока  $u_n$  в формуле (7.87) можно не учитывать. Согласно исследованиям М. А. Михалева в пределах  $x \leq 3d$  (когда  $b \leq h_0$ ) свободную поверхность потока можно принимать горизонтальной, а изменение скорости  $u_M$  выразить так:

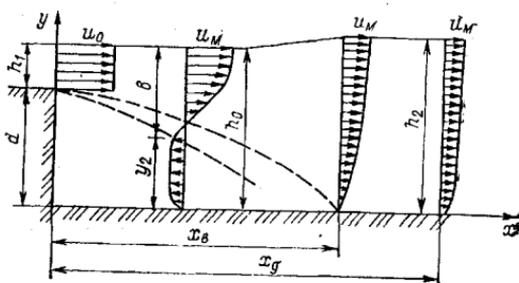


Рис. 7.7. Схема внезапного увеличения глубины безнапорного потока

$$u_M/u_0 = 1,78 \sqrt{h_1/b}, \quad (7.88)$$

где

$$b = h_1 + 0,33 x. \quad (7.89)$$

В пределах участка  $3d \leq x \leq x_B$  скорость  $u_n$  в водоворотной области уменьшается до нуля, а глубина увеличивается от  $h_0$  до  $h_2$ :

$$x = 3d + 2,22 a_1 \ln \frac{(a_1 + h)(a_1 - h_0)}{(a_1 - h)(a_1 + h_0)} - 2(h - h_0). \quad (7.90)$$

Изменение максимальной скорости потока характеризуется зависимостью

$$u_M^2 = 1,58 g (a_1^2/h - h), \quad (7.91)$$

где  $a_1 = h_1 \sqrt{2u_0^2/(g h_1) + (h_0/h_1)^2}$ .

Длина конца водоворотной области  $x_B$  получается из условия (7.90) при  $h = h_2$ . На послеводоворотном участке распределение скоростей и изменение максимальной скорости выражаются зависимостями:

$$(u - v)/(u_M - v) = 1,82 [1 - (1 - y/h_2)^{3/2}]^2 - 0,82, \quad (7.92)$$

$$v/(u_M - v) = 0,82 + 1,36 (x - x_B)/h_2, \quad (7.93)$$

где  $v$  — средняя скорость потока.

Сечение, в котором максимальная скорость отличается от средней не более чем на 10%, находится от уступа на расстоянии

$$x_D = x_B + 6,75 h_2. \quad (7.94)$$

При слиянии параллельных струй из отдельных отверстий, например при подаче воды в отстойник через дырчатую перегородку, подток жидкости к отдельным струям свободный; поэтому количество движения в них остается практически постоянным и при наложении смежных струй квадрат скорости в какой-то точке суммарного потока равен сумме квадратов скоростей (в этой же точке) наложенных потоков.

Для плавучих турбулентных струй, распространяющихся в стратифицированных средах, также сохраняются начальный, переходный и основной участки. Однако основной участок такой струи еще делят на зоны положительного и отрицательного вовлечения, которые условно разграничиваются равновесным уровнем  $z_L$  (рис. 7.8). Под действием инерции сил плавучести струя поднимается до своего предельного уровня  $z_L$ , а затем начинает опускаться. В определенной области происходит взаимодействие противоположно

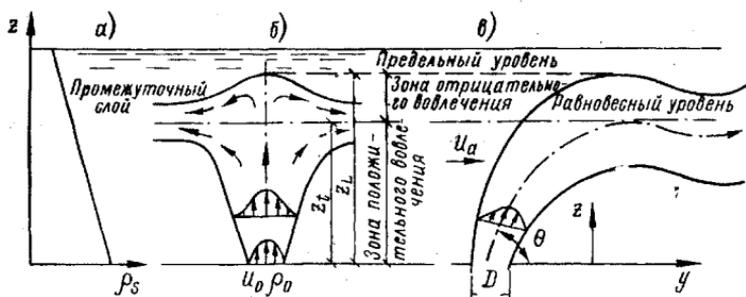


Рис. 7.8. Схемы турбулентных струй

а — в неподвижной жидкости; б — в стратифицированной жидкости; в — в сносящем потоке

направленных потоков жидкости, в результате чего формируется колоколообразное «облако», которое растекается в периферийном направлении от оси струи и образует промежуточный слой. Профиль скорости и концентрации примесей аппроксимируется гауссовой кривой ошибок:

$$u = u_a \cos \theta + u_m \exp(-r^2/b^2). \quad (7.95)$$

Параметром, характеризующим взаимное влияние сил инерции и плавучести, является начальное плотностное число Фруда:

$$Fr_0 = u_0 \left( \frac{\rho_s - \rho_0}{\rho_0} g D \right)^{-0,5}, \quad (7.96)$$

где  $\rho_s$  и  $\rho_0$  — плотности соответственно окружающей среды и струи в начальном сечении.

Для турбулентной струи  $Fr_0 \rightarrow \infty$ ; для факела  $Fr_0 \rightarrow 0$ . В реальных условиях непосредственно за соплом влияние инерции является доминирующим, а на некотором удалении от сопла преобладают силы

плавучести. Роль каждого из этих эффектов на различных расстояниях от начального сечения определяется так:

$$Fr_z = u_m \left( \frac{\rho_s - \rho_0}{\rho_0} g b \right)^{-0,5} \quad (7.97)$$

Параметр, отражающий плотностную стратификацию окружающей среды, определяется по формуле

$$G = [z_H / (\rho_{sH} - \rho_{oc.H})] (d\rho_s/dz), \quad (7.98)$$

где  $z_H$  — высота начального участка  $d\rho_s/dz$  — вертикальный градиент плотности;  $\rho_{sH}$  и  $\rho_{oc.H}$  — плотности соответственно окружающей среды и на оси струи на высоте  $z_H$ .

Для равновесного уровня в работе [9] предлагается:

$$z_t^2/z_H^2 = 1 + 1,5 (1,39 Fr_z/G + Fr_z^2)^{1/4}; \quad (7.99)$$

$$u_{oc.t} = u_{oc.H} (z_H/z_t)^4 \sqrt{0,76 + 1,06/(G Fr_z)}. \quad (7.100)$$

Положение предельного уровня струи в неподвижной жидкости можно оценить по зависимости

$$z_L \approx 3,9 \left( g u_0 D^3 \frac{\rho_{s0} - \rho_0}{\rho_0} \right)^{1/4} \left( \frac{\rho_0}{g |d\rho_s/dz|} \right)^{1/4}, \quad (7.101)$$

где  $\rho_{s0}$  — плотность окружающей среды на уровне истечения струи ( $z=0$ ).

## 7.7. Незатопленные струи

Водяная струя в воздушном пространстве может быть разделена на три характерные части: компактную, раздробленную и распыленную. В компактной части обеспечивается сплошность потока. В раздробленной части сплошность потока нарушается, струя разры-

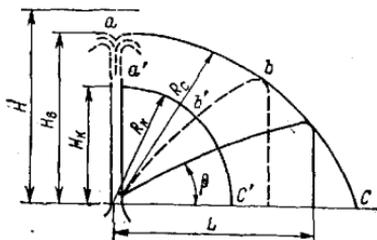


Рис. 7.9. Схема незатопленной струи

$abc$  — граница дальности боя сплошной струи;  $a'b'c'$  — то же, компактной части струи

вается на крупные части и расширяется. Распыленная часть струи состоит из множества отдельных рассеивающихся капель.

При использовании водяных струй для пожаротушения употребляют понятие радиус действия компактной части струи  $R_K$ , который представляет собой расстояние от насадки до окончания компактной части струи (рис. 7.9).

Для создания сплошных струй используют конические насадки с углом конусности от 8 до 15°. Конус насадки заканчивается, как правило, цилиндрической частью, длина которой в небольших насадках составляет около одного диаметра, а в больших насадках — примерно  $\frac{2}{3}$ — $\frac{3}{4}$  диаметра выходного сечения насадки. На конец цилиндрической части насадки обычно делают выемку «в четверть» для защиты выходной кромки насадки от повреждений. В конической части давление с наименьшими потерями преобразуется в скоростной напор. Цилиндрическая часть насадки служит для уменьшения сжатия сечения струи при выходе ее из насадки.

Траектория струи, свободно падающей после истечения через отверстие и насадку, описывается следующим уравнением:

$$z = g x^2 / (2 v^2 \cos^2 \beta) \pm x \operatorname{tg} \beta, \quad (7.102)$$

где  $v$  — средняя скорость в расчетном сечении струи, направленной под углом  $\beta$  к горизонту;  $z$  и  $x$  — соответственно вертикальная (направленная вниз) и горизонтальная координаты струи относительно расчетного сечения.

В уравнении (7.102) перед вторым слагаемым берется знак «плюс», если начальная скорость  $v$  направлена вниз; если скорость  $v$  в начальном сечении направлена вверх, то нужно брать знак «минус».

Опытными исследованиями установлено, что наибольшая дальность боя струи достигается при начальном угле наклона ее примерно 30—32°, а максимальная дальность полета или высота боя струи — при напорах

$$H = 14 \sqrt{d}, \quad (7.103)$$

где  $d$  — диаметр насадки, мм.

Высота вертикальной сплошной струи может быть определена по формуле Фримана:

$$H_B = H (1 - 0,000113 H/d) \quad (7.104)$$

или по формуле Люгера:

$$H_B = H / (1 + \varphi H), \quad (7.105)$$

где  $H$  — напор у насадки, м;  $H_B$  — высота сплошной вертикальной струи, м;  $\varphi$  — коэффициент, определяемый по формуле

$$\varphi = 0,25 / (d + 0,001 d^3); \quad d — \text{в мм.} \quad (7.106)$$

Радиусы действия сплошной струи ( $R_C$ ) и компактной струи ( $R_K$ ) выражаются через высоту вертикальной сплошной струи:

$$R_C = 3,5 H_B / (2,5 + \beta/90^\circ), \quad (7.107)$$

при  $H_B = 7 \div 45$  м

$$R_K = (0,91 - 0,18 H_B/30) H_B. \quad (7.108)$$

На рис. 7.10 приведены графики зависимости высоты и длины сплошных струй от напора при угле наклона  $\beta$  радиуса действия сплошной струи  $R_C$  по отношению к горизонтальной плоскости, равном примерно 40°.

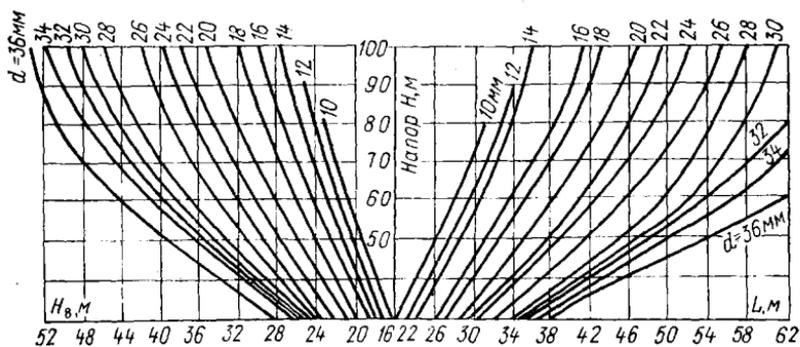


Рис. 7.10. Взаимосвязь между высотой  $H$ , длиной  $L$  сплошных струй, напором  $H$  в стволе и диаметром насадки  $d$  при  $\beta = 40^\circ$

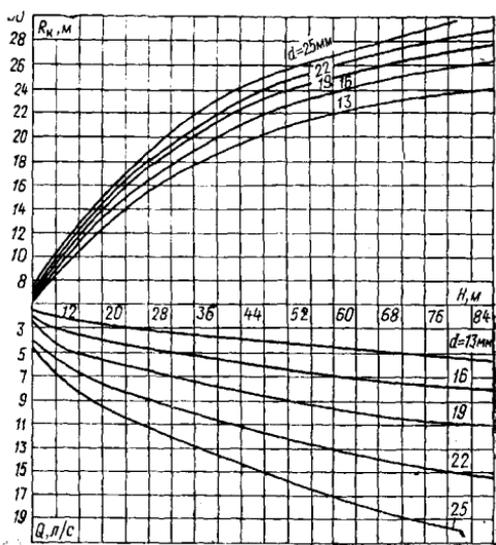


Рис. 7.11. Взаимосвязь между радиусом действия  $R_k$ , расходом воды  $Q$ , напором  $H$  и диаметром насадки  $d$  для струй из ручных стволов

На рис. 7.11 представлены радиусы действия компактной части струй, получаемых от ручных стволов с диаметрами насадок от 13 до 25 мм, а в табл. 7.4 — от лафетных стволов с диаметрами насадок от 28 до 50 мм при угле наклона  $\beta = 30^\circ$ . Радиус действия компактной части струи из ручных стволов не изменяется при изменении угла наклона.

Радиус действия компактной части лафетных струй зависит от угла наклона:

$$R_{к.л} = 2,33 R_{к.30^\circ} / (1,33 + \sqrt{\beta/30^\circ}) \quad (7.109)$$

Ниже указан нижний предел рабочих пожарных струй, у которых радиус действия компактной части равен 17 м:

Таблица 7.4. Зависимость радиусов действия компактной части лафетных струй  $R_K$  при угле наклона ствола  $\beta=30^\circ$  от напора

Напор у ствола, м вод. ст.	Диаметр насадок, мм							
	28		32		38		50	
	$R_K, м$	$Q, л/с$	$R_K, м$	$Q, л/с$	$R_K, м$	$Q, л/с$	$R_K, м$	$Q, л/с$
20	20,0	12,2	20,0	15,9	20,5	22,4	21,0	38,9
25	23,0	13,6	23,5	17,8	24,0	25,1	25,0	43,5
30	26,0	14,9	26,5	19,4	27,0	27,4	29,0	47,5
35	28,0	16,2	28,5	21,0	29,5	29,7	31,0	51,5
40	30,0	17,2	30,5	22,5	32,0	31,7	33,0	55,0
45	31,5	18,3	32,5	23,8	34,0	33,6	35,5	58,3
50	33,0	19,3	34,0	25,1	35,5	35,4	37,5	61,4
55	34,5	20,2	36,0	26,0	37,0	37,2	39,0	64,4
60	35,5	21,1	37,0	27,6	38,0	38,2	40,5	67,3
65	36,5	22,0	37,5	28,6	39,0	40,4	41,5	70,0
70	37,0	22,8	37,5	29,7	39,5	41,9	42,5	72,6
75	—	—	—	—	40,0	43,4	43,5	75,3
80	—	—	—	—	40,5	44,8	44,5	77,8
85	—	—	—	—	—	—	45,5	80,1
90	—	—	—	—	—	—	46,0	82,5
95	—	—	—	—	—	—	46,5	84,8
100	—	—	—	—	—	—	47,0	87,0

Диаметр насадки (спрыска), мм . . . . .	13	16	19	22	25
Напор у ствола, м вод. ст. . . . .	31	31	27	25	25

При разработке грунтов гидромониторными струями важным параметром является наибольшая дальность боя струи  $L$  (м), при которой она еще не распадается. По данным Н. П. Гавырина, эта величина может быть приближенно определена по формуле

$$L = 0,415 \sqrt[3]{\beta d_0 H^2}, \quad (7.110)$$

где  $\beta$  — угол вылета струи, град;  $d_0$  — диаметр насадки, мм;  $H$  — напор при выходе из насадки, м.

Величина  $L_{\max}$  получается при  $\beta=35^\circ$  для  $H=10$  м и при  $\beta=30^\circ$  для  $H=35$  м.

Формула (7.110) применима при угле наклона оси ствола гидромонитора к горизонту  $\beta=5 \div 30^\circ$ , напоре на выходе из насадки  $H=10 \div 80$  м ( $H=v_0^2/2g$ ), диаметре выходного отверстия насадки  $d_0=5 \div 50$  мм.

### 7.8. Давление струи на преграду

Если струя жидкости, вытекающая из отверстия или насадки, встречает на своем пути твердую преграду (стенку), то она производит на нее давление (сила удара струи), равное

$$R = \rho Q v (1 - \cos \varphi) = \rho \omega v^2 (1 - \cos \varphi), \quad (7.111)$$

где  $Q$  — расход жидкости в струе;  $v$  — скорость потока относительно преграды;  $\varphi$  — угол отклонения струи от первоначального направления;  $\omega$  — площадь живого сечения трубы.

При  $\varphi = 90^\circ$  сила удара струи описывается уравнением

$$R = \rho Q v = \rho Q (u_1 - u), \quad (7.112)$$

где  $u_1$  и  $u$  — абсолютные скорости жидкости и преграды;

при  $\varphi = 180^\circ$

$$R = 2 \rho Q (u_1 - u). \quad (7.113)$$

Мощность струи при  $\varphi = 90^\circ$

$$N = \rho Q (u_1 - u) u. \quad (7.114)$$

Секундную работу, совершаемую силой  $R$ , с которой струя действует на поверхность, называют индикаторной мощностью струи.

## Глава восьмая РАВНОМЕРНОЕ БЕЗНАПОРНОЕ ДВИЖЕНИЕ

### 8.1. Основные расчетные зависимости

Канализационные сети обычно рассчитывают исходя из условий равномерного *безнапорного движения* сточных вод. Это движение характеризуется наличием свободной поверхности. При равномерном безнапорном движении уклон поверхности воды равен уклону дна канала. *Удельная энергия сечения* по длине (вдоль потока) остается неизменной:

$$\mathcal{E} = h + \alpha v^2 / (2g) = \text{const}, \quad (8.1)$$

где  $h$  — глубина потока, т. е. расстояние от свободной поверхности до нижней точки живого сечения потока;  $v$  — средняя скорость потока.

При расчете канализационных безнапорных сетей принимаются следующие основные зависимости:

$$Q = \omega v = \text{const}, \quad (8.2)$$

$$v = C \sqrt{R i_0} = W \sqrt{i_0}, \quad (8.3)$$

$$Q = \omega C \sqrt{R i_0} = K \sqrt{i_0}, \quad (8.4)$$

или

$$i_0 = v^2 / (C^2 R) = \lambda v^2 / (2g d_r), \quad (8.5)$$

где  $i_0$  — уклон дна канала,  $i_0 = \sin \theta$ ,  $\theta$  — угол наклона дна канала к горизонту;  $R$  — гидравлический радиус;  $d_r$  — гидравлический диаметр, равный  $4R$ ;  $C$  — коэффициент Шези, связанный с коэффициентом гидравлического трения  $\lambda$  зависимостью (3.70);  $K = \omega C \sqrt{R}$  — модуль расхода;  $W = C \sqrt{R}$  — модуль скорости (скоростная характеристика).

При турбулентном движении воды в каналах коэффициент Шези определяется по формулам (3.71) — (3.75), а коэффициент трения  $\lambda$  для сточной жидкости — по формулам (3.65) — (3.67).

При наполнении круглой трубы диаметром  $D$  выше половины ( $0,5 \leq a \leq 1,0$ ) в [36] предлагается принимать среднюю скорость независимой от степени наполнения и соответствующей полному или половинному заполнению трубы:

$$i_0 = \lambda_{\text{п}} v^2 / (2 g D) \approx 6,37 n_{\text{ш}}^2 v^2 D^{-4/3}. \quad (8.6)$$

Трапецидальный канал характеризуется шестью величинами: шириной  $b$  канала по дну, глубиной  $h$  наполнения канала, коэффициентом откоса  $m = \text{ctg} \theta$  ( $\theta$  — угол наклона боковой стенки канала к горизонту), коэффициентом шероховатости  $n_{\text{ш}}$ , уклоном дна  $i_0$  и расходом  $Q$  (или средней скоростью  $v$ ).

Величины живого сечения  $\omega$  и смоченного периметра  $\chi$  удобно вычислять по следующим геометрическим зависимостям:

$$\omega = h (b + m h); \quad (8.7)$$

$$\chi = b + 2 h \sqrt{1 + m^2}. \quad (8.8)$$

Параболическое поперечное сечение описывается уравнением

$$y^2 = 2 p_{\text{пар}} z, \quad (8.9)$$

где  $p_{\text{пар}}$  — параметр параболы;  $z$  и  $y$  — вертикальная и горизонтальная оси параболы. Параметры этого сечения могут быть найдены по зависимостям:

$$B = 2 \sqrt{2 h p_{\text{пар}}}; \quad (8.10)$$

$$\omega = 2 B h / 3. \quad (8.11)$$

при $(h/B) \leq 0,15$	$\chi \approx B;$
> $(h/B) \leq 0,33$	$\chi \approx B [1 + 8 (h/B)^2 / 3];$
> $0,33 < (h/B) < 2,0$	$\chi \approx 1,78 + 0,61 B;$
> $2,0 < (h/B)$	$\chi \approx 2 h.$

(8.12)

Сечение канала, имеющее наименьший смоченный периметр при заданной площади живого сечения, называется гидравлически наиболее выгодным сечением. Из всех сечений с одинаковой площадью наименьший периметр имеют круг и полукруг.

Геометрические элементы шести гидравлически наиболее выгодных сечений приведены в табл. 8.1.

Для гидравлически наиболее выгодного трапецидального сечения отношения ширины канала к глубине ( $\beta_{\text{г.н}} = b/h$ ) зависят от коэффициента заложения откосов  $m$ :

$$\beta_{\text{г.н}} = 2 (\sqrt{1 + m^2} - m). \quad (8.13)$$

Ниже приведены значения  $\beta_{\text{г.н}}$  для различных коэффициентов заложения откосов  $m$ :

$m \dots$	0	0,1	0,2	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
$\beta_{\text{г.н}} \dots$	2	1,81	1,64	1,562	1,236	1,0	0,828	0,606	0,472	0,385	0,325

Таблица 8.1. Параметры гидравлически наивыгоднейших сечений

Форма поперечного сечения	Площадь $\omega$	Смоченный периметр $\chi$	Гидравлический радиус $R$	Ширина поверху $B$	$\omega \sqrt{\frac{\omega}{B}}$
Полукруглое	$\frac{\pi h^2}{2}$	$\pi h$	0,5h	2h	$\frac{\pi}{4} h^{2,5}$
Трапецидальное, половина шестиугольника	$\sqrt{3}h^2$	$2\sqrt{3}h$	0,5h	$4h/\sqrt{3}$	$1,5h^{2,5}$
Прямоугольное, половина квадрата	$2h^2$	4h	0,5h	2h	$2h^{2,5}$
Треугольное, половина квадрата	$h^2$	$2\sqrt{2}h$	$h/\sqrt{8}$	2h	$h^{2,5}/\sqrt{2}$
Параболическое, $B=2\sqrt{2}h$	$1,88h^2$	3,77h	0,5h	$2\sqrt{2}h$	$1,54h^{2,5}$
Гидростатическая линия	1,396h <sup>2</sup>	2,98h	0,47h	1,92h	$1,19h^{2,5}$

Средняя скорость  $v$  движения жидкости в канале должна изменяться в пределах

$$v_{\min} \leq v \leq v_{\max}, \quad (8.14)$$

где  $v_{\max}$  — максимально допустимая, или неразмыывающая, скорость;  $v_{\min}$  — минимально допустимая, или незаиливающая, средняя скорость.

Для незаиливающей скорости  $v_{\min}$  (м/с) при движении бытовых и дождевых вод широко используется формула Н. Ф. Федорова:

$$v_{\min} = A \sqrt[n]{R}, \quad (8.15)$$

где  $R$  — гидравлический радиус, м;  $A=1,42$  и  $n=4,5+0,5R$  (по М. И. Алексеву).

Взвешивание частиц, находящихся в сточных водах, происходит за счет поперечных пульсаций скорости. Взвесь не выпадает, если поперечная пульсация не меньше гидравлической крупности  $\omega_0$  расчетной взвеси. Для потоков с коллоидными частицами это соотношение пульсационной составляющей скорости и гидравлической крупности следует повышать примерно на 40—50%.

С учетом этого соотношения и выражения поперечной пульсации скорости через продольную, А. М. Кургановым получена простая зависимость для незаиливающей скорости:

$$v_{\min} = \omega_0 \lambda^{-2/3} \approx 0,055 \omega_0 C^{4/3}. \quad (8.16)$$

Значения  $v_{\min}$ , подсчитанные по формуле (8.16) при  $h/D=0,5$ , следующие:

$D$ , мм . . . . .	200	400	600	800	1200	1600	2000	3000
$v_{\min}$ , м/с . . . . .	0,75	0,87	0,96	1,02	1,12	1,19	1,25	1,37

Если в формулу (8.5) подставить значение незаиливающей скорости, то может быть найден минимальный уклон

$$i_{\min} = (\lambda/4 R) \cdot (v_{\min}^2/2g). \quad (8.17)$$

При расчетном наполнении для всех систем канализации по СНиП 2.04.03—85 наименьшие уклоны трубопроводов (для труб минимальных диаметров) следует принимать:

Диаметр труб, мм . . . . .	150	200	1250
Минимальный уклон трубопровода . . .	0,008	0,005	0,0005

Присоединения от дождеприемников рекомендуется укладывать с уклоном 0,02. В зависимости от местных условий для отдельных участков минимальный уклон допускается принимать для труб диаметром 150 мм — 0,007, а для труб диаметром 200 мм — 0,004. Значения  $v_{\text{мин}}$  при  $h/D=0,5$  целесообразно принимать для определения минимального уклона  $i_{\text{мин}}$ , так как исследования [30, 36] и показали, что при  $h/D=0,5-1,0$  значения средней скорости изменяются незначительно (только на 1,5—4% превышают значения  $v_{\text{п}}$  при полном наполнении) и их можно принимать не зависящими от степени наполнения.

Зададимся диаметром трубы  $D$  и предположим, что труба заполнена до предела, т. е. степень наполнения  $a=h/D$  в ней максимально допускаемая;  $a=a_{\text{макс}}$ ,  $0,6 \leq a_{\text{макс}} \leq 1,0$ . При этих условиях найдем расход  $Q_{\text{пр}}$ , пропускаемый с незаиливающей скоростью  $v_{\text{мин}}$  и соответствующий уклон  $i_{\text{мин}}$ . Получаются три числа  $D$ ,  $Q_{\text{пр}}$  и  $i_{\text{мин}}$ , которые для некоторого сортамента труб образуют предельную зависимость.

Принимая  $v_{\text{мин}}$  и  $a_{\text{макс}}$  по СНиП 2.04.03—85, при  $\omega_0=0,05$  м/с (для бытовой сети) будем иметь

$$i_{\text{мин}} = 0,00501/Q_{\text{пр}}^{0,435}, \quad (8.18)$$

что практически совпадает с предложенной С. В. Яковлевым зависимостью

$$i_{\text{мин}} = 1/D, \quad (8.19)$$

где  $D$  измеряется в мм, а  $Q$  — в л/с.

При полном заполнении трубы и  $\omega_0=0,1$  м/с (для дождевой сети)

$$i_{\text{мин}} = 0,0355/Q^{0,472}. \quad (8.20)$$

Если  $v_{\text{мин}}$  вычислять по формуле (8.16), а  $\lambda$  по выражению (3.65), то предельную зависимость при полном заполнении (для дождевой сети) можно представить в виде

$$i_{\text{мин}} = 2,77 \omega_0^2/Q^{0,41}, \quad (8.21)$$

а при расчетных наполнениях (для бытовой сети)

$$i_{\text{мин}} = 2,38 \omega_0^2/Q^{0,4}. \quad (8.22)$$

Минимальную расчетную скорость движения осветленных или биологически очищенных вод в лотках и трубах допускается принимать 0,4 м/с. Расчетная скорость движения неосветленных сточных вод в дюкерах должна быть не менее 1 м/с.

Незаиляющая скорость потока воды в канале зависит от насыщенности его взвешенными наносами и их крупности и может быть выражена формулой И. И. Леви:

$$v_{\text{мин}} = e \sqrt{R}, \quad (8.23)$$

где  $e=0,5$  для канала, сложенного наносами, транспортируемыми потоком, или обычными песчаными, супесчаными, суглинистыми или глинистыми грунтами, характеризуемыми коэффициентом шероховатости  $n_{\text{ш}}=0,0225$ , при среднем диаметре преобладающей массы частиц взвешенных наносов не больше 0,25 мм ( $d_{\text{ср}} < 0,25$  мм).

В других случаях

$$e = 0,01 \left( w_0 / \sqrt{d_{\text{ср}}} \right)^4 \sqrt[4]{100 \rho (0,0225/n_{\text{ш}})}, \quad (8.24)$$

где  $w_0$  — гидравлическая крупность (мм/с) для частиц диаметром  $d_{\text{ср}}$ ,  $d_{\text{ср}}$  — средний диаметр частиц преобладающей массы взвешенных наносов, мм;  $\rho$  — процентное содержание (по весу) взвешенных наносов крупностью  $\geq 0,25$  мм.

Ниже представлена зависимость гидравлической крупности частиц наносов от их диаметра:

$d$ , мм . . .	0,01	0,03	0,05	0,08	0,10	0,13	0,15	0,18
$w_0$ , мм/с . . .	0,07	0,62	1,73	4,43	6,92	11,6	15,6	17,4
$d$ , мм . . .	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55
$w_0$ , мм/с . . .	21,6	27,0	32,4	37,8	43,2	48,6	54,0	59,4
$d$ , мм . . .	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95
$w_0$ , мм/с . . .	64,8	70,2	73,2	77,0	80,7	84,0	87,5	90,6
$d$ , мм . . .	1,0	1,25	1,50	1,75	2,0	2,25	2,50	2,75
$w_0$ , мм/с . . .	94,4	115,0	125,6	139,2	152,9	166,2	176,5	185,0
$d$ , мм . . .	3,0	3,25	3,50	3,75	4,0	4,25	4,50	5,0
$w_0$ , мм/с . . .	192,5	201,5	208,5	215,5	222,5	229,5	236,5	249,0

Если русло канала сложено несвязными грунтами (песчаными, гравелистыми, галечно-песчаными и т. п.) или прикрыто каменной наброской, гравийной отсыпью либо защитным песчано-гравелистым слоем, величина предельно допускаемой на размыв скорости  $v_{\text{макс}}$  определяется по формулам, выбираемым в соответствии с круп-

ностью частиц грунта. Для неукрепленных русел эти скорости при ориентировочных расчетах можно определять:

при  $H/d \leq 600$  — по формуле Б. И. Студеничкова

$$v_{\max} = 1,15 \sqrt{g d_{\text{cp}}} (H/d_{\text{cp}})^{1/4} = 3,6 \sqrt[4]{H d_{\text{cp}}}; \quad (8.25)$$

при  $H/d > 600$  — по формуле А. М. Латышенкова

$$v_{\max} = 1,6 \sqrt{g d_{\text{cp}}} (H/d_{\text{cp}})^{1/4} = 5 d_{\text{cp}}^{0,3} H^{0,2}, \quad (8.26)$$

где  $d_{\text{cp}}$  — средний диаметр частиц грунта, м;  $H$  — глубина потока, м.

Неразмывающие скорости  $v_{\max}$  (м/с) для связных грунтов при гидравлическом радиусе канала  $R < 2$  м следующие:

супесь слабая	0,7—0,8
> уплотненная	1,0
суглинки легкие (в том числе лессовидные)	0,7—0,8
> средние	1,0
> плотные	1,1—1,2
глины мягкие	0,7
> нормальные	1,2—1,4
> плотные	1,5—1,8
грунты илистые	0,5

При гидравлическом радиусе  $R > 2$  м величину  $v_{\max}$ , приведенную выше, надо увеличить в  $(0,5R)^{0,125}$  раз ( $R$  — в м).

Наибольшие скорости  $v_{\max}$  (м/с) движения дождевых и допускаемых к спуску в водоемы производственных сточных вод в каналах при глубине потока от 0,4 до 1 м согласно СНиП 2.04.03—85 рекомендуются принимать следующими:

крепление бетонными плитами	4
известняки, песчаники средние	4
одерновка плашмя	1
> в стенку	1,6
мощение одиночное	2
> двойное	3—3,5

При глубине  $h < 0,4$  м значения скоростей, приведенные выше, следует уменьшать на 15%, а при глубине  $h > 1$  м — увеличивать на 25%.

Чтобы предотвратить быстрый износ труб от истирания их стенкой твердыми веществами, содержащимися в потоке, принимают: для металлических труб  $v_{\max} = 8$  м/с, а для неметаллических —  $v_{\max} = 4$  м/с.

Проверку размываемости дна или его каменного крепления для спокойных потоков можно выполнять по формуле

$$v_{\max} = 1,65 \sqrt{g d_{\text{cp}}} (H d_{10}/d_{\text{cp}}^2)^{0,25} \sqrt{1 + 3\rho^{1/3}}, \quad (8.27)$$

где  $d_{10}$  — наибольший диаметр отложений на дне, содержащихся в смеси не более 10%, м;  $\rho$  — величина мутности от руслоформирующих фракций, кг/м<sup>3</sup>;  $H$  — глубина потока, м;  $d_{\text{cp}}$  — средний диаметр, м.

При больших скоростях установившееся течение теряет устойчивость и возникают условия, при которых волны, возникшие в по-

токе в результате малого возмущения, при движении по каналу будут нарастать. Для устойчивости свободной поверхности потока должно быть обеспечено условие

$$\sqrt{\alpha/\text{Fr}_0} > 1 - \sqrt{\alpha} + N \omega_0 / (n h_0 B_0), \quad (8.28)$$

где  $\text{Fr}_0 = v_0^2 B_0 / (g \omega_0)$ ;  $n$  — показатель степени в законе сопротивления (3.6);  $N$  — показатель степени при модуле скорости в (8.53);  $\alpha$  — коэффициент кинетической энергии потока.

Т. Г. Войничем-Сяноженцем получен критерий начала аэрации по схеме обрушения неустойчивых волновых образований на свободной поверхности потока в виде:

$$\text{Fr}_a = v_a^2 / (g R) = 44 \sqrt{1 - i_0^2} / (1 + \sqrt{\lambda})^2. \quad (8.29)$$

При

$$\text{Fr} = v_a^2 / (g R) \geq 6,6 / (\Delta/R + 0,095) - 23,5 \quad (8.30)$$

поток в канале аэрируется и «разбухает», что приводит к увеличению глубины. Глубина аэрированного потока, согласно исследованиям Н. Б. Исаченко, может быть определена по формуле

$$h_a = h \left[ 1 + (0,035 + 0,83 \Delta/R) \sqrt{\text{Fr} - \frac{6,6}{\Delta/R + 0,095} + 23,5} \right], \quad (8.31)$$

где  $h$  — глубина неаэрированного потока;  $\Delta/R$  — относительная шероховатость канала;  $R$  — гидравлический радиус неаэрированного потока.

## 8.2. Критические глубины и уклоны

При расчете безнапорных потоков различают нормальную и критическую глубины. Глубину равномерного движения называют *нормальной глубиной* и обозначают  $h_0$ . Глубину потока, при которой удельная энергия сечения, определяемая по формуле (8.1), при данном расходе принимает минимальное значение, называют *критической глубиной* и обозначают  $h_{кр}$ . Критическую глубину можно рассматривать как такую глубину потока, которая при данной удельной энергии сечения отвечает максимуму расхода.

Уклон дна канала с равномерным режимом движения жидкости и нормальной глубиной, равной критической глубине, когда пропускается заданный расход  $Q$ , называется *критическим уклоном* ( $i_{кр}$ ).

Различают три состояния безнапорных потоков: бурное, спокойное и критическое.

*Бурным* называется такое состояние потока, при котором глубина его  $h < h_{кр}$ , а уклон дна  $i_0$  больше критического уклона  $i_{кр}$ ; при *спокойном* состоянии потока является *критическим*. Чтобы определить состояние потока в каналах, нужно знать величину критического уклона  $i_{кр}$ .

Для вычисления критической глубины  $h_{кр}$  при заданном расходе  $Q$  и при любой заданной форме русла может служить уравнение

$$\omega_{кр}^3/B_{кр} = \alpha Q^2/g; \quad (8.32)$$

здесь индексом «кр» отмечены параметры потока; соответствующие глубине  $h_{кр}$ .

Критическую глубину в трапецидальном канале согласно формуле

$$(b + m h_{кр})^3 h_{кр}^3 / (b + 2 m h_{кр}) = \alpha Q^2/g \quad (8.33)$$

можно определить с помощью специально построенных графиков, приведенных в работах [39, 94].

С точностью до 15% полагаем возможным критическую глубину в трапецидальном канале определять по формуле

$$h_{кр} = (b/2m) \left( \sqrt{a + c \sqrt{\frac{\alpha m^3 Q^2}{g b^5}}} - 1 \right); \quad (8.34)$$

здесь коэффициенты  $a=0,95$  или  $0,70$  и  $c=4,80$  или  $5,88$  соответственно при  $\sqrt[3]{\alpha m^3 Q^2 / g b^5} = 0,05 \div 0,45$  или  $0,4 \div 1,42$ .

$$\text{При } \sqrt[3]{\alpha m^3 Q^2 / (g b^5)} > 1,42$$

$$h_{кр} = (b/2m) \left[ \sqrt{1 + \left(64 \frac{\alpha m^3 Q^2}{g b^5}\right)^{1/5}} - 1 \right]. \quad (8.35)$$

При  $\sqrt[3]{\alpha m^3 Q^2 / (g b^5)} < 0,05$  можно использовать формулу для определения критической глубины в прямоугольном канале

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\alpha Q^2 / (g b^2)}, \quad (8.36)$$

а при  $\sqrt[3]{\alpha m^3 Q^2 / (g b^5)} > 233$  — в треугольном канале

$$h_{кр} = [2 \alpha Q^2 / (g m^2)]^{1/5}. \quad (8.37)$$

Критическая глубина в параболическом канале с параметрами, вычисляемыми по формулам (8.9)—(8.12), выражается уравнением

$$h_{кр} = [27 \alpha Q^2 / (64 g \rho_{пар})]^{1/4}. \quad (8.38)$$

Критические глубины для безнапорных потоков в трубах с достаточной для практики точностью могут быть определены по следующим формулам:

в трубах круглого сечения при  $0,0004 < \sqrt{\alpha/g} \cdot Q/d^{3/2} < 0,8$

$$h_{кр}/d = 1,023 (\sqrt{\alpha/g} \cdot Q/d^{3/2})^{0,511}; \quad (8.39)$$

в трубах оvoidального сечения при  $\sqrt{\alpha/g} \cdot Q/D^{3/2} < 1,3$

$$h_{кр}/H = 0,82 (\sqrt{\alpha/g} \cdot Q/D^{3/2})^{0,5} = (\alpha Q^2 / 2,2 g D^5)^{1/4}; \quad (8.40)$$

в трубах лоткового сечения при  $\sqrt{\alpha/g} \cdot Q/D^{5/2} < 0,54$

$$h_{кр}/H = 1,346 (\sqrt{\alpha/g} \cdot Q/D^{5/2})^{0,512} = (1,786 \sqrt{\alpha/g} \cdot Q/D^{5/2})^{0,512} \quad (8.41)$$

Для определения критического уклона может быть использована зависимость вида:

$$i_{кр} = g/\alpha C^2 \cdot \chi/B = (g n^2/\alpha) H^{-2y} f(h/H), \quad (8.42)$$

где  $n$  — коэффициент шероховатости;  $y$  — показатель степени в выражении (3.71);  $g$  — измеряется в м/с<sup>2</sup>, а  $H$  — в м; функция  $f(h/H)$  представлена на рис. 8.1.

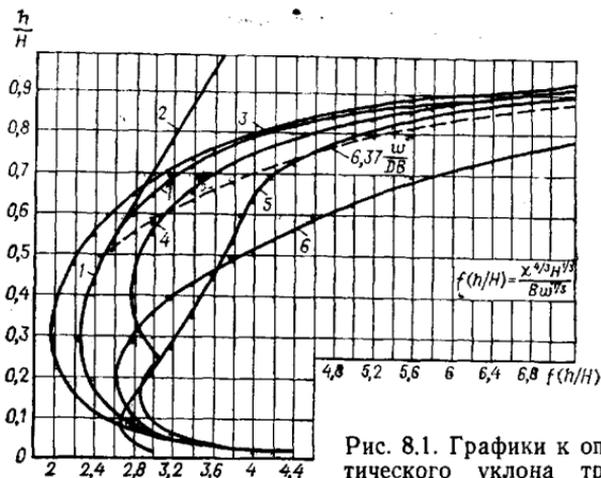


Рис. 8.1. Графики к определению критического уклона труб круглого и других сечений

1 — сечение круглое; 2 — то же, полукруглое; 3 — то же, лотковое; 4 — то же, банкетное; 5 — то же, оvoidальное; 6 — то же, обратноовoidальное  
Пунктирная линия соответствует условию (8.6)

### 8.3. Показательные зависимости

Модули расхода с достаточной для практики точностью выражают через глубину по показательному закону Б. А. Бахметева:

$$(K/K_1)^2 = (h/h_1)^x, \quad (8.43)$$

где  $h$  и  $h_1$  — две произвольные глубины в рассматриваемом поперечном сечении канала;  $K$  и  $K_1$  — модули расхода, отвечающие этим глубинам;  $x$  — гидравлический показатель русла:

$$x = (5B - 2Rd \chi/dh) \cdot 2h/3\omega; \quad (8.44)$$

для каналов:

весьма узких прямоугольных . . . . .	$x=2,0$
широких прямоугольных . . . . .	$x=3,4$
узких параболических . . . . .	$x=3,7$
широких параболических . . . . .	$x=4,4$
треугольных . . . . .	$x=5,4$

Показатель  $x$  для трапецидального канала может быть определен по формуле Р. Р. Чугаева:

$$x = \frac{10}{3} \cdot \frac{1 + 2 m h_{cp}/b}{1 + m h_{cp}/b} - \frac{8}{3} \cdot \frac{\sqrt{1+m^2}}{b/h_{cp} + 2 \sqrt{1+m^2}}. \quad (8.45)$$

Величину  $x$  можно вычислить также путем логарифмирования выражения (8.43):

$$x = \lg (K_1/K_2) / \lg (h_1/h_2). \quad (8.46)$$

Задаваясь для данного русла произвольными значениями глубин  $b_1$  и  $h_2$ , вычисляем для них модули расхода  $K_1$  и  $K_2$ , а затем по формуле (8.46) находим  $x$ .

Кроме условия (8.43), можно принять также

$$(K/K_1)^2 = (\omega/\omega_1)^z, \quad (8.47)$$

где  $z$  — гидравлический показатель площади:

$$z = \frac{10}{3} - \frac{4}{3} R \frac{d\chi}{d\omega} = \frac{10}{3} - \frac{4R}{3B} \cdot \frac{d\chi}{dh}. \quad (8.48)$$

Для трапецидального канала (рис. 8.2)

$$z = \frac{10}{3} - \frac{8}{3} \sqrt{1+m^2} \frac{h(b+mh)}{(b+3mh)(b+2h\sqrt{1+m^2})}. \quad (8.49)$$

Аналогично (8.43) и (8.47) М. А. Мостков предлагает связь между модулями расхода и удельной энергией сечения через энергетический показатель русла.

Для расчета потока в критическом состоянии может быть использована такая показательная зависимость:

$$(\omega^3/\omega_{кр}^3) (B_{кр}/B) = g \omega^3 / (\alpha Q^2 B) = (h/h_{кр})^y, \quad (8.50)$$

где  $y$  — показатель критического состояния потока:

$$y = [3B - \omega dB / (B dh)] h/\omega. \quad (8.51)$$

Для трапецидального канала

$$y = 3 \frac{1 + 2 m h/b}{1 + m h/b} - \frac{2}{2 + b/(mh)}. \quad (8.52)$$

Модули скорости можно выразить через глубину с помощью показателя степени  $N$ :

$$(\mathcal{W}/\mathcal{W}_1)^2 = (h/h_1)^N. \quad (8.53)$$

На рис. 8.2 построено семейство кривых зависимости  $x$ ,  $y$ ,  $z$  и  $N$  от  $h/b$ , а также от  $h/D$  для круглого сечения.

#### 8.4. Расчет каналов

При гидравлическом расчете каналов коэффициент откоса и шероховатость стенок можно считать известными. Задачи по определению расхода или уклона дна при заданных размерах живого

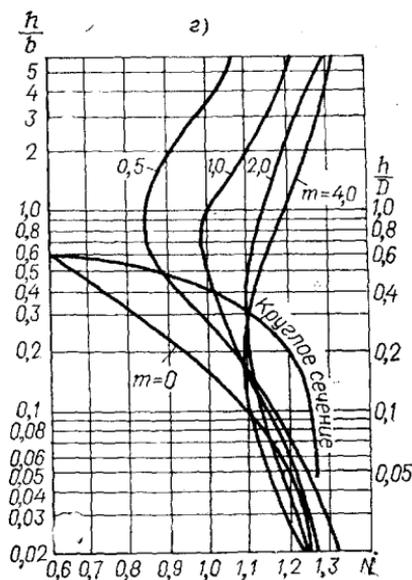
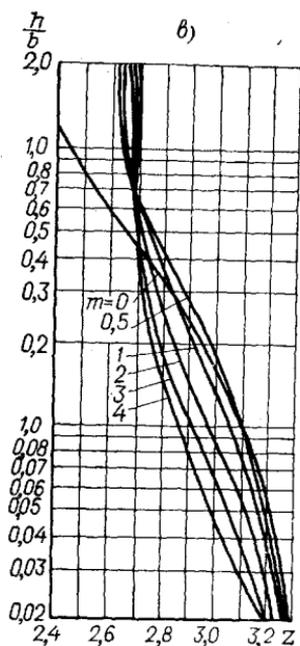
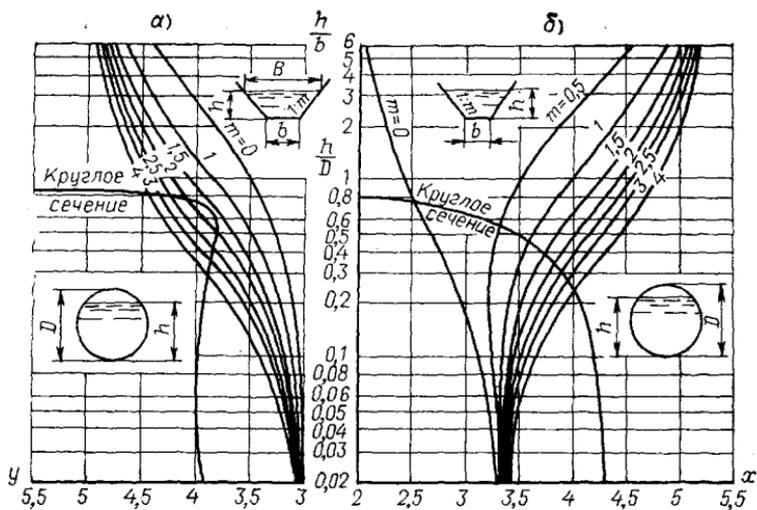


Рис. 8.2. Изменение показателей степеней  $x$ ,  $y$ ,  $z$  и  $N$  от степени наполнения трубы и трапецидального канала

$a$  — для показателя степени  $y$  в формуле (8.50);  $b$  — то же, для  $x$  в формуле (8.43);  $в$  — то же, для  $z$  в формуле (8.47);  $г$  — то же, для  $N$  в формуле (8.53)

Таблица 8.2. Рекомендуемые коэффициенты заложения откосов канала при  $h_{\text{отк}} < 10$  м

Грунт, слагающий ложе канала	Коэффициент $m$	
	подводных откосов	надводных откосов
Пески:		
пылеватые	3—3,5	2,5
мелкие, средние и крупные:		
рыхлые и средней плотности	2—2,5	2
плотные	1,5—2	1,5
Супеси	1,5—2	1,5
Суглинки, лёссы и глины:		
легкие и средние суглинки и лёссы	1,25—1,5	1—0,5
тяжелые суглинки и плотные глины	1—1,25	1,05
Гравийные и галечниковые грунты:		
рыхлые и средней плотности	1,25—1,5	1
плотные	1,25	1
Полускальные водостойкие грунты	0,5—1	0,5
Выветрившаяся скала	0,25—0,5	0,25
Невыветривающаяся скала	0,1—0,25	0,0

Примечание. Меньшие значения  $m$  относятся к откосам глубиной до 5 м, большие — от 5 до 10 м.

сечения потока легко решаются с помощью формул (8.2)—(8.5). Заложение откосов канала зависит главным образом от вида материала (табл. 8.2), а также от способа строительства, условий просачивания, климатических изменений, размеров канала и т. д.

Для различных видов одежды принимаются следующие коэффициенты заложения откосов:

из бетона и железобетона при отсутствии опалубки, сильно удорожающей строительные работы,  $m > 1,25$ ;

из пластичных грунтов — глинистых, суглинистых, торфяных и слюисто-торфяных  $m > 1,25$ ;

из каменной наброски или гравийной отсыпи и асфальтобетонной одежды  $m > 1,5$ .

Глубину наполнения трапецидального канала  $h$  (или ширину канала по дну  $b$ ) рекомендуется определять по такой схеме: вначале задаемся рядом значений скорости и последовательно вычисляем для каждого ее варианта величину модуля скорости  $W = v/\sqrt{i_0}$  и площадь живого сечения  $\omega = Q/v$ . Затем по рис. 8.3 для заданного коэффициента шероховатости находим значение гидравлического радиуса  $R$ , отвечающее полученному модулю скорости  $W$ . Далее вычисляем величины смоченного периметра  $\chi = \omega/R$  и глубины наполнения канала:

$$h = \chi / [2 (2 \sqrt{1+m^2} - m)] - \sqrt{\chi^2 / [4 (2 \sqrt{1+m^2} - m)^2] - \omega / (2 \sqrt{1+m^2} - m)}. \quad (8.54)$$

При соответствующих значениях  $\chi$  находим ширину канала по дну

$$b = \chi - 2 \sqrt{1+m^2} h. \quad (8.55)$$

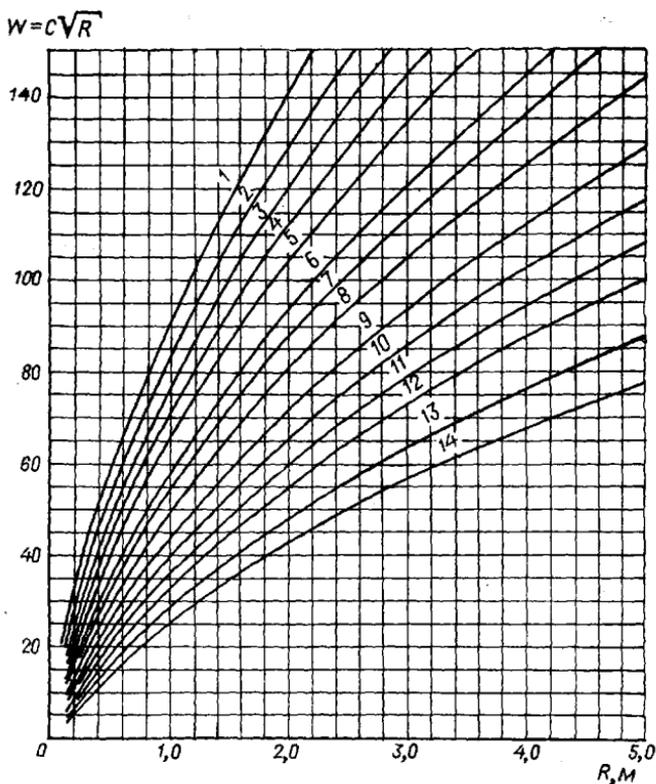


Рис. 8.3. График для определения модулей скорости  $W = c\sqrt{R}$ , подсчитанных по формулам Н. Н. Павловского

1 — при  $n = 0,011$ ; 2 —  $n = 0,012$ ; 3 —  $n = 0,013$ ; 4 —  $n = 0,014$ ; 5 —  $n = 0,015$ ; 6 —  $n = 0,017$ ; 7 —  $n = 0,018$ ; 8 —  $n = 0,02$ ; 9 —  $n = 0,0225$ ; 10 —  $n = 0,025$ ; 11 —  $n = 0,0275$ ; 12 —  $n = 0,03$ ; 13 —  $n = 0,035$ ; 14 —  $n = 0,04$

Полученные данные позволяют построить кривую  $b = f(h)$ , на которой заданному значению  $b$  или  $h$  соответствует искомая величина  $h$  или  $b$ .

Весьма эффективно определяется нормальная глубина на ЭВМ. Для этого основную зависимость (8.4) представим через искомую нормальную глубину:

$$h_0 = \left[ \frac{nQ}{V\bar{t}_0} \left( \frac{\beta + 2\sqrt{1+m^2}}{\beta + m} \right)^{0,5+\psi} \frac{1}{\beta + m} \right]^{1/(2,5+\psi)} \quad (8.56)$$

где  $\beta = b/h_0$  — относительная ширина канала по дну;  $\psi$  — показатель степени Н. Н. Павловского.

Глубина  $h_0$  находится методом итераций в такой последовательности:

1) задаются каким-нибудь значением  $h_{01}$ ;  
 2) определяют отношение  $\beta_1 = b/h_{01}$ ;  
 3) вычисляют  $h_{02}$  во втором приближении;  
 4) если  $|h_{02} - h_{01}| < \varepsilon$ , где  $\varepsilon$  — наперед заданная точность определения  $h_0$ , то расчет закончен; в противном случае вычисляют  $\beta_2 = b/h_{02}$  и расчет повторяют, начиная с п. 3. Расчет продолжают до тех пор, пока не будет удовлетворено неравенство  $(h_{0n+1} - h_{0n}) < \varepsilon$ ;

5) определив  $h_0$ , находят площадь живого сечения потока  $\omega_0 = bh_0 + mh_0^2$  и среднюю скорость  $v = Q/\omega_0$ .

Для определения глубины равномерного движения — нормальной глубины  $h_0$  воды в канале — может быть использован показательный закон Б. А. Бахметева (8.43).

Вычисляя величину  $K_0 = Q/\sqrt{i_0}$ , соответствующую нормальной глубине, и используя для одной из глубин  $h_1$  (или  $h_2$ ) величину  $K_1$  (или  $K_2$ ), из (8.43) после подстановки в него  $h_1$ ,  $K_1$  и  $K_0$  находим:

$$h_0 = h_1 (K_0/K_1)^{2/x}. \quad (8.57)$$

**Пример 1.** В канале шириной  $b = 1,5$  м, проложенном в суглинистом грунте с уклоном 0,0015, нужно пропустить расход воды  $Q = 5$  м<sup>3</sup>/с.

Требуется определить глубину потока.

Для суглинка  $n = 0,025$ ,  $m = 2,0$ . Зададимся двумя глубинами  $h_1 = 1$  м и  $h_2 = 2$  м и вычислим соответствующие  $K_1 = 92,2$  м<sup>3</sup>/с и  $K_2 = 452$  м<sup>3</sup>/с.

Глубину потока в этом случае можно определять по двум вариантам: или через гидравлический показатель  $x$ , или через показатель  $z$ .

В первом варианте по формуле (8.47) находим

$$x = \lg(92,2/452) / \lg(1/2) = 4,6.$$

Вычислим модуль расхода при нормальной глубине:

$$K_0 = Q/\sqrt{i_0}; \quad K_0 = 5,0/\sqrt{0,0015} = 129 \text{ м}^3/\text{с}.$$

По формуле (8.58) получим:

$$h_0 = 1 (129/92,2)^{2/4,6} = 1,16 \text{ м}.$$

По второму варианту из формулы (8.48) находим сначала показатель  $z$ :

$$z = 2 \lg(K_1/K_2) / \lg(\omega_1/\omega_2); \quad z = 2 \lg(452/92,2) / \lg(11/3,5) = 2,77,$$

а затем площадь сечения  $\omega_0$  при нормальной глубине через модуль расхода  $K_0$ :

$$\omega_0 (b + m h_0) = K_0 (K_0/K_1)^{2/z}; \quad (8.58)$$

$$\omega_0 = 3,5 (129/92,2)^{2/2,77} = 4,44 \text{ м}^2, \text{ откуда } h_0 = 1,16 \text{ м}.$$

С помощью закона (8.47) можно определять не только глубину, но и ширину  $b$  канала по дну.

Расчет лотков прямоугольного или трапецидального сечения для транспорта сточных вод следует производить по таблицам и графикам Н. Ф. Федорова. На основании данных этих таблиц построен график (рис. 8.4)  $h/b = f(Q/Q_b)$ , позволяющий при известной ширине  $b$  канала понизу и заданной глубине  $h$  или расходу  $Q$

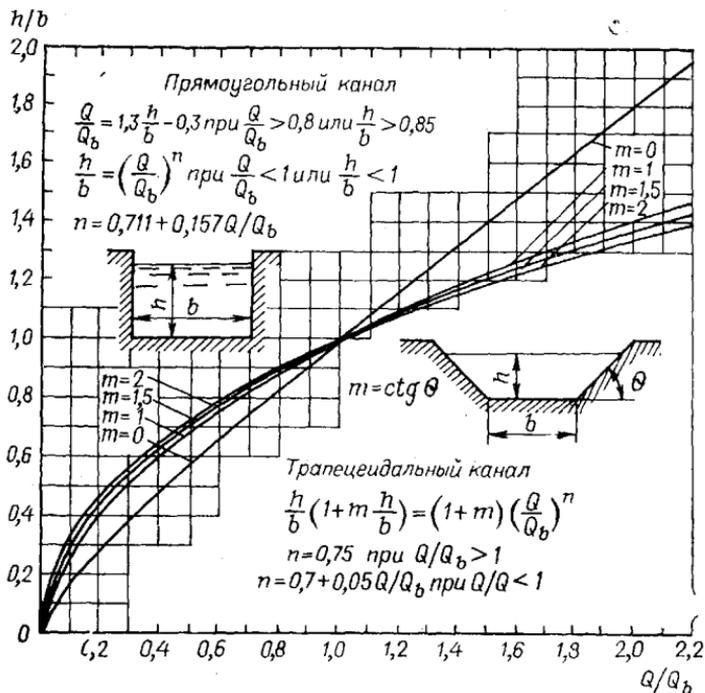


Рис. 8.4. Графики для расчета лотков прямоугольного или трапецидального сечения при пропуске по ним сточных вод

находить искомую величину  $Q$  или  $h$ . Здесь  $Q_b$  — расход потока при равномерном движении и глубине, равной ширине канала по дну (при  $h=b$ ), определяемый из формулы

$$i_0 = k Q_b^\alpha / b^\beta \quad (8.59)$$

Значения  $k$ ,  $\alpha$  и  $\beta$  при выражении  $Q$  в  $\text{м}^3/\text{с}$  и  $b$  — в  $\text{м}$  даны в табл. 8.3.

**Пример 2.** По бетонному каналу прямоугольного сечения шириной 2 м, уложенному с уклоном 0,008, протекает сточная жидкость при наполнении 0,5 м.

Требуется определить расход и скорость потока.

При  $b=2$  м расход  $Q_b=18880$  л/с. По данным рис. 8.4 при  $h/b=0,25$  отношение  $Q/Q_b=0,16$ , откуда

$$Q = 0,16 \cdot 18'880 = 3020 \text{ л/с;}$$

Таблица 8.3. Значения  $k$ ,  $\alpha$ ,  $\beta$ , входящих в выражение (8.59), для лотков трапецидального сечения

Коэффициент откоса $m$	Параметры					
	$k$	$\alpha$	$\beta$	$\omega_b/b^2$	$\chi_b/b$	$R_b/b$
0	0,000915	1,95	5,3	1,0	3,0	0,33
1,0	0,0001395	1,95	5,13	2,0	3,83	0,523
1,5	0,000073	1,95	5,16	2,5	4,6	0,544
2,0	0,0000444	1,95	5,13	3,0	5,47	0,548

$$v = Q/\omega; \quad v = 3,020/2 \cdot 0,5 = 3,02 \text{ м/с.}$$

Коэффициент шероховатости канала с различной шероховатостью по смоченному периметру может быть рассчитан по формуле Н. Н. Павловского:

$$n_{\text{пр}} = n_1 \sqrt{[1 + a_2 (n_2/n_1)^2] / (1 + a_2)}, \quad (8.60)$$

где  $a_2 = \chi_2/\chi_1$ ;  $\chi_1$  — часть смоченного периметра с коэффициентом шероховатости  $n_1$ ;  $\chi_2$  — часть периметра с коэффициентом шероховатости  $n_2$ .

Для эффективного рассеивания энергии по длине потока на каналах с большим уклоном дна (быстротоках) применяется усиленная искусственная шероховатость. Снабжая дно лотка, а в некоторых случаях и дно, и боковые стенки его препятствиями той или иной конструкции, можно в значительной степени уменьшить среднюю скорость потока. Водосборные каналы и лотки нередко зарастают. Зарастание каналов может рассматриваться, с одной стороны, как неблагоприятное явление, ухудшающее условия эксплуатации, а с другой стороны, — как полезное и желательное явление, предотвращающее их размыв.

Методика расчета каналов с усиленной искусственной шероховатостью и заросших каналов по аналогии с теорией фильтрации разработана Нгуен Таем [54].

### 8.5. Расчет безнапорных потоков в замкнутых трубах и канализационных коллекторах

Расчет канализационных труб удобнее всего производить по таблицам, приведенным в работах [39, 45], или графикам (рис. 8.5).

Расходы при полном заполнении коллекторов, рассчитанные по формуле Н. Ф. Федорова, можно определить из степенной зависимости

$$i_0 = k Q_{\text{п}}^n / H^m, \quad (8.61)$$

где  $i_0$  — уклон коллектора;  $H$  — вертикальный размер коллектора; значения  $k$ ,  $n$  и  $m$  даны в табл. 8.4.

При наполнениях  $a = h/H < 1,0$  расход составляет некоторую долю  $A$  от расхода при полном заполнении  $Q_{\text{п}}$  и данном уклоне, т. е.

$$A = Q/Q_{\text{п}}. \quad (8.62)$$

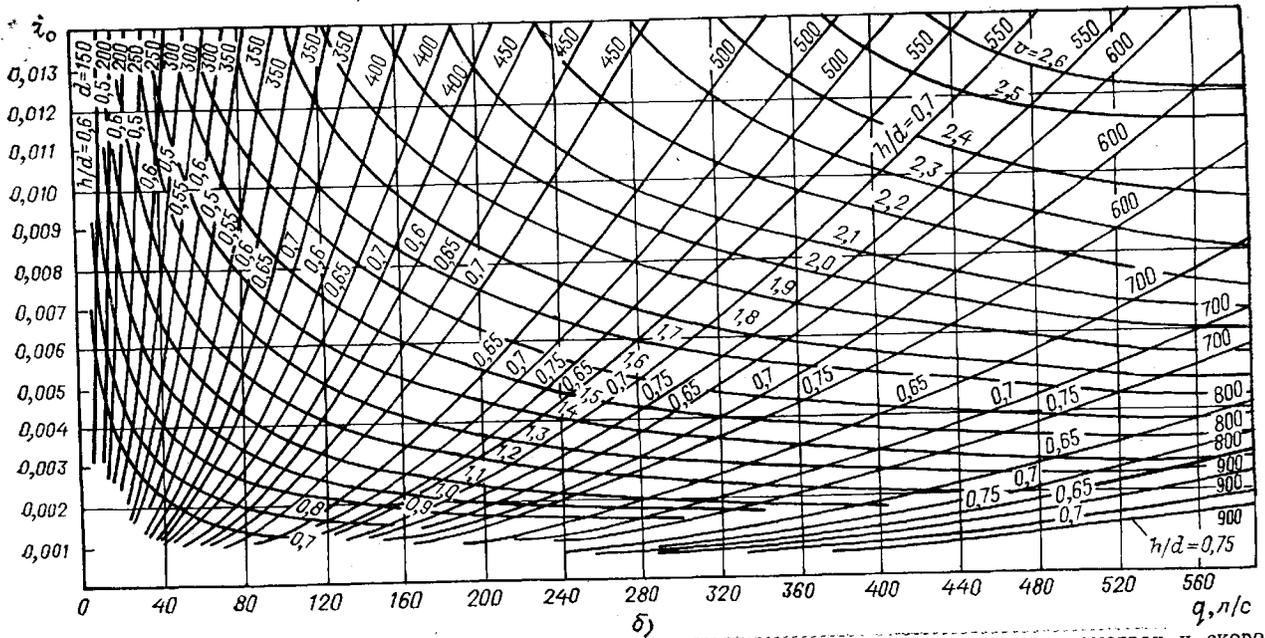
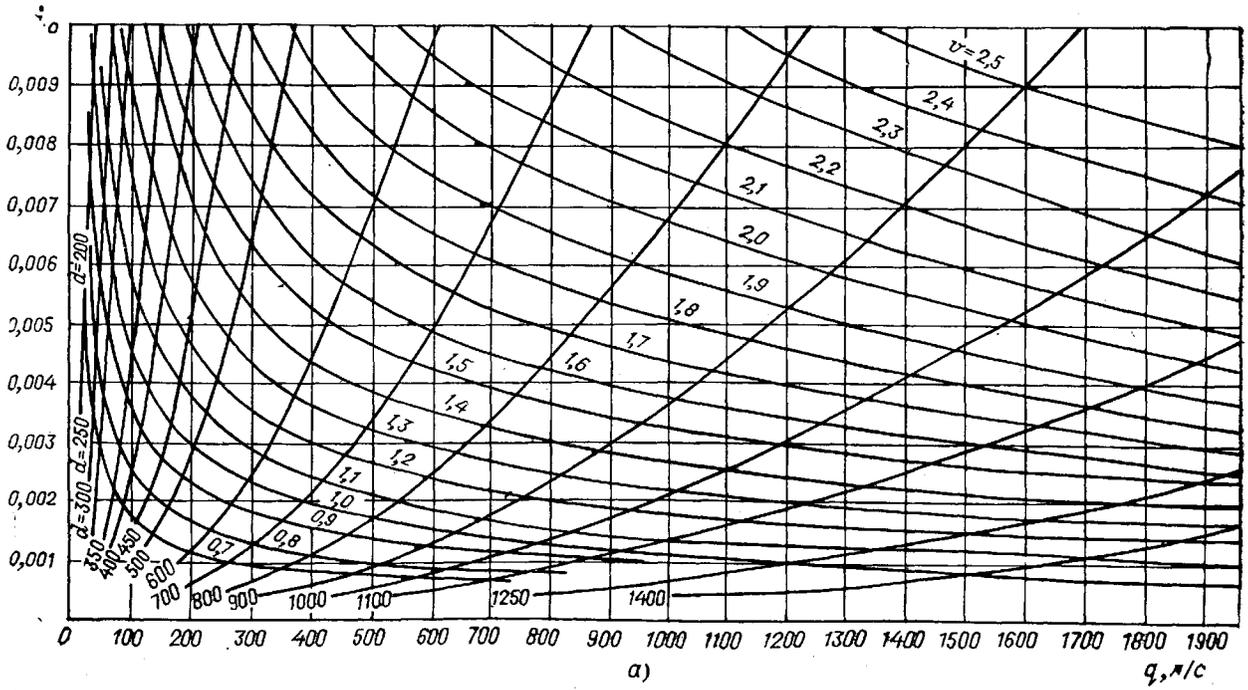


Рис. 8.5. Графики зависимости уклона канализационных труб от расхода при различных диаметрах и скоростях течения

а — при полном наполнении труб; б — то же, при различном  $h/d$

Таблица 8.4. Значения  $k$ ,  $n$  и  $m$ , входящих в (8.61), при  $Q_{\Pi}$  ( $\text{м}^3/\text{с}$ ),  $H$  ( $\text{м}$ ) для канализационных коллекторов

Сечение	Параметры					
	$k$	$n$	$m$	$\omega_{\Pi}/H^3$	$\chi_{\Pi}/H$	$R_{\Pi}/H$
Круглое $D \leq 0,6$ м	0,00179	1,92	5,2	0,785	3,14	0,25
» $D > 0,6$ м	0,00214	1,96	5,2	0,785	3,14	0,25
Лотковое	0,00101	1,94	5,19	1,205	4,14	0,291
Овоидальное	0,00705	1,94	5,2	0,51	2,843	0,191
Банкетное	0,00281	1,94	5,18	0,73	3,245	0,225
Обратноовоидальное	0,00675	1,92	5,15	0,508	2,65	0,192

Таблица 8.5. Значения  $\rho_1 - \rho_4$ , входящих в (8.63) и (8.64)

Сечение	Предел применения	$\rho_1$	$\rho_2$	Предел применения	$\rho_3$	$\rho_4$
Круглое при условии (8.5)	0,25—0,8	1,583	0,18	0,2—0,8	1,2	0,085
Круглое при условии (8.6)	0,23—0,83	1,33	0,15	0,2—0,8	1,2	0,085
Овоидальное	0,4—0,8	1,63	0,24	0,3—0,9	1,24	0,141
Банкетное	0,24—0,8	1,58	0,17	0,24—0,85	1,3	0,146
Обратноовоидальное	0,1—0,75	1,48	0,12	0,3—0,8	1,16	0,0276

При наполнениях, имеющих практическое значение, расход  $Q$  и площадь живого сечения  $\omega$  можно выразить простыми формулами:

$$Q/Q_{\Pi} = \rho_1 (a - \rho_2); \quad (8.63)$$

$$\omega/\omega_{\Pi} = \rho_3 (a - \rho_4). \quad (8.64)$$

Значения  $\rho_i$  и пределы их применения  $a'_{\text{пр}} < a < a''_{\text{пр}}$  даны в табл. 8.5.

**Пример 3.** Требуется определить уклон трубопровода  $i_0$  диаметром  $d=500$  мм и скорость движения сточной жидкости в нем  $v$  при расходе  $Q=200$  л/с и степени наполнения  $h/d=0,75$ .

Из условия (8.64) имеем:

$$Q_{\Pi} = 200 / [1,583 (0,75 - 0,18)] = 222 \text{ л/с};$$

$$i_0 = 0,00372 \text{ и } v_{\Pi} = 1,15 \text{ м/с.}$$

### 8.6. Местные сопротивления в безнапорных потоках

Необходимая величина перепада на повороте определяется по формуле

$$\Delta h = \zeta v_p^2 / (2g), \quad (8.65)$$

где  $v_p$  — скорость равномерного движения на участке коллектора перед поворотом;  $\zeta = \zeta_{90^\circ} \beta/90^\circ$  — коэффициент сопротивления при повороте на угол  $\beta < 90^\circ$ ;  $\zeta_{90^\circ}$  — коэффициент сопротивления при повороте на угол  $90^\circ$ , определяемый согласно исследованиям И. В. Сахарова по формуле

$$\zeta_{90^\circ} = a + b / (Fr_{0,5} + 0,1). \quad (8.66)$$

здесь значения  $a$  и  $b$  для различных отношений радиуса закругления (по оси лотка) к ширине лотка  $R_{II}/B$  и при различных степенях наполнения коллектора  $h/d$  даны на рис. 8.6;

$$Fr = v_p^2 / (g h_p); \quad (8.67)$$

$h_p$  — глубина равномерного движения на участке коллектора перед поворотом.

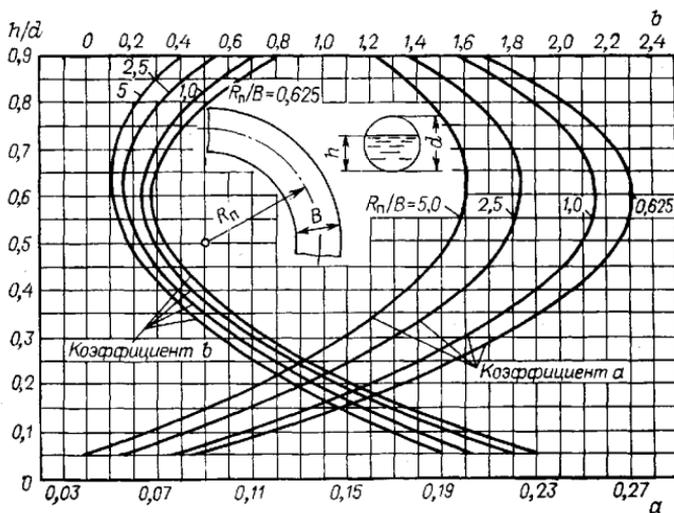


Рис. 8.6. Значения коэффициентов  $a$  и  $b$ , входящих в условие (8.66)

**Пример 4.** Дано:  $Q = 150$  л/с;  $i_0 = 0,0015$ ;  $d = 600$  мм.

Требуется определить  $\Delta h_{пов}$  для поворота потока на  $60^\circ$  при  $R_{II}/B = 1$ .

По зависимости (8.3) для  $h/d = 0,6$  отношение  $v/v_{II} = 1,07$ ;  $v_{II} = 0,91$  м/с, откуда  $v = 0,85$  м/с. По рис. 8.5 находим, что  $a = 0,255$ ,  $b = 0,241$ . Число Фруда  $Fr = 0,85^2 / (9,8 \cdot 0,36) = 0,205$ . Для угла поворота  $90^\circ$  коэффициент  $\zeta_{90^\circ} = 1,045$ , а для  $60^\circ$   $\zeta_{60^\circ} = \zeta_{90^\circ} \cdot 60/90 = 0,696$ , откуда  $\Delta h_{пов} = 0,696 \cdot 0,85^2 / 19,6 = 2,6$  см.

Коэффициент сопротивления при повороте потока на  $180^\circ$  в перегородчатой камере хлопьеобразования с горизонтальным движением воды примерно равен:  $\zeta_{180^\circ} = 3$ .

При присоединении притока  $Q_{пр}$  к потоку в основном коллекторе ( $Q_{ос}$ ) добавочный перепад лотка определяется по формуле (8.66). В случае присоединения притока к основному коллектору под углом  $90^\circ$  величина  $\zeta$  при  $Q_{пр}/Q_{см} < 0,9$  определяется согласно исследованиям И. В. Сахарова по формуле

$$\zeta_{90^\circ} = [2 + 2,1 / (Fr_{0,5} + 0,1)] [1 + Q_{пр} / (0,9 Q_{см})] Q_{пр} / (1,8 Q_{см}), \quad (8.68)$$

где  $Fr_{0,5} = v_{p,0,5}^2 / (g h_{p,0,5})$  — число Фруда для половинного наполнения

коллектора;  $v_{p0,5}$  и  $h_{p0,5}$  — соответственно скорость и глубина равномерного движения на участке коллектора перед присоединениями половинного наполнения;  $Q_{пр}$  — расход, поступающий по одному или двум притокам в основной коллектор;  $Q_{см}$  — суммарный расход потока в основном коллекторе перед притоками и притоков.

В случае присоединения притока к основному коллектору под углом  $45^\circ$ :

для спокойного потока

$$\zeta_{45^\circ} = 2 Q_{пр} / (9 Q_{см}) [2 + 2,1 / (Fr_{0,5} + 0,1)] (Fr_{0,5} + 1,5) \times \\ \times [1 - (1 - Fr_{0,5}) Q_{пр} / (0,9 Q_{см})]; \quad (8.69)$$

для бурного потока

$$\zeta_{45^\circ} = [2 + 2,1 / (Fr_{0,5} + 0,1)] [1 + (1 - 1 / Fr_{0,5}) Q_{пр} / (0,9 Q_{см})] \times \\ \times Q_{пр} / (1,8 Q_{см}). \quad (8.70)$$

**Пример 5.** Дано: расход потока в верхней части основного коллектора диаметром 300 мм  $Q_{ос} = 20,8$  л/с. Суммарный расход от двух притоков, подходящих с обеих сторон к главному коллектору под углом  $45^\circ$ ,  $Q_{пр} = 52,48$  л/с. Суммарный расход потока в основном коллекторе и притоков  $Q_{см} = 73,28$  л/с. Диаметры низовой части коллектора 400 мм, притоков — 250 и 300 мм. Уклон верхней части основного коллектора 0,003, а низовой — 0,0025. Требуется определить перепад лотка.

В данном случае  $Q_{пр} / Q_{см} = 0,716$ ; при  $i_0 = 0,003$  и  $d = 300$  мм для  $h/d = 0,5$  находим  $q = 24,9$  л/с и  $v = 0,7$  м/с; тогда

$$Fr_{0,5} = 0,7^2 / (9,8 \cdot 0,15) = 0,333 < 1;$$

следовательно, поток спокойный. По рис. 8.6  $\zeta_{45^\circ} = 0,937$  и  $\Delta h = 0,937 \cdot 0,7^2 / 19,6 = 2,2$  см.

В случае свободного падения струи притока в лоток основного коллектора

$$\zeta_{пер} = [b + a / (Fr_{0,5} + 0,1)] [1 + Q_{пр} / (0,9 Q_{см})] Q_{пр} / (1,8 Q_{см}), \quad (8.71)$$

где  $a$  и  $b$  — коэффициенты, зависящие от высоты свободного падения струи — высоты перепада:

$h_{пер}$ , см . . . . .	0	50	100	150	200	250
$a$ . . . . .	2,1	4,054	4,4	4,602	4,746	4,858
$b$ . . . . .	2,0	2,173	2,203	2,221	2,234	2,244

В случае притока при малом перепаде через отводной патрубок в направлении основного потока:

для спокойного потока

$$\zeta_{отв} = [2 + 2,1 / (Fr_{0,5} + 0,1)] (9 Fr_{0,5} + 1) \times \\ \times [1 - (1 - Fr_{0,5}) Q_{пр} / (0,9 Q_{см})] Q_{пр} / (1,8 Q_{см}); \quad (8.72)$$

для бурного потока потока действительна формула (8.71). На рис. 8.7 даны графики, построенные по (8.69) и (8.72).

По В. Н. Козину, перепад лотков при слиянии потоков в колодце следует назначать равным разности между глубиной  $h_{\Pi}$ , образующейся в подводящем и боковых коллекторах перед слиянием потоков, и глубиной равномерного движения  $h_0$ :

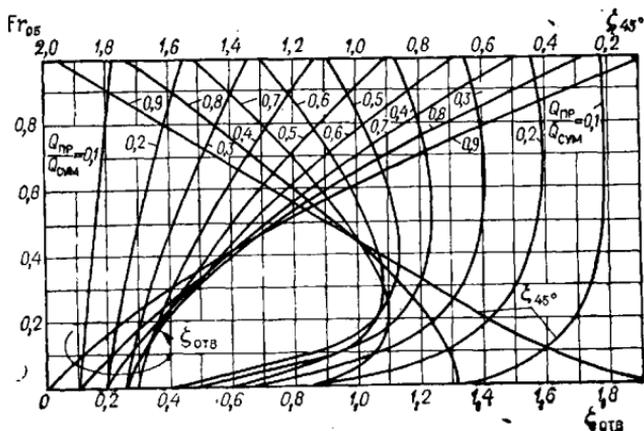


Рис. 8.7. Значения коэффициента сопротивления  $\zeta_{45}$  при притоке к основному коллектору под углом  $45^\circ$  по формуле (8.69) и коэффициента  $\zeta_{отв}$  при подведении струи притока в виде малого перепада патрубком в направлении основного потока

*Кривые — справа, их значения — сверху*

для перепада прямой части лотка

$$\Delta h_{\text{пр}} = h_{\Pi} - h_{0 \text{ пр}}, \quad (8.73)$$

для перепада бокового лотка

$$\Delta h_6 = h_{\Pi} - h_{0 \text{ б}}. \quad (8.74)$$

Приблизленно глубину в месте слияния потоков  $h_{\Pi}$  можно принять:

$$h_{\Pi} = k_c h_c, \quad (8.75)$$

где  $h_c$  — глубина в начале отводящего коллектора;  $k_c$  — коэффициент слияния, зависящий от угла присоединения  $\theta$ :

$$\theta \leq 45^\circ \qquad \theta = 60-90^\circ$$

При слиянии:

двух потоков . . . . .	1,34	1,38
трех потоков . . . . .	1,43	1,47

Перепад давления при напорном движении в коллекторах до колодца и после него в результате гидравлического сопротивления колодца может быть выражен, согласно исследованиям А. М. Курганова и А. Н. Шарыгиной, по следующим формулам.

$$\Delta p / \gamma = (p_{\text{н}} - p_{\text{к}}) / \gamma = \zeta v_{\text{отв}}^2 / (2g), \quad (8.76)$$

где

для поворотных колодцев  $\xi_{пов} = 2$ ;

для линейных колодцев диаметром  $D$

$$\xi_{л} = 0,25 + 0,06 D/d; \quad (8.77)$$

для узловых колодцев, в которых к прямолинейному потоку с расходом  $Q_1$  присоединяется боковой расход  $Q_6$ .

$$\xi_{у} = 2 - (2 - \xi_{л}) (Q_1/Q_6)^2; \quad (8.78)$$

для узлового колодца с притоком воды  $Q_{пр}$  сверху

$$\xi_{у} = 2(Q_{пр}/Q_6)(2 - Q_{пр}/Q_6) + \xi_{л}(1 - Q_{пр}/Q_6)^2 \approx \xi_{л} + 2,08 Q_{пр}/Q_6; \quad (8.79)$$

здесь  $Q_6 = Q_1 + Q_6$  или  $Q_6 = Q_1 + Q_{пр}$ ;  $v_{отв}$  — средняя скорость в отводящем коллекторе после колодца.

## Глава девятая

### ВОДОСЛИВЫ, ЛИВНЕСБРОСЫ И ВЫПУСКИ

#### 9.1. Основные типы водосливов и формы струи

*Водосливом* называют безнапорное отверстие (вырез в стенке), через которое протекает жидкость. В зависимости от геометрической формы отверстия различают водосливы: прямоугольные; треугольные; трапециевидные; круговые; параболические; с наклонным гребнем и т. д. По очертанию водосливной стенки в плане различают:

водосливы с прямолинейным в плане гребнем: нормальные, или лобовые; косые; боковые;

водосливы с непрямолинейным в плане гребнем: полигональные (ломаные); криволинейные; замкнутые, в частности кольцевые.

Превышение горизонта воды над гребнем водосливной стенки в сечении верхнего бьефа  $bb$  (рис. 9.1), в котором начинается спад свободной поверхности, обусловленный истечением воды через водослив, представляет собой геометрический напор  $H$  на водосливе. Сечение  $bb$  обычно принимают на расстоянии  $l_b \approx (3 \div 5)H$  от верховой грани водосливной стенки. В зависимости от толщины  $\delta$  ее поперечного сечения различают:

водосливы с тонкой стенкой, когда

$$\delta \leq (0,1 \div 0,5) H; \quad (9.1)$$

водосливы с широким порогом, когда

$$2H \leq \delta \leq 8H; \quad (9.2)$$

водосливы со стенкой практического профиля; к ним относятся все водосливы, не удовлетворяющие условиям (9.1) и (9.2).

Если уровень воды в нижнем бьефе влияет на условия истечения через водослив, то последний считают подтопленным; если же нижний бьеф не влияет на истечение, то истечение является свободным (неподтопленным).

При истечении через водослив с тонкой стенкой в случае обеспечения подачи воздуха под струю, т. е. когда давление под струей  $p = p_{ат}$ , образуется свободная струя. В табл. 9.1 приведены значения

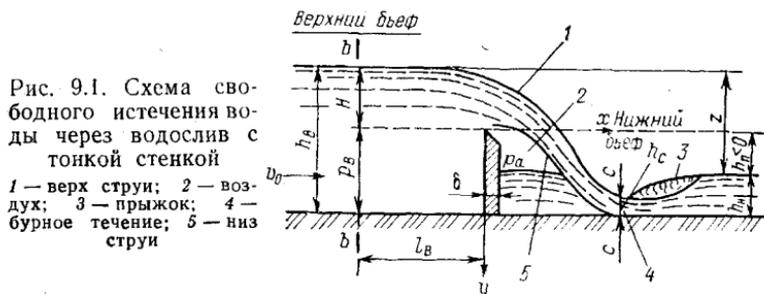


Рис. 9.1. Схема свободного истечения воды через водослив с тонкой стенкой

1 — верх струи; 2 — воздух; 3 — прыжок; 4 — бурное течение; 5 — низ струи

координат  $x$  и  $y$  (рис. 9.1) верхней и нижней ее поверхностей при напоре  $H=1$  (для любых размерностей). При построении профиля свободной струи при ином напоре все числа таблицы надо умножить на величину этого напора.

Если доступ воздуха под струю невозможен и водослив не имеет бокового сжатия, то струя увлекает (отсасывает) воздух из-под струи и под ней создается вакуум ( $p < p_{ат}$ ). Уровень воды под струей поднимается, и она несколько прижимается к водосливной стенке.

Таблица 9.1. Значения  $x$  и  $y$  профиля свободной струи при  $H=1$  (при любых размерностях)

$x$	$y$		$x$	$y$		$x$	$y$	
	Низ струи	Верх струи		Низ струи	Верх струи		Низ струи	Верх струи
-3,0	—	-0,997	0,35	-0,106	-0,744	1,1	0,29	-0,27
-2,0	—	-0,987	0,40	-0,097	-0,724	1,2	0,38	-0,18
-1,5	—	-0,980	0,45	-0,085	-0,703	1,3	0,47	-0,08
-1,0	—	-0,963	0,50	-0,071	-0,680	1,4	0,58	+0,03
-0,75	—	-0,951	0,55	-0,054	-0,654	1,5	0,69	0,14
-0,5	—	-0,932	0,60	-0,035	-0,627	1,6	0,82	0,27
-0,25	—	-0,896	0,65	-0,013	-0,599	1,7	0,95	0,41
0,0	0,0	-0,851	0,70	+0,009	-0,569	1,8	1,09	0,55
0,05	-0,059	-0,839	0,75	0,035	-0,538	1,9	1,25	0,70
0,10	-0,085	-0,826	0,80	0,063	-0,506	2,0	1,41	0,87
0,15	-0,101	-0,811	0,85	0,094	-0,472	2,25	1,84	1,30
0,20	-0,169	-0,785	0,90	0,129	-0,436	2,50	2,34	1,80
0,25	-0,112	-0,779	0,95	0,165	-0,398	2,75	2,86	-2,32
0,30	-0,111	-0,762	1,00	0,202	0,357	3,00	3,40	2,86

При  $p_B/H > 2,5$  и  $z/p_B > 0,75$  ( $p_B$  — высота стенки водослива;  $z$  — перепад уровней на водосливе) образуется поджатая, не подтопленная снизу струя.

Из-за прорывов воздуха под струю положение ее неустойчиво. При  $p_B/H < 2,5$  и  $z/p_B > 0,75$  все пространство под струей заполнено водой; струя называется поджатой, подтопленной снизу, а прыжок за водосливом — отогнанным. Расход в этом случае увеличивается по сравнению с расходом для свободной струи в  $\sigma'$  раз:

$$\sigma' = 0,845 + 0,176 p_B/H - 0,016 (p_B/H)^2. \quad (9.3)$$

При  $p_B/H < 2,5$  и  $z/p < 0,75$  струя будет отжатой, подтопленной снизу, но прыжок надвинут на водослив. Расход будет больше расхода для свободной струи в  $\sigma''$  раз:

$$\sigma'' = 0,88 + 0,2 \frac{z - 0,05 p_B}{H} - 0,02 \left( \frac{z - 0,05 p_B}{H} \right)^2. \quad (9.4)$$

При малых напорах ( $H < 1$  см) струя как бы прилипает к стенке водослива, однако такое движение неустойчиво. Расход прилипшей струи на 20—25% больше расхода свободной струи.

Когда горизонт нижнего бьефа непосредственно водосливной стенки выше ее гребня, то при  $z/p_B > 0,3$  струя после водослива падает на дно нижнего бьефа и создается донный режим; при  $z/p_B \leq 0,15$  устанавливается поверхностный режим.

## 9.2. Расчет нормальных водосливов

Расчет всех нормальных прямоугольных водосливов производится по формуле

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (9.5)$$

или

$$Q = m b \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (9.6)$$

где  $b$  — ширина водослива;  $H_0 = H + \alpha v_0^2 / (2g)$  — напор с учетом скорости подхода;  $v_0$  — скорость подхода, т. е. средняя скорость в верхнем бьефе перед водосливом;  $m$  — коэффициент расхода водослива;  $m_0$  — коэффициент расхода водослива с учетом скорости подхода.

Для водослива с вертикальной тонкой стенкой коэффициенты расхода могут быть найдены по эмпирической формуле А. В. Теплова:

$$m_{0H} = [0,373 + 0,032 b/B + 1/(2,7H + 10)] \times \\ \times [1 + 0,53 (bH)^2 / (B^2 (H + p_B)^2)], \quad (9.7)$$

где  $B$  — ширина прямоугольного подводящего канала. Напор  $H$  в знаменателе третьего члена первого множителя подставляется в сантиметрах.

Если горизонт воды нижнего бьефа выше гребня водослива на величину  $h_{\Pi}$  ( $h_{\Pi}$  — высота подтопления водослива) и  $z/p_B < (z/p_B)_{кр}$ ,

то водослив с тонкой стенкой следует рассчитывать как затопленный, т. е.

$$m_0 = \sigma_{\Pi} m_{0H}, \quad (9.8)$$

где коэффициент подтопления  $\delta_{\Pi}$  находится по эмпирической формуле Базена:

$$\sigma_{\Pi} = 1,05 (1 + 0,2 h_{\Pi}/p_H) \sqrt[3]{z/H}. \quad (9.9)$$

Критические значения отношения  $(z/p_H)_{кр}$  зависят от отношения  $H/p_H$  (здесь  $p_H$  — высота стенки водослива со стороны нижнего бьефа):

$H/p_H$ . . . . .	0	0,25	0,5	0,75	1,0	
$(z/p_H)_{кр}$ . . . . .	1,0	0,8	0,73	0,69	0,67	
$H/p_H$ . . . . .	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0
$(z/p_H)_{кр}$ . . . . .	0,67	0,68	0,69	0,71	0,76	0,85

Наклон водосливной стенки вперед увеличивает, а наклон назад уменьшает коэффициент расхода или расход в  $k$  раз. Значения этого поправочного множителя к коэффициенту расхода при наклоне тонкой стенки на угол  $\theta$  от вертикали следующие:

$\text{tg } \theta$ . . . . .	1/3	2/3	1,0	2	4	5
$k$ для стенки с наклоном вперед . . . . .	1,05	1,09	1,11	1,13	1,10	1,09
$k$ для стенки с наклоном назад . . . . .	0,96	0,93	0,91	—	—	—

Водослив с криволинейным профилем, построенным по форме свободной струи с некоторым расширением для обеспечения безотрывного обтекания водосливной стенки по нижеприведенным координатам, называется водосливом практического профиля Кригера — Офицера. Координаты для построения криволинейного профиля (рис. 9.2) безвакуумного водослива для напора  $H=1$  следующие:

$x$ . . . . .	0	0,1	0,2	0,3	0,4
$y$ . . . . .	0,126	0,036	0,007	0,0	0,006
$x$ . . . . .	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
$y$ . . . . .	0,321	0,394	0,475	0,564	0,661
$x$ . . . . .	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
$y$ . . . . .	1,369	1,508	1,653	1,894	1,960

При  $p_b/H > 2,5$  и  $z/p_b > 0,75$  ( $p_b$  — высота стенки водослива;  $z$  — перепад уровней на водосливе) образуется поджатая, не подтопленная снизу струя.

Из-за прорывов воздуха под струю положение ее неустойчиво. При  $p_b/H < 2,5$  и  $z/p_b > 0,75$  все пространство под струей заполнено водой; струя называется поджатой, подтопленной снизу, а прыжок за водосливом — отогнанным. Расход в этом случае увеличивается по сравнению с расходом для свободной струи в  $\sigma'$  раз:

$$\sigma' = 0,845 + 0,176 p_b/H - 0,016 (p_b/H)^2. \quad (9.3)$$

При  $p_b/H < 2,5$  и  $z/p < 0,75$  струя будет отжатой, подтопленной снизу, но прыжок надвинут на водослив. Расход будет больше расхода для свободной струи в  $\sigma''$  раз:

$$\sigma'' = 0,88 + 0,2 \frac{z - 0,05 p_b}{H} - 0,02 \left( \frac{z - 0,05 p_b}{H} \right)^2. \quad (9.4)$$

При малых напорах ( $H < 1$  см) струя как бы прилипает к стенке водослива, однако такое движение неустойчиво. Расход прилипшей струи на 20—25% больше расхода свободной струи.

Когда горизонт нижнего бьефа непосредственно водосливной стенки выше ее гребня, то при  $z/p_b > 0,3$  струя после водослива падает на дно нижнего бьефа и создается донный режим; при  $z/p_b \leq 0,15$  устанавливается поверхностный режим.

## 9.2. Расчет нормальных водосливов

Расчет всех нормальных прямоугольных водосливов производится по формуле

$$Q = m_0 b \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (9.5)$$

или

$$Q = m b \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (9.6)$$

где  $b$  — ширина водослива;  $H_0 = H + a v^2 / (2g)$  — напор с учетом скорости подхода;  $v_0$  — скорость подхода, т. е. средняя скорость в верхнем бьефе перед водосливом;  $m$  — коэффициент расхода водослива;  $m_0$  — коэффициент расхода водослива с учетом скорости подхода.

Для водослива с вертикальной тонкой стенкой коэффициенты расхода могут быть найдены по эмпирической формуле А. В. Теплового:

$$m_{0H} = [0,373 + 0,032 b/B + 1/(2,7H + 10)] \times \\ \times [1 + 0,53 (bH)^2 / (B^2 (H + p_b)^2)], \quad (9.7)$$

где  $B$  — ширина прямоугольного подводящего канала. Напор  $H$  в знаменателе третьего члена первого множителя подставляется в сантиметрах.

Если горизонт воды нижнего бьефа выше гребня водослива на величину  $h_{\text{п}}$  ( $h_{\text{п}}$  — высота подтопления водослива) и  $z/p_b < (z/p_b)_{\text{кр}}$ ,

то водослив с тонкой стенкой следует рассчитывать как затопленный, т. е.

$$m_0 = \sigma_{\Pi} m_{0H}, \quad (9.8)$$

где коэффициент подтопления  $\delta_{\Pi}$  находится по эмпирической формуле Базена:

$$\sigma_{\Pi} = 1,05 (1 + 0,2 h_{\Pi}/p_H) \sqrt[3]{z/H}. \quad (9.9)$$

Критические значения отношения  $(z/p_H)_{кр}$  зависят от отношения  $H/p_H$  (здесь  $p_H$  — высота стенки водослива со стороны нижнего бьефа):

$H/p_H$ . . . . .	0	0,25	0,5	0,75	1,0	
$(z/p_H)_{кр}$ . . . . .	1,0	0,8	0,73	0,69	0,67	
$H/p_H$ . . . . .	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0
$(z/p_H)_{кр}$ . . . . .	0,67	0,68	0,69	0,71	0,76	0,85

Наклон водосливной стенки вперед увеличивает, а наклон назад уменьшает коэффициент расхода или расход в  $k$  раз. Значения этого поправочного множителя к коэффициенту расхода при наклоне тонкой стенки на угол  $\theta$  от вертикали следующие:

$tg \theta$ . . . . .	1/3	2/3	1,0	2	4	5
$k$ для стенки с наклоном вперед . . . . .	1,05	1,09	1,11	1,13	1,10	1,09
$k$ для стенки с наклоном назад . . . . .	0,96	0,93	0,91	—	—	—

Водослив с криволинейным профилем, построенным по форме свободной струи с некоторым расширением для обеспечения безотрывного обтекания водосливной стенки по нижеприведенным координатам, называется водосливом практического профиля Кригера — Офицерова. Координаты для построения криволинейного профиля (рис. 9.2) безвакуумного водослива для напора  $H=1$  следующие:

$x$ . . . . .	0	0,1	0,2	0,3	0,4
$y$ . . . . .	0,126	0,036	0,007	0,0	0,006
$x$ . . . . .	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
$y$ . . . . .	0,321	0,394	0,475	0,564	0,661
$x$ . . . . .	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
$y$ . . . . .	1,369	1,508	1,653	1,894	1,960

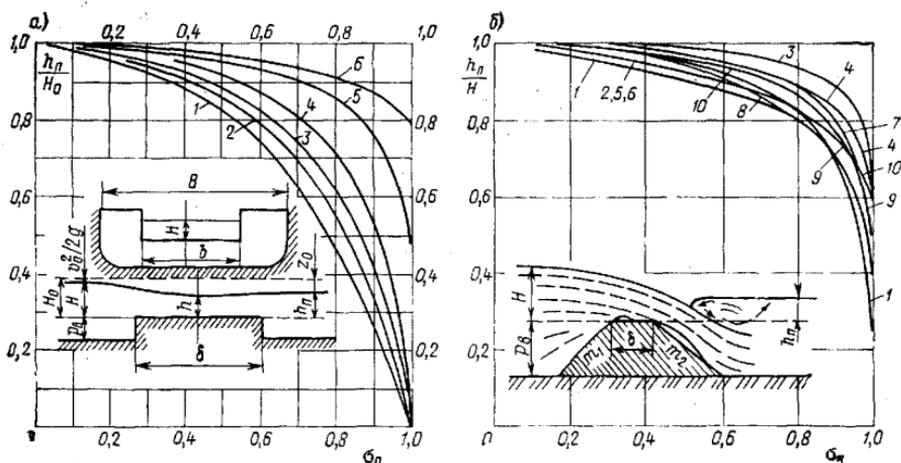


Рис. 9.2. Графики для определения коэффициента подтопления  
 а — для различных водосливов; 1 — вакуумного; 2 — трапецидального (Чиполетти) с  $p_B > 3h$ ; 3 — с параболической формой отверстия; 4 — трапецидального с  $p_B = 0$ ; 5 — практического профиля Кригера — Офицера; 6 — с широким порогом; б — для водосливов трапецидального профиля; кривые 1—4 соответствуют водосливам с  $m_1 = m_2 = 0$ ; 1; 2; 3; кривые 5—7 — с  $m_1 = 1$ ; 2; 3;  $m_2 = 0$ ; кривые 8—10 — с  $m_1 = 0$ ;  $m_2 = 1$ ; 2; 3

x	3,1	3,2	3,3	3,4	3,5	
y	3,013	3,207	3,405	3,609	3,818	
x	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
y	0,027	0,06	0,10	0,146	0,198	0,256
x	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	
y	0,764	0,873	0,987	1,108	1,235	
x	2,6	2,7	2,8	2,9	3,0	
y	2,122	2,289	2,462	2,64	2,824	
x	3,6	3,7	3,8	3,9	4,0	
y	4,031	4,249	4,471	4,698	4,93	

Напор  $H_{\text{проф}}$ , исходя из которого строится основная криволинейная часть водосливного профиля по координатам, вычисленным путем умножения вышеприведенных координат на  $H_{\text{проф}}$ , называется профилирующим. Коэффициент расхода водослива с таким профилем и вертикальной напорной стенкой может быть выражен в виде:

$$m_n = [0,49 (H_0/H_{\text{проф}})]^{1/4}, \quad (9.10)$$

а коэффициент расхода затопленного водослива:

$$m_3 = m_n \sigma_n; \quad (9.11)$$

коэффициент подтопления  $\sigma_n$  можно принимать по кривой 5 на рис. 9.2, построенной по данным А. С. Цыпляева.

Для безвакуумных водосливов практического профиля условия подтопления те же, что и для водослива с тонкой стенкой:

$$z < H \text{ и } z/\rho_n < (z/\rho_n)_{\text{кр}}. \quad (9.12)$$

Значение критического отношения перепадов  $z$  свободной поверхности потока к высоте плотины  $\rho_n$ , измеренной в нижнем бьефе, можно взять по табл. 9.2 в зависимости от коэффициентов расхода  $m_n$ .

Согласно исследованиям Н. П. Розанова наилучшим вакуумным профилем является профиль с эллиптическим очертанием оголовка при соотношении осей эллипса равном 2—3. Коэффициент расхода для вакуумных профилей в среднем составляет:  $m_n = 0,55 \div 0,57$ .

Максимальное значение вакуума под струей

$$h_{\text{вак}} = (1,3 \div 1,6) H_0. \quad (9.13)$$

Условия подтопления таких водосливов следующие:

$$z \leq 1,15 H \text{ и } z/\rho_n < (z/\rho_n). \quad (9.14)$$

Значения коэффициента подтопления, входящие в формулу (9.11), представлены кривой 1 на рис. 9.2, а.

Расход через незатопленный водослив с широким порогом и прямоугольным входным ребром определяется по зависимости (9.6), а коэффициент расхода — по формуле

$$m_n = 0,32 + 0,065 \sigma, \quad (9.15)$$

где  $\sigma = \omega/\Omega$ ;  $\omega = Hb$  — площадь входного сечения потока при напоре  $H$ ;  $\Omega = (H + \rho_B) B$  — площадь потока перед водосливом.

Глубину  $h$  на пороге водослива можно найти из уравнения

$$Q = \varphi h b \sqrt{2g(H_0 - h)} \quad (9.16)$$

или по формуле

$$h = k H_0, \quad (9.17)$$

причем значения  $\varphi$  и  $k$  берутся в зависимости от величины  $m_n$ :

$m_n$ . . . . .	0,30	0,32	0,34	0,36	0,38
$\varphi$ . . . . .	0,943	0,956	0,97	0,983	0,996
$k$ . . . . .	0,415	0,45	0,49	0,537	0,612

По А. Р. Березинскому, водослив с широким порогом становится подтопленным при  $h_n/H_0 \geq 0,8$ , причем коэффициент подтопления определяется по кривой 6 на рис. 9.2, а.

Влияние бокового сжатия учитывается введением в основную формулу расхода (9.6) коэффициента сжатия; в этом случае расход определяют по формулам:

$$Q = m \varepsilon b \sqrt{2g} H_0^{3/2}; \quad (9.18)$$

$$Q = m b_{сж} \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (9.19)$$

где  $\varepsilon$  — коэффициент бокового сжатия, зависящий от условий входа;  $b_{сж} = \varepsilon b$  — «эффективная» ширина водослива.

Коэффициент  $\varepsilon$  при  $H < b$  часто определяют по формуле

$$\varepsilon = 1 - 0,1 n \xi H_0/b, \quad (9.20)$$

а  $b_{сж}$  — соответственно по формуле

$$b_{сж} = b - 0,1 n \xi H_0, \quad (9.21a)$$

где  $\xi$  — коэффициент формы береговых устоев водослива при входе или формы оголовков промежуточных быков, принимаемый равным 1 для входной грани с углом  $90^\circ$  и 0,7 для скошенной под углом  $45^\circ$  или закругленной по радиусу;  $n$  — число боковых сжатий.

При  $H_0 > b$ , по Н. П. Павловскому:

$$b_{сж} = (1 - 0,1 \xi n) b. \quad (9.21б)$$

При делении водослива на отдельные небольшие пролеты промежуточными стойками принимают  $\varepsilon = 0,85 \div 0,95$ .

Влияние тонких бычков или стоек на водосливе с широким порогом Е. А. Чугуева предлагает учитывать дополнительным местным сопротивлением стоек согласно условию (3.126).

Для водосливов трапецеидального профиля с относительной шириной порога  $\delta/H = 0,5 \div 1,9$  коэффициент расхода (без подвода воздуха под ниспадающую струю) может быть выражен в виде:

$$m_H = (H/\delta)/(a + bH/\delta), \quad (9.22)$$

где

	$a$	$b$
для низких водосливов . . . . .	0,426	2,08
> средних > . . . . .	0,510	2,04
> высоких > . . . . .	0,508	2,12

Коэффициент подтопления принят по графику на рис. 9.2, б.

Таблица 9.2. Значения критического отношения перепадов ( $z/p_H$ ) кр от отношения  $H/p_H$   $m_H$

$m_H$	Отношения $H/p_H$								
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,75	1,0	1,5	2,0
0,35	0,92	0,87	0,85	0,84	0,84	0,86	0,87	0,94	1,04
0,37	0,91	0,85	0,83	0,82	0,81	0,80	0,82	0,88	0,97
0,40	0,89	0,84	0,81	0,79	0,77	0,75	0,75	0,80	0,86
0,42	0,89	0,84	0,80	0,78	0,76	0,73	0,73	0,76	0,82
0,46	0,88	0,82	0,78	0,76	0,74	0,71	0,70	0,73	0,79
0,48	0,86	0,80	0,76	0,74	0,71	0,68	0,67	0,70	0,78

### 9.3. Расчет измерительных водосливов

Треугольные водосливы с тонкой стенкой. Если угол при вершине треугольного водослива  $\alpha = 90^\circ$ , то расход ( $\text{м}^3/\text{с}$ ) можно определить по формуле Томсона:

$$Q = 1,4 H^{2,5} \quad (9,23)$$

или

$$Q = 1,343 H^{2,47}, \quad (9,24)$$

где  $H$  — напор, м.

Формула (9.24) дает более точные результаты при

$$p_B \geq 2H; \quad B > 5H; \quad H = 6 \div 65 \text{ см},$$

где  $p_B$  — высота водослива со стороны верхнего бьефа;  $B$  — ширина прямоугольного подводящего русла.

Значения расхода ( $\text{л}/\text{с}$ ) через треугольный водослив (угол при вершине  $\alpha = 90^\circ$ ), вычисленные по (9.23) и (9.24), приведены ниже:

$H$ , см . . . . .	2	3	4	5	6
$Q$ по (9.23), л/с . .	0,14	0,22	0,42	0,78	1,24
$Q$ по (9.24), л/с . .	—	0,23	0,47	0,81	1,29
$H$ , см . . . . .	18	20	25	30	35
$Q$ по (9.23), л/с . .	19,2	25,1	43,7	69,1	101,5
$Q$ по (9.24), л/с . .	19,43	25,29	43,82	68,67	100,4
$H$ , см . . . . .	7	8	10	12	14
$Q$ по (9.23), л/с . .	1,81	2,53	4,43	7,0	10,22
$Q$ по (9.24), л/с . .	1,88	2,62	4,55	7,14	10,45
$H$ , см . . . . .	40	45	50	60	65
$Q$ по (9.23), л/с . .	141,6	190	247,5	391	476
$Q$ по (9.24), л/с . .	139,9	186,9	242,7	380	463

Треугольные водосливы с криволинейной образующей с координатами (рис. 9.3)  $z$  и  $y$ , мм, описываемой уравнением

$$z = 366,92 \lg y - 374,72, \quad (9,25)$$

дают постоянную ошибку измерения расхода, последний (в л/с) выражается, согласно исследованиям Сумбала, формулой

$$Q = 0,8338 (1,062)^z, \quad (9.26)$$

где  $z$  — измеряется в см.

**Трапецидальные водосливы (рис. 9.4, б).** Они рассчитываются по формуле

$$Q = m (b + 0,8 H \operatorname{tg} \alpha) \sqrt{2g} H_0^{3/2}. \quad (9.27)$$

Расход через трапецидальный водослив с тонкой стенкой при угле  $\alpha = 14^\circ$  ( $\operatorname{tg} \alpha = 0,25$ ) и  $b \geq 4H$  (водослив Чиполетти) можно определять по формуле

$$Q = m b \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (9.28)$$

где, по Ф. П. Поповьян, для незатопленного водослива при совершенном сжатии

$$m_H = 0,42 - 0,038/H_0. \quad (9.29)$$

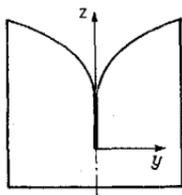


Рис. 9.3. Треугольный водослив с криволинейной образующей

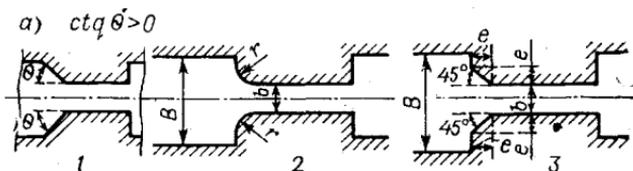
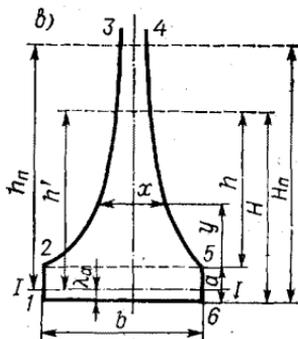
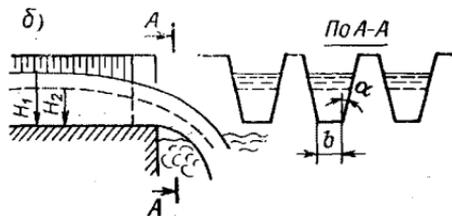


Рис. 9.4. Схемы водосливов

$a$  — без порога ( $p_B = 0$ ) при различных условиях бокового сжатия (в плане);  $b$  — щелевой (трапецидальный с  $p_B = 0$ );  $a$  — пропорциональный; 1 — с входными направляющими стенками под углом  $\theta$ ; 2 — то же, очерченными радиусом  $r$ ; 3 — то же, под углом при входе  $45^\circ$



а при неполном сжатии ( $p_B = 0$ )

$$m_H = 0,423 - 0,24/H_0. \quad (9.30)$$

В формулах (9.28) и (9.29) напор  $H_0$  измеряется в сантиметрах.

Расход подтопленного водослива уменьшается по сравнению с расходом, вычисленным по (9.28) с учетом (9.29) или (9.30), в  $\sigma_H$  раз кривые 2 и 4 на рис. 9.2):

$$m = \sigma_H m_H. \quad (9.31)$$

**Щелевые водосливы** (рис. 9.4, б). Они устраиваются в конце каналов, перепадов или быстротоков без порога и предназначены для поддержания заранее заданных уровней воды в канале, по крайней мере при двух расходах.

Щелевой водослив состоит из одного или нескольких трапециевидальных водосливных отверстий и рассчитывается по формуле

$$Q = m (b + 0,8 H \operatorname{tg} \alpha) n \sqrt{2g} H_0^{3/2}, \quad (9.32)$$

где  $b$  — ширина по низу каждой щели;  $\alpha$  — угол наклона боковой кромки к вертикали;  $n$  — число щелей.

По Е. А. Замарину, при плановых очертаниях бычков, применяемых обычно на практике, коэффициент расхода  $m_H$  можно принимать равным

$H, \text{ м}$	1	1,5	2	2,5
$m_H$	0,475	0,485	0,495	0,510

Число щелей примерно равно:

$$n = B / [(1,25 \div 1,5) h_{\max}], \quad (9.33)$$

где  $B$  — ширина подводящего канала;  $h_{\max}$  — глубина равномерного движения в канале при  $Q_{\max}$ .

Вычисляя из условия (9.32) средние ширины  $b_{1cp}$  и  $b_{2cp}$  живого сечения потока в плоскости одной щели при двух расчетных расходах  $Q_1$  и  $Q_2$ :

$$b_{1cp} = b + 0,8 H_1 \operatorname{tg} \alpha = Q_1 / (n m \sqrt{2g} H_{01}^{3/2}), \quad (9.34)$$

$$b_{2cp} = b + 0,8 H_2 \operatorname{tg} \alpha = Q_2 / (n m \sqrt{2g} H_{02}^{3/2}), \quad (9.35)$$

находим:

$$\operatorname{tg} \alpha = 1,25 (b_{1cp} - b_{2cp}) / (H_1 - H_2), \quad (9.36)$$

$$b = (H_1 b_{2cp} - H_2 b_{1cp}) / (H_1 - H_2). \quad (9.37)$$

**Пропорциональные водосливы** (рис. 9.4, в). Измерять и регулировать поток жидкости простыми и надежными средствами позволяют пропорциональные водосливы с прямоугольной прорезью в нижней части отверстия (водосливы Сутро). Уравнение расхода через такой водослив имеет вид:

$$Q = m b \sqrt{2ga} (H - \lambda a) = m b \sqrt{2ga} h', \quad (9.38)$$

где  $h' = H - 0,05b$ ;  $b$  — ширина канала;  $a$  — высота прямоугольного выреза;  $\lambda = 0,05b/a$  — коэффициент, определяющий положение нуля отсчета.

Коэффициент расхода  $m$  зависит от отношения  $h_{\Pi}/a$  (см. рис. 9.4, б):

$h_{\Pi}/a$ . . . . .	20÷30	10÷20	5÷10
$m$ . . . . .	0,60	0,61	0,63

Здесь  $h_{\Pi}$  — напор над плоскостью отсчета, соответствующий максимальному расходу или верхнему пределу изменения прибора.

В табл. 9.3 приведены основные данные унифицированного ряда пропорциональных водосливов для каналов шириной от 200 до 900 мм.

Чтобы пропорциональные водосливы работали как неподтопленные, отношение уровней до и после пропорционального водослива должно быть не более 0,6. Координаты кривой водослива можно вычислить по формуле

$$x = b (1 - 0,637 \arctg \sqrt{y/a}), \quad (9.39)$$

принимая значения  $y$  через  $0,05 h_{\Pi}$  в начале кривой (на участке большой кривизны) и через  $0,1 h_{\Pi}$  на остальном участке кривой, или по безразмерным координатам профиля кривых пропорциональных водосливов:

Таблица 9.3. Максимальные расходы  $Q_{\text{макс}}$  ( $\text{м}^3/\text{ч}$ ) и верхний предел измерений  $h_{\Pi}$  уровнемера при унифицированных размерах пропорциональных размерах пропорциональных водосливов

$b$ , мм	$a$ , мм	$h_{\Pi}$ , мм	$Q_{\text{макс}}$ , $\text{м}^3/\text{ч}$	$b$ , мм	$a$ , мм	$h$ , мм	$Q_{\text{макс}}$ , $\text{м}^3/\text{ч}$
200	27	250	80	600	74	400	630
		400	125			630	1000
	42	250	100		115	800	1600
		400	160			630	1250
	64	250	—		183	800	2000
		400	200			630	1600
300	29	250	125	900	82	800	2000
		400	200			1000	2500
	46	250	160		123	800	2500
		400	250			1000	3200
450	52	400	400				
		630	630				
	79	400	500				
		630	800				

$y/a$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,75	1	1,5
$x/a$	0,809	0,721	0,685	0,643	0,612	0,545	0,501	0,438
$y/a$	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	6
$x/a$	0,393	0,36	0,334	0,313	0,296	0,284	0,272	0,252
$y/a$	7	8	9	10	12	14	16	20
$x/a$	0,235	0,219	0,206	0,2	0,183	0,168	0,157	0,143

**Параболические водосливы.** Такие водосливы могут рассчитываться по формуле Грива:

$$Q = m \sqrt{2g p_n} H_0^2, \quad (9.40)$$

где  $p_n$  — параметр параболы.

Согласно исследованиям Ф. Л. Поповьян коэффициент расхода  $m_n$  при напорах  $H_0 > 7$  см равен 0,632 при  $p_n < 1$  см и 0,655 при  $p_n \geq 1$  см; при напорах же  $H_0 < 7$  см независимо от высоты водослива при  $p_n < 1$  см

$$m_n = 0,645 - 0,158/H_0; \quad (9.41)$$

для остальных водосливов

$$m_n = 0,66 - 0,136/H_0; \quad (9.42)$$

в формулах (9.41) и (9.42) напор  $H_0$  выражен в сантиметрах.

Для широких водосливов с  $p_n \approx 10$  см в условиях совершенного сжатия струи  $m_n = 0,655$  при любых значениях напора  $H_0$ . Значения коэффициента подтопления  $\sigma_n$ , через который по формуле (9.31) выражается  $m$ , представлены кривой 3 на рис. 9.2, а.

**Круговые водосливы.** Они рассчитываются по формулам:

$$Q = m_1 \sqrt{2g} H_0^{3/2}; \quad (9.43)$$

$$Q = m_2 \sqrt{2g} h^{3/2}; \quad (9.44)$$

$$Q = m \sqrt{2g} D H_0^{3/2}, \quad (9.45)$$

где  $D$  — диаметр трубы, в которой устроен водослив;  $h$  — глубина на ребре водослива.

Значения коэффициента  $m_1$ , полученные нами, по данным исследований водослива с тонкой стенкой Ф. Л. Поповьян, и  $m_2$  приведены на рис. 9.5. Там же приведены относительные глубины  $h/D$  на гребне водослива.

Ю. Г. Полубояриновым предложена следующая зависимость для  $m$ , определяемым условием (9.45):

$$m = (H/D)/(a + b H/D); \quad (9.46)$$

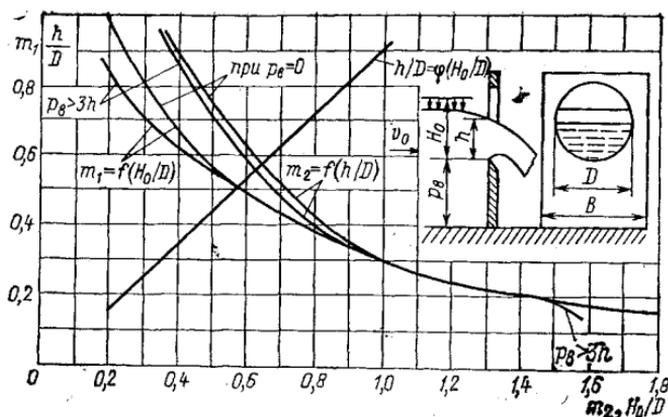


Рис. 9.5. Значения коэффициентов расхода  $m_1$  и  $m_2$ , входящих в выражения (9.43) и (9.44), для кругового водослива с тонкой стенкой при высоте его  $p_B=0$  и  $p_B>3h$ , а также зависимость между глубиной воды на гребне водослива и напором на водосливе

эмпирические коэффициенты, входящие в эту формулу, даны в табл. 9.4.

Х. А. Тибар рекомендует определять расход через круговой водослив по формуле:

Таблица 9.4. Значения  $a$  и  $b$ , входящих в (9.46)

Тип водослива	Коэффициенты	
	$a$	$b$
По Ю. Г. Полубояринову		
Водослив с тонкой стенкой (по опытным данным Сандена и Штрауса)	0,43	2,65
Водослив с широким порогом и с:		
прямоугольным входным ребром:		
при $p_B=0$ и $B>D$	0,83	2,9
» $p_B>0$ и $B>D$	0,9	2,9
» $p_B=0$ и $B=D$	0,7	$0,576+2,8p_B/D$
острым горизонтальным входным ребром при $p_B>0$ и $B>D$	0,88	$0,3+0,94p_B/D$
скругленным (по радиусу $r$ ) входным ребром при $p_B>0$ и $B>D$	0,9	$3,0$
По И. П. Мартынову		
Водослив с широким порогом:		
при $D/B=0,164$ , $p_B/H=0,17\div 0,22$ , $H/D=0,6\div 1,0$	0,51	3,30
при $D/B=0,397$ , $p_B/H=0,22\div 2,73$ , $H/D=0,25\div 1,0$	0,74	2,72
при $D/B=0,80$ , $p_B/H=0,13\div 1,21$ , $H/D=0,2\div 0,75$	0,785	2,41

$$Q = m_{от} \omega \sqrt{2gH}; \quad (9.47)$$

здесь  $\omega$  — площадь поперечного сечения потока во входном отверстии трубы, где глубина потока принята равной  $H$ :

$$m_{от} = m_0 k k_i k_f; \quad (9.48)$$

$m_0$  — коэффициент расхода незатопленного нормального водослива с широким порогом (учитывающий скоростной напор потока), связанный с коэффициентом расхода  $m_H$  (без учета скоростного напора), выраженным по (9.15), следующей зависимостью:

$$m_H = m_0 / (1 + \sigma^2 m_0^2)^{1/2}; \quad (9.49)$$

$k$  — коэффициент, учитывающий влияние относительного заполнения во входном сечении на пропускную способность трубы; для круглой трубы

$$k = 0,8 + 0,23 (H/D)^{4/5}; \quad (9.50)$$

$k_i$  — коэффициент, учитывающий влияние относительной длины  $\delta/H$  и уклона трубы; при  $\delta/H \geq 10$

$$k_i = 1,04 + i - [(0,04 + i) / (10 + 1000i)] \delta/H; \quad (9.51)$$

$k_f$  — коэффициент, учитывающий влияние очертания оголовка трубы на ее пропускную способность:

при развороте откосных крыльев 1 :  $n$  для прямоугольных труб

$$k_f = 1 + 0,089 (1 - \sigma)^{2/3} \sqrt[3]{n}, \quad (9.52)$$

а для круглых

$$k_f = 1 + 0,065 (1 + \sigma)^{2/3} \sqrt[3]{n}; \quad (9.53)$$

для коридорного оголовка, а также оголовков с относительным радиусом закругления  $r/b=0,2$  (или  $r/D=0,2$ )

$$k_f = 1 + (1,14 + 0,125 \sigma) / [1 + 1,5 \sigma (1 - \sigma)]; \quad (9.54)$$

для раструбного и обтекаемого оголовков при  $\sigma=0,22 \div 0,23$

$$k_f = 1,08 \div 1,00.$$

Круговой водослив с широким порогом будет подтоплен, если

$$h_{п} > (0,94 \div 0,8) H_0. \quad (9.55)$$

**Оvoidальные водосливы с широким порогом.** Согласно исследованиям И. П. Мартынова они также могут быть рассчитаны по формулам (9.45) и (9.46), где

	$a$	$b$
при $D/B=0,299 \div 0,397$	1,89	2,8
$\gg D/B=0,556$	1,74	2,67

При этом  $H/D=0,3 \div 1,5$  и  $p_n/H=0,02 \div 0,9$ .

**Регулирующие водосливы.** Эти водосливы применяются для поддержания постоянной скорости  $v$  в горизонтальных песколовках с прямолинейным движением воды и представляют собой перепады высотой  $\Delta p$  и шириной  $b$  ( $b < B$ ;  $B$  — ширина канала перед водосливом):

$$b = [B v / (m \sqrt{2g})] \sqrt{B v / Q_{\max}} [(1 - k^{1/2}) / (1 - k)]^{1/2}. \quad (9.56)$$

Таблица 9.5. Значения  $m$  для водослива без порога ( $p_B=0$ ) при различных условиях бокового сжатия (см. рис. 9.4, а)

$v/B$	$\text{ctg } \theta=0$ , или $r/b=0$ , или $e/b=0$	$\text{ctg } \theta=0,5$ или $r/b=0,1$ , или $e/b=0,5$	$\text{ctg } \theta=1,0$ , или $r/b=0,2$ , или $e/b>0,2$	$\text{ctg } \theta=2,0$ или $r/b=0,3$	$\text{ctg } \theta=3,0$
0,0	0,320	0,343	0,350	0,353	0,350
0,2	0,324	0,346	0,352	0,355	0,352
0,4	0,330	0,350	0,356	0,358	0,356
0,6	0,340	0,356	0,361	0,363	0,361
0,8	0,355	0,365	0,369	0,370	0,369
0,9	0,367	0,373	0,375	0,376	0,375
1,0	0,385	0,385	0,385	0,385	0,385

$$\Delta p = \frac{Q_{\max}}{Bv} \cdot \frac{k - k^{2/3}}{1 - k^{2/3}} = \frac{Q_{\min}}{Bv} \cdot \frac{k - k^{-1/3}}{1 - k^{2/3}}, \quad (9.57)$$

где  $Q_{\max}$  и  $Q_{\min}$  — максимальный и минимальный расходы при скорости течения в песколовке  $v$ ;  $k=Q_{\min}/Q_{\max}$ ;  $m$  — коэффициент расхода водослива с широким порогом при нулевой высоте порога (табл. 9.5).

**Пример 1.** В конце песколовки шириной  $B=1$  м устроен регулирующий водослив, с помощью которого необходимо обеспечить в песколовке при максимальном ( $Q_{\max}=150$  л/с) и минимальном ( $Q_{\min}=60$  л/с) расходах скорость  $0,3$  м/с. Требуется рассчитать регулирующий водослив.

Примем конструктивно  $\theta=45^\circ$ . ( $\text{ctg } \theta=1$ ). По условию (9.56), при  $m \approx 0,35$

$$b = 1 \cdot 0,3 / (0,35 \sqrt{19,62}) \sqrt{1 - 0,3/0,15} [(1 - 0,4^{2/3}) / (1 - 0,4)]^{3/2} = 0,182 \text{ м};$$

по формуле (9.57) находим величину перепада

$$\Delta p = 0,06 / (1 \cdot 0,3) \cdot (1 - 0,4^{-1/3}) / (1 - 0,4^{2/3}) = 0,16 \text{ м}.$$

По табл. 9.5 при  $b/B \approx 0,2$  коэффициент  $m=0,352$ , что мало отличается от принятого значения, поэтому пересчет не производим.

**Лотки Вентури и Паршалья.** Они широко применяются для измерения расходов в канализационных каналах.

Стандартная конструкция лотка Паршалья, разработанная в СССР (рис. 9.6 и табл. 9.6), связывает размеры отдельных элементов определенным образом. В горловине боковые стенки строго вертикальны, а дну придан уклон  $0,375$  в сторону движения воды. При  $b > 30$  см длина подводящего раструба по оси лотка  $l_1 = 0,5b + 120$  см, ширина входа  $A = 1,2b + 48$  см, ширина выхода  $B = b + 30$  см, длина горловины  $l = 60$  см, а длина отводящего раструба по оси лотка  $l_3 = 90$  см. Дно подводящего раструба делают горизонтальным, а дно отводящего раструба — с обратным уклоном (к горловине), равным  $0,166$ . Ширина суженной части (горловины) лотка назначается обычно в пределах от одной трети до половины ширины канала.

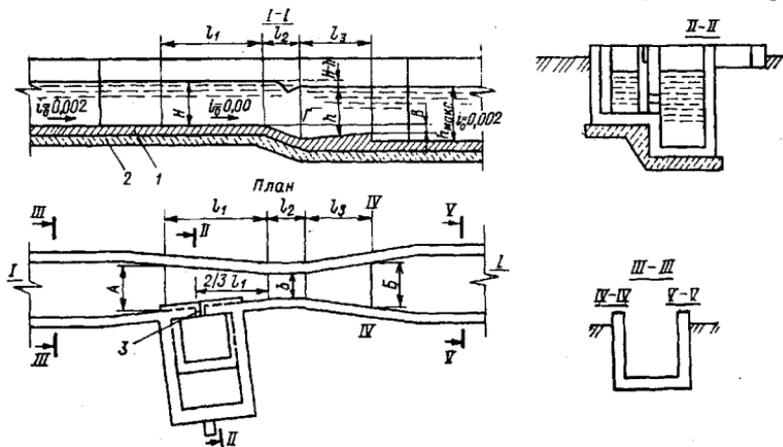


Рис. 9.6. Схема лотка Паршаля для измерения расхода воды  
 1 — железобетонное днище; 2 — подготовка из бетона марок 50—100; 3 — газовая труба,  $d=65$  мм

Таблица 9.6. Размеры измерительных лотков  
 в зависимости от пропускной способности  $a$

$a_{\text{мин.}}$ л/с	$a_{\text{макс.}}$ л/с	Размеры лотков, см							
		$b$	$l_1$	$l_2$	$l_3$	$2/3 l_1$	$A$	$B$	$V$
5	110	25	132,5	60	90	90	78	55	22,5
5	500	30	135	60	90	92,5	84	60	22,5
10	750	50	145	60	90	98,5	108	80	22,5
10	1150	75	157,5	60	90	107	138	105	22,5
20	1500	100	170	60	90	115,5	168	130	22,5
20	2000	125	182,5	60	90	124	198	155	22,5
30	3000	150	195	60	90	132	228	180	22,5

Расход сточных вод  $Q$  ( $\text{м}^3/\text{с}$ ) при свободном истечении определяют по эмпирической зависимости

$$Q = M H^n b, \quad (9.58)$$

где  $H$  — глубина воды перед лотком в сечении II—II, находящемся на расстоянии  $2/3 l_1$  от горловины, м; значения коэффициента  $M$  и показателя степени  $n$  зависят от ширины горловины лотка  $b$ :

$b$ , м	0,15	0,3	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	4,5
$M$	2,56	2,37	2,36	2,365	2,365	2,365	2,365	2,43
$n$	1,58	1,522	1,54	1,558	1,572	1,577	1,585	1,6

Приведенные значения  $M$  и  $n$  в условии (9.58) верны, когда глубина воды на границе размеров  $l_2$  и  $l_3$  меньше  $0,5 H$  для лотков с  $b=15$  см и меньше  $0,7 H$  для лотков с  $b \geq 30$  см.

Для разработанных в ЧССР лотков Паршаля, по данным Бурдих, значения  $M$  и  $n$  следующие:

$b$ , м . . . . .	0,025	0,051	0,076	0,152	0,229
$M$ . . . . .	2,379	2,379	2,316	2,501	2,341
$n$ . . . . .	1,55	1,55	1,547	1,58	1,53

Лоток Паршаля устанавливают на каналах прямоугольного сечения шириной не менее 40 см.

**Лотки с критической глубиной.** На каналах очистных сооружений малой и средней производительности для измерения расходов сточной жидкости удобно применять лотки с критической глубиной, в которых за счет сужения канала от ширины  $B$  до ширины горловины  $b$  в суженном сечении устанавливается «критическая глубина». Отношение ширины к длине для участка сужения обычно принимают 1:3, а для участка расширения — 1:4. Длину горловины  $l_2$  назначают в 3 раза большей максимальной глубины в канале перед лотком ( $l_2 = 3h_{1\text{макс}}$ ).

При пропуске максимального расхода  $q_{\text{макс}}$  предельный уровень воды в отводящем раструбе  $h_2 = h_{\text{пред}}$  не должен превышать уровень воды  $h_0$  равномерного движения, т. е.  $h_{\text{пред}} = h_0$ . При этом, чтобы обеспечить свободное истечение в лотке, критическая глубина потока в горловине должна удовлетворять соотношению

$$h_{\text{пред}} = (1,2 \div 1,25) h_{\text{кр}}. \quad (9.59)$$

Ширина горловины лотка определяется по критической глубине:

$$b = q_{\text{макс}} / (h_{\text{кр}} \sqrt{g h_{\text{кр}}}). \quad (9.60)$$

Расход сточной воды в таком лотке А. Д. Альтшуль предложил выразить через глубину потока  $h_1$  в подводящем канале по формуле

$$q = A b h_1^{3/2}. \quad (9.61)$$

Из этой формулы вычисляются величины  $h_{1\text{макс}}$  — подпертого уровня воды при  $q_{\text{макс}}$  и  $h_{1\text{мин}}$  при  $q_{\text{мин}}$ . Первая величина не должна превосходить допустимую для подводящего участка данного канала, а вторая не должна быть слишком малой, чтобы не повлиять на точность измерения расходов воды.

Коэффициент  $A$  в условии (9.61) зависит от степени сжатия потока и может быть найдена через отношение  $b/B$ :

$b/B$	0,2	0,3	0,35	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$A$	1,67	1,69	1,7	1,72	1,77	1,82	1,89	2,01	2,21	3,04

**Водосливы с зубчатым гребнем.** Для таких водосливов, применяемых для аэрации струи, при высоте зубьев 50 мм, ширине

100 мм, с углом при вершине  $90^\circ$  коэффициент расхода в условии (9.5) примерно равен 0,41, а напор  $H$  отсчитывается от середины граней зубьев.

#### 9.4. Водосливы-аэраторы

На перепадах и водосливах происходит естественное аэрирование воды как за счет захвата ею атмосферного воздуха, так и вследствие поверхностной турбулентной диффузии кислорода из атмосферного воздуха в воду и т. п.

Согласно исследованиям ВОДГЕО оптимальный удельный расход на водосливах  $q$  (л/с), при котором обеспечивается наибольший эффект насыщения воды кислородом воздуха в результате аэрации струи, составляет:

для водослива с широким порогом	40
» с тонкой стенкой и зубчатым гребнем	$\approx 80$
для прямоугольного отверстия с зубчатыми кромками	120—160

Наилучшие условия аэрации воды достигаются, когда сопряжение потоков происходит по типу затопленного прыжка при глубине в нижнем бьефе  $h_n = 0,8 \div 0,9$  м и длине колодца  $l_k = 4$  м.

Эффективность насыщения кислородом воды на водосливе зависит от перепада уровней верхнего и нижнего бьефов  $z$  (м). Ориентировочно можно принять:

$$z = 1,5 (1 - \psi_{20^\circ}), \quad (9.62)$$

где  $\psi_{20^\circ} = \psi^{1/n}$  — отношение дефицитов кислорода для чистой воды при  $20^\circ\text{C}$ ;  $\psi_t = (c_p - c_k) / (c_p - c_n)$  — отношение дефицитов кислорода для загрязненной жидкости при  $t^\circ\text{C}$ ;  $c_p = 0,95c [1 + h / (2h_a)]$  — равновесная концентрация кислорода в воде при данной температуре;  $c$  — табличное значение растворимости кислорода в воде при данной температуре и нормальном атмосферном давлении ( $h_a$ , м вод. ст);  $h$  — глубина аэрированного слоя жидкости, м;  $c_n$  и  $c_k$  — концентрация кислорода в воде до и после водослива;  $n = n_1 n_2 n_3$ ;  $n_1$  — число ступеней водосливов;  $n_2 = 1 + 0,02 (t^\circ\text{C} - 20^\circ)$  — коэффициент, учитывающий влияние температуры воды;  $n_3$  — коэффициент качества воды; для очищенных сточных вод следует принимать  $n_3 = 0,7$ .

**Пример 2.** Через трехступенчатый перепад ( $n_1 = 3$ ) с зубчатыми отверстиями  $h = 50$  мм сбрасывается очищенная сточная жидкость промышленного предприятия, расход и температура которой соответственно составляют  $1,74 \text{ м}^3/\text{с}$  и  $25^\circ\text{C}$ .

Требуется установить, при каких размерах сооружения можно обеспечить насыщение воды на водосливе от  $c_n = 0$  до  $c_k = 6 \text{ мг/л}$ . При данной температуре имеем  $c = 8,18 \text{ мг/л}$ . Находим:

$$c_p = 0,95 \cdot 8,18 = 7,8 \text{ мг/л}, \quad \psi_t = (8,18 - 6) / (8,18 - 0) = 0,267, \\ n_2 = 1 + 0,02 (25 - 20) = 1,1; \quad n = 3 \cdot 1,1 \cdot 0,7 = 2,31 \text{ и } \psi_{20^\circ} = \\ = 0,267^{0,432} = 0,555.$$

Примем удельный расход через водослив  $q = 160 \text{ л/с}$  на 1 м, глубину воды в нижнем бьефе  $h_n = 0,8$  м и перепад уровней в со-

ответствии с (9.62)  $z=0,72$  м. При этих условиях получаем: ширину каждой ступени водослива по фронту  $B=1740/160=10,9$  м; суммарную длину трех ступеней водосливов-аэраторов (при длине одного колодца 4 м)  $L=3 \cdot 4=12$  м; напор воды над водосливному отверстием (при коэффициенте расхода  $\mu=0,59$  и высоте зубьев  $h_3=0,05$  м)  $H=0,16^2/2 \cdot 9,81 \cdot 0,59^2(0,05+0,05)^2=0,38$  м; высоту нижней грани водослива (до оси водосливного отверстия)  $p_n=0,8+0,72-0,38=1,14$  м.

### 9.5. Расчет криволинейных в плане водосливов

Расход воды через криволинейный и выпуклый в сторону верхнего бьефа в плане водослив с радиусом кривизны  $R$  и углом  $\theta$ , образуемым радиусами, проведенными из центра кривизны через концы криволинейного водосливного контура, может быть подсчитан по формуле (9.6), в которой коэффициент расхода независимо от формы водосливной стенки

$$m = m_n \sigma_k, \quad (9.63)$$

где  $m_n$  — коэффициент расхода прямого нормального водослива;  $\sigma_k$  — коэффициент, учитывающий дополнительные явления, вызываемые кривизной водосливной стенки.

Коэффициент  $\sigma_k$  может быть найден по номограмме (рис. 9.7), составленной В. Г. Скрягой, применимой при  $0,05 \leq H/R \leq 0,5$ ;  $30^\circ \leq \theta \leq 180^\circ$  и  $B/b \geq 2$  ( $B$  — ширина подводящего русла;  $b$  — длина водосливного гребня).

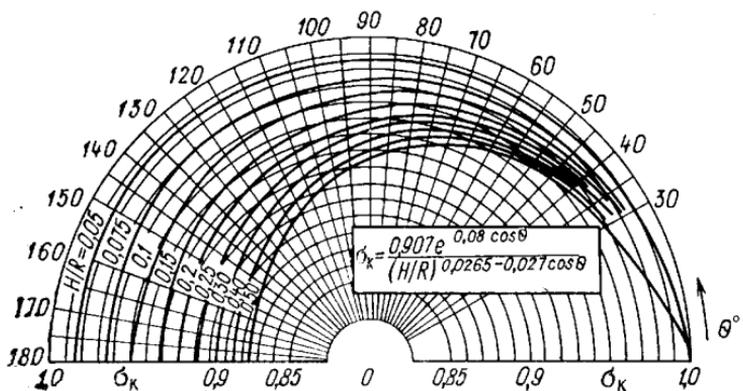


Рис. 9.7. Номограмма для определения коэффициента  $\sigma_k$  кривизны водослива, выполненного в плане по радиусу  $R$

При истечении через полигональные в плане водосливы (рис. 9.8) следует различать внутреннее истечение, когда поток переливается внутрь объема, образованного стенками водослива (водослив вдвинут в верхний бьеф), и внешнее, когда истечение происходит из этого объема (водослив вдвинут в нижний бьеф).

При внешнем истечении в формуле (9.5) следует учитывать боковое сжатие. Коэффициент расхода  $m_0$  такого водослива с тонкой стенкой, входящий в (9.5), или поправочный коэффициент  $\sigma_k$  к коэффициенту расхода нормального водослива  $m_{0н}$  можно найти по графику на рис. 9.8.

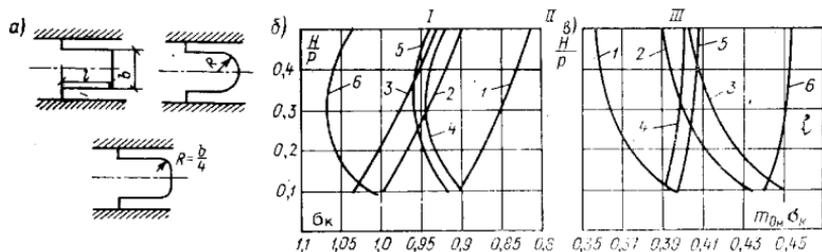


Рис. 9.8. Полигональные водосливы

а — схемы водосливов в плане; б — графики для поправочного коэффициента  $\sigma_k$  в зависимости от отношения напора на водосливе к его высоте  $H/P$ ; в — графики для коэффициента расхода, входящего в формулу (9.5),  $m_0 = m_{0н} \sigma_k$

Кривые 1, 2 и 3 соответственно относятся к схемам I, II и III при внешнем переливе, кривые 4, 5 и 6 — при внутреннем

### 9.6. Расчет прямолинейных боковых водосливов

Исходными уравнениями для расчета прямолинейного бокового водослива (рис. 9.9) являются дифференциальные уравнения движения воды в канале с переменным расходом (9.64) и уравнение расхода через элементарную длину водослива (9.65):

$$r d v^2 / (2g) + dh = (i_0 - i_f) dx, \quad (9.64)$$

или

$$\frac{dh}{dx} = \frac{i_0 - i_f + r (Q/g \omega^2) (dQ_0/dx)}{1 - Q^2 B / (g \omega^3)}; \quad (9.64a)$$

$$dQ_0 = -dQ = m_n \sqrt{2g} (h - p_B)^{3/2} dx, \quad (9.65)$$

где  $m_n$  — коэффициент расхода нормального водослива без учета скорости подхода;  $r = -v_x/v$ ;  $v_x$  — проекция на ось канала скорости течения части потока, сливающегося через водослив, в момент отделения от потока в канале;  $v$  — средняя скорость течения в канале.

Согласно нашим исследованиям [35] можно принять  $r=0,9$ . Если движение потока в канале до водослива было спокойным, то при  $h_{кр1}/h_2 < 0,7$  и в пределах водослива потока будет спокойным (здесь  $h_{кр1}$  — критическая глубина потока перед водосливом,  $h_2$  — глубина потока в канале в конце водослива). При этом в большинстве случаев в пределах водослива образуется кривая подпора, и в (9.64) можно принять уклон трения равным уклону дна канала:  $i_0 \approx i_f$ . Тогда из (9.64) и (9.65) получатся следующие равенства.

Для определения глубины и расхода потока в канале на участке водослива:

$$r v^2 / (2g) + h = \text{const} = C \text{ (вдоль водослива)} \quad (9.66)$$

или

$$Q = \omega \sqrt{(2g/r)(C-h)}. \quad (9.67)$$

Для определения длины водослива в канале трапецидального сечения

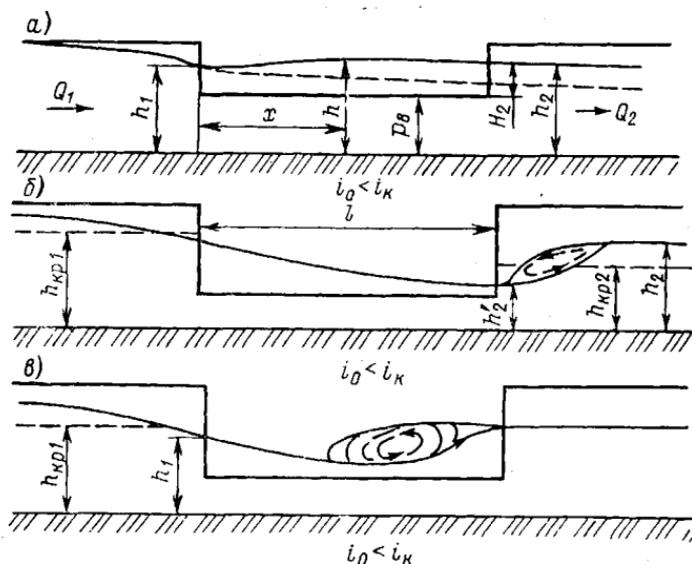


Рис. 9.9. Схема истечения воды через боковой водослив при уклоне дна канала меньше критического

*a* — состояние потока спокойное (пунктирная линия для  $i \geq i_0$ ); *b* — то же, бурное в пределах водослива; *в* — гидравлический прыжок в пределах водослива

$$m_n (1 - p_B/C) l = b [\Phi_1 (1) - \Phi_1 (2)] + m C [\Phi_2 (1) - \Phi_2 (2)], \quad (9.68)$$

где  $p_B$  — высота бокового водослива;

$$\begin{aligned} \Phi_1 = & 3,39 (1 - p_B/C) \arctg \sqrt{(C-h)/(h-p_B)} - \\ & - (2,34 - 3,39 p_B/C) \sqrt{(C-h)/(h-p_B)}, \end{aligned} \quad (9.69)$$

$$\begin{aligned} \Phi_2 = & (8,6 p_B/C - 1,81)(1 - p_B/C) \arctg \sqrt{(C-h)/(h-p_B)} - \\ & - \sqrt{(C-h)/(h-p_B)} [(7,55 - 8,6 p_B/C) p_B/C - 2,86 h/C (1 - p_B/C)]; \end{aligned} \quad (9.70)$$

$m$  — коэффициент заложения откоса канала;  $\Phi (1)$  и  $\Phi (2)$  относятся к тем сечениям канала в начале водослива и в конце его, для которых вычисляются  $\Phi$ .

Длина водослива в канале параболической формы

$$m_n (1 - p_B/C) l = \sqrt{2 p_n C} [\Phi_3 (1) - \Phi_3 (2)], \quad (9.71)$$

где

$$\Phi_3 = (2,32 p_B/C - 4,53 p_B^2/C^2 + 2,21) \times \\ \times \arctg \sqrt{(C-h)/(h-p_B)} - \sqrt{(C-h)/(h-p_B)} \times \\ \times [1,51 h/C (p_B/C - 1) - p_B/C (4,53 p_B/C - 0,807) + 2,33]; \quad (9.72)$$

$p_B$  — параметр параболы.

Для водослива в трубах высотой  $H$  (в безнапорном потоке)

$$2m_n \sqrt{r} l/H = \Phi_4 \left( \frac{h_1 - p_B}{C - p_B} \right) - \Phi_4 \left( \frac{h_2 - p_B}{C - p_B} \right), \quad (9.73)$$

где

$$\Phi_4 = \int_{h/H}^{1,0} \frac{\omega - (2/r) B (C-h)}{\sqrt{C-h} (h-p_B)^{3/2}} d \frac{h}{H}. \quad (9.74)$$

Функции  $\Phi$  для некоторых частных случаев коллекторов круглого, лоткового, овоидального и банкетного сечений представлены на рис. 9.10 и 9.11 по данным расчета на ЭВМ.

Предельный расход для данного значения  $C = \text{const}$  и соответствующую ему глубину для некоторых сечений можно выразить в виде:

$$Q_{\text{пр}} = 2/3 b_1 H^3 (C/H - b_2) \sqrt{2/3 \cdot (g/r) C (1 - b_2 H/C)}, \quad (9.75)$$

$$h_{\text{пр}} = 2C/3 + b_2 H/3, \quad (9.76)$$

где для труб:

	$s_1$	$s_2$
круглый при $h/H = 0,2 \div 0,85$ . . . . .	0,945	0,085
овоидальных при $h/H = 0,3 \div 0,9$ . . . . .	0,632	0,141
лотковых при $h/H = 0,1 \div 0,8$ . . . . .	1,41	0,05
банкетных при $h/H = 0,24 \div 0,85$ . . . . .	0,95	0,146
обратноовоидальных при $h/H = 0,3 \div 0,8$ . . . . .	0,59	0,0276

Для упрощения расчетов при  $h/C > 0,9$  или  $Q^2 (2g \omega_c^2 C) < 0,056 (2b + mC)/(b + mC)$  для трапецидальных каналов и пр  $Q^2/(2g \omega_c^2 C) < 0,078$  для параболических каналов вместо (9.67) — (9.72) предлагаются более простые зависимости

$$h/C = 1 - 1,125 Q^2 / (2g \omega_c^2 C), \quad (9.77)$$

$$m_n \sqrt{2g} l (C - p_B) = Q_1 / \sqrt{h_1 - p_B} - Q_2 / \sqrt{h_2 - p_B}, \quad (9.78)$$

где  $\omega_c$  — площадь сечения потока в канале при  $h=C$ .

При  $Q / (\omega_c \sqrt{2gC}) \leq 0,3 \sqrt{1 - p_B/C}$  можно принимать: для трапецидального канала в (9.68)

$$b \Phi_1 + mC \Phi_2 = Q / [C \sqrt{2g (C - p_B)}]; \quad (9.79)$$

для параболического канала в (9.71)

$$\Phi_3 = Q / [2C \sqrt{g p_B C (C - p_B)}]; \quad (9.80)$$

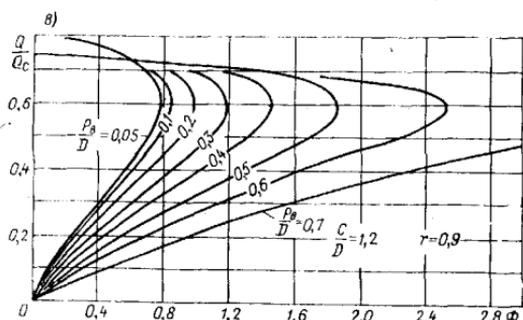
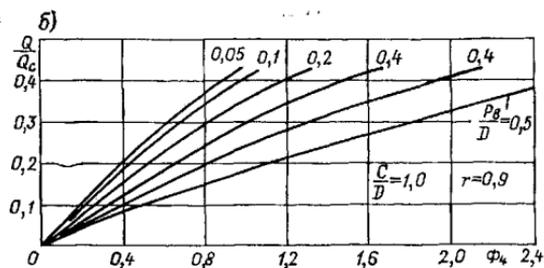
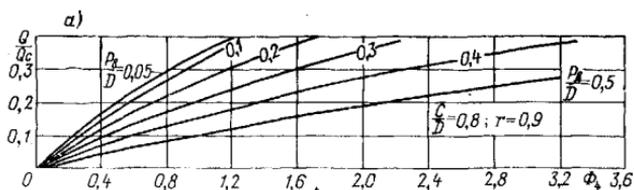


Рис. 9.10. Значения функции  $\Phi_4$  для потоков в круглой трубе в зависимости от расходов

а, б и в — соответственно при  $C/D=0,8; 1,0$  и  $1,2$ ;  $Q_c = \omega_c \sqrt{2gC}$

для трубы круглого сечения в (9.73)

$$\Phi_4 = 2 \sqrt{r} Q / (D \sqrt{2g} (C - p_b)^{3/2}). \quad (9.81)$$

Если  $Q_1 / (\omega_c \sqrt{2gC} \leq 0,3 \sqrt{1 - p_b/C}$ , то можно считать глубину в канале и напор на боковом водосливе  $H$  постоянными вдоль водослива и расчет вести по формуле

$$Q_6 = Q_1 - Q_2 = m_n l \sqrt{2g} H^{3/2}. \quad (9.82)$$

Расход  $Q_6$  через боковой прямолинейный водослив может быть выражен с достаточной точностью через средний напор на водосливе:

$$Q_6 = m_n l \sqrt{2g} H_{cp}^{3/2} = m_n l \sqrt{2g} [(H_1 + H_2)/2]^{3/2}, \quad (9.83)$$

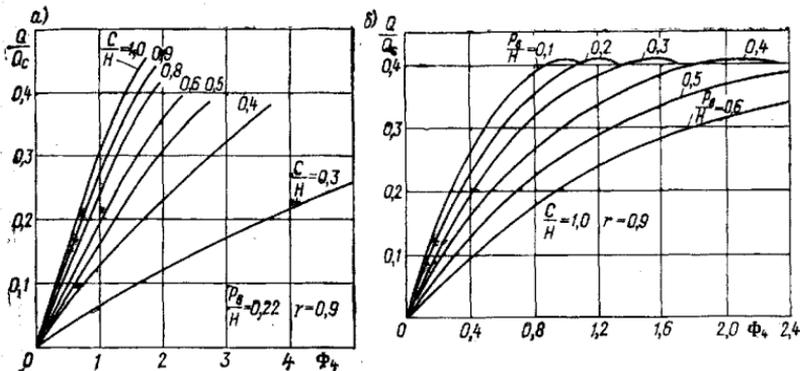


Рис. 9.11. Функции  $\Phi_4$  в зависимости от относительного расхода

*a* — труба лоткового сечения; *б* — то же, оvoidального; *в* — то же, банкетного  $Q_c = \omega_c \sqrt{2gC}$

что, однако, требует весьма высокой точности определения напора  $H_1$ . Поэтому на основании многочисленных опытов предложена следующая зависимость:

$$Q_6 = m_n k_6 \sqrt{2g} H_2^{3/2} l, \quad (9.84)$$

где для незатопленного бокового водослива

$$k_6 = 1 - (0.7/H_s) [Q_1^2 / (2g \omega_{1,2}^2) - Q_2^2 / (2g \omega_2^2) l], \quad (9.85)$$

а для затопленного

$$k_{6,з} = 0.9 \sqrt{1 - (h_{II}/H_s)^2}; \quad (9.86)$$

здесь  $\omega_{1,2}$  — площадь сечения потока в начале водослива при глубине  $h_2$ ;  $h_{II}$  — глубина подтопления водослива.

При  $h_{кр}/h_2 > 1.0 \div 1.2$ , несмотря на то, что до водослива и за ним течение в канале спокойное, в пределах водослива будет наблюдаться кривая спада при бурном состоянии потока (рис. 9.9, б).

Расход через боковой водослив можно выразить формулой

$$Q_6 = m_n f \sqrt{2g} (h_{кр} - p_s)^{3/2} l, \quad (9.87)$$

где на основании исследований водосливов с тонкой стенкой, расположенных с одной и с двух сторон канала прямоугольного сечения при  $0.6 < l/b < 6.5$  и при  $i_0 = 0 \div 0.0005$ :

$$f = 1 / (1.7 + 0.45l/b). \quad (9.88)$$

Для водослива в трубах:

с гребнем, параллельным дну трубы, т. е. с постоянной высотой порога водослива, и расположенным с одной, а также одновременно с двух сторон трубы;

с наклонным гребнем, когда высота порога линейно увеличивается от начала к концу водослива от двух до четырех раз;

при  $l/D = 0,5 \div 20$ ;  $i = 0 \div 0,01$  и  $p_B/D = 0,05 \div 0,5$

$$f = 1/(1,25 + 0,7 l/D). \quad (9.89)$$

При расположении водослива с двух сторон канала в выражения (9.87)–(9.89) должна входить удвоенная (общая) длина водослива.

В сечении канала перед водосливом происходит переход от выпуклой кривой спада спокойного потока к вогнутой кривой спада бурного потока, т. е. кривая свободной поверхности имеет точку перегиба и минимальное значение глубины соответствует равенству

$$(\omega_1^3/B_1)_{\min} = 2Q_1^2/(3g) = 2\omega_{кр1}^3/(3B_{кр1}). \quad (9.90)$$

Тогда глубина перед водосливом в трубе  $h_{1\min} \approx 0,9h_{1кр}$ , а в канале  $h_{1\min} \approx 0,875h_{1кр}$ . Более точно, по данным опытов,

$$h_{1\min}/h_{1кр} = 1 - 0,3 (h_{1кр} - p_B)/b. \quad (9.91)$$

Глубина в трубе в конце водослива

$$h_2' = 0,9 h_{1кр} Q_2/Q_1, \quad (9.92a)$$

а в канале

$$h_2' (Q_2/Q_1)^{1/3} h_1. \quad (9.92b)$$

При  $0,7 < h_{1кр}/h_2 < 1$  и спокойном течении до и после водослива в канале, в начале водослива будет наблюдаться бурное состояние потока, переходящее в спокойное через гидравлический прыжок в пределах бокового водослива. Совместная работа бокового водослива с истечением из-под щита, установленного перед водосливом, ограничивается расходом  $Q_{пр} = 0,224 b C \sqrt{2g} C$  (ибо истечение из-под щита будет затопленным только при  $h_1/C > 0,95$ ) и открытием щита ( $e$  и  $T$  — см. § 7.4):

$$(e/C)_{пр} = 0,57 \left( \sqrt{1 + 1,31/\sqrt{T/C} - 0,95} - 1 \right). \quad (9.93)$$

### 9.7. Расчет криволинейных в плане боковых водосливов

Криволинейные в плане боковые водосливы используются в качестве ливнесбросов. Для расчета водосливов с центральным углом поворота  $90^\circ$  согласно исследованиям Г. С. Агасиева и А. М. Курганова (рис. 9.12, в) рекомендуется формула

$$Q_6 = m \sqrt{2g} H_p^{3/2} D, \quad (9.94)$$

где

$$H_p = (h - p_B) + B v_0^2 / (2g); \quad (9.95)$$

$$B = \arccos(1 - D/R_B) + \sin[\arccos(1 - D/R_B)]; \quad (9.96)$$

при  $Q_6/Q_1 \leq 0,5$

$$m = 0,7 (Q_6/Q_1)^{1/2}; \quad (9.97)$$

при  $0,25 \leq H_p/p_B \leq 0,9$

$$m = 0,1 + 0,47 (H_p/p_B - 0,25)^{0,5}; \quad (9.98)$$

при  $Q_6/Q_1 \geq 0,5$  или  $H_p/p_B \geq 0,9$

$$m = 0,48; \quad (9.99)$$

здесь  $h$  — глубина потока в трубе диаметром  $D$  перед водосливом высотой  $p_B$ ;  $R_B$  — радиус закругления водослива;  $v_0$  — средняя скорость перед водосливом.

Высота порога водослива находится по формуле

$$p_B = h_n + B v_{0н}^2 / (4g) \quad (9.100)$$

из условия пропуска расхода сточных вод  $Q_{разб}$  без сброса в водоем:

$$Q_{разб} = Q_{сух} (1 + n_0). \quad (9.101)$$

где  $Q_{сух}$  — расход воды в коллекторе в сухую погоду;  $h_n$  и  $v_{0н}$  — глубина и скорость в подводящем коллекторе перед ливнепуском при расходе  $Q_{разб}$ ;  $n_0$  — норма разбавления.

При работе водослива отводной расход  $Q_2$  будет всегда больше начального  $Q_{разб}$ . При этом коэффициент разбавления  $n$  увеличивается и соответствует:

$$n = Q_2 (1 + n_0) / Q_{разб} - 1. \quad (9.102)$$

Криволинейные боковые водосливы при  $Q_1/Q_{разб} > 1,5$  обеспечивают постоянство отводного расхода, а изменение коэффициента разбавления примерно составляет:

$$(n_{макс} + 1) / (n_0 + 1) = 1,2 \div 1,4. \quad (9.103)$$

Параметр  $B$ , а следовательно, и радиус поворота водослива зависят от зависимости:

$$\begin{aligned} Q_6 &= Q_1 - (1 + n_{макс}) Q_{сух} = \\ &= m \sqrt{2g} [h - h_n + \frac{B}{4g} (v_0^2 - v_{0н}^2)]^{3/2} D. \end{aligned} \quad (9.104)$$

Ниже приводится зависимость параметра  $B$  в формулах (9.95), (9.100) и (9.104) от  $R_B/D$ :

$R_B/D$ . . . . .	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4
$B$ . . . . .	3,14	2,57	2,17	1,916	1,73	1,6	1,46	1,39

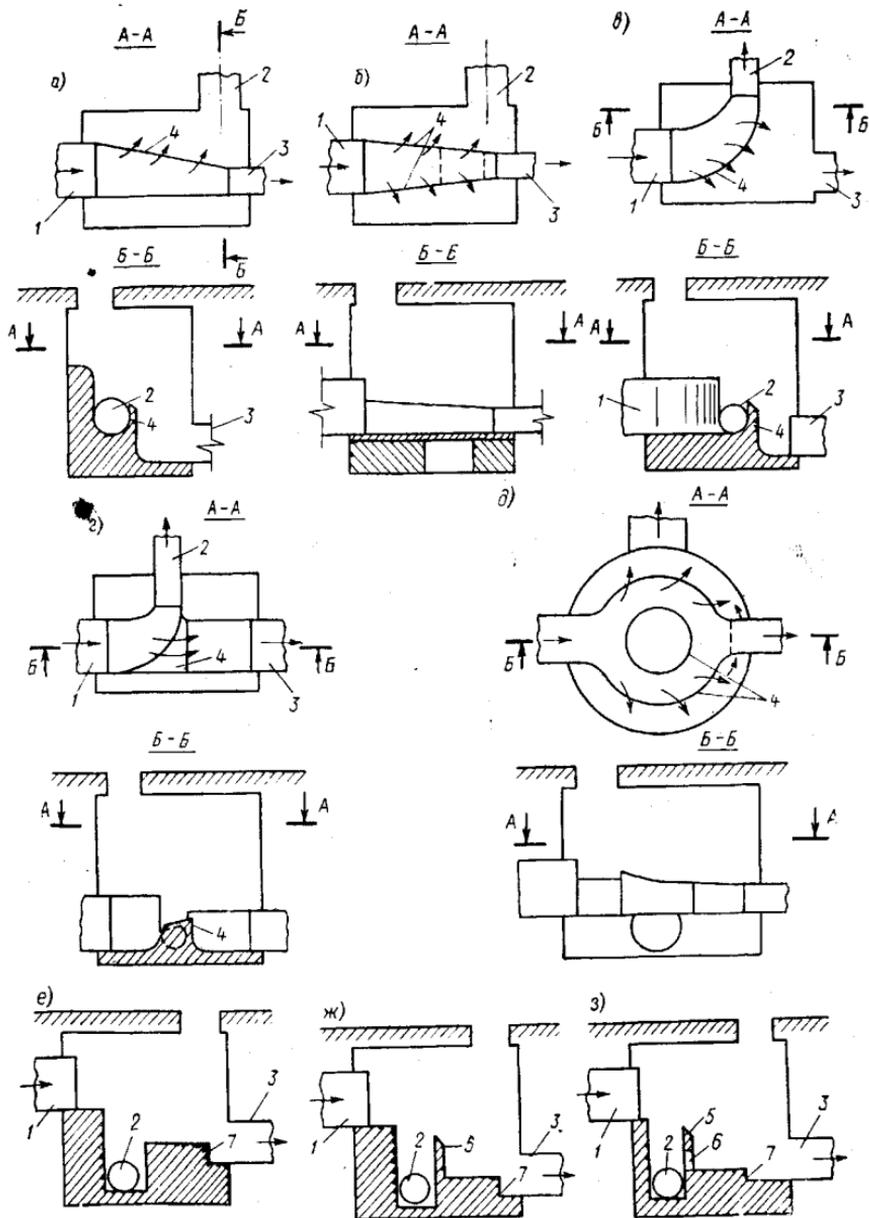


Рис. 9.12. Схемы разделительных (ливнесбросных) камер

а — водослив боковой прямоугольный; б — то же, двухсторонний; в — водослив криволинейный боковой; г — водослив торцевой полигональный; д — то же, двухсторонний кольцевой; е — ливнесброс донного типа; ж — то же, на основе различной дальности полета струи, с вертикальной стенкой; з — то же, с вертикальной стенкой и водопропускным отверстием в ней; 1 — коллектор подводящий; 2 — то же, отводящий; 3 — сбросной трубопровод; 4 — гребень водослива; 5 — вертикальная стенка; 6 — водопропускное отверстие; 7 — водобойный колодец

$R_B/D$	4,5	5	6	7	8	10	14
$B$	1,3	1,24	1,15	1,07	1,0	0,881	0,75

Пример 3. В подводящем коллекторе диаметром  $D=1,4$  м, уложенном с уклоном  $i_0=0,004$ , расход в сухую погоду  $Q_{\text{сух}} = 0,305$  м<sup>3</sup>/с,  $v_0 = 1,39$  м/с и  $h_0' = 0,28$  м; во время расчетного дождя  $Q_d = 3,325$  м<sup>3</sup>/с,  $Q_1 = Q_{\text{сух}} + Q_d = 3,63$  м<sup>3</sup>/с,  $v_0 = 2,4$  м/с,  $h = 1,33$  м. При коэффициенте разбавления  $n_0 = 2$  расход  $Q_{\text{разб}} = Q_{\text{сух}} (1 + n_0) = 0,915$  м<sup>3</sup>/с,  $v_{0н} = 1,89$  м/с и  $h_n = 0,49$  м.

Требуется определить радиус закругления  $R_B$  и высоту  $p_B$  криволинейного водослива.

При  $n_{\text{макс}} = 2,6$  по (9.104) находим, что  $Q_0 = Q_1 - (1 + n_{\text{макс}}) Q_{\text{сух}} = 2,53$  м<sup>3</sup>/с; принимая по (9.99)  $m = 0,48$ , находим  $B = 1,09$  и  $R_B/D = 6,8$ , т. е.  $R_B = 9,5$  м. По (9.100)  $p_B = 0,59$  м.

Если же при этих данных устраивать прямолинейный боковой водослив высотой  $p_B = h_n = 0,49$  м, то при длине его  $l = 13$  м, согласно (9.84) и (9.89) при  $h_n = 0,84$  м и  $m_n = 0,41$ , через водослив будет сбрасываться только  $Q_0 = 0,63$  м<sup>3</sup>/с, т. е. по (9.102)  $n_0 = 9$ .

В пределах водослива будет наблюдаться кривая спада при бурном состоянии потока с глубиной в конце водослива  $h_2 \approx 0,62$  м; дальше за водосливом переход к глубине  $h_2 = 1,05$  м, соответствующей расходу  $Q_2 = 3$  м<sup>3</sup>/с, произойдет через гидравлический прыжок.

### 9.8. Расчет ливнесбросов

Ливнеспуски на общесплавной сети и разделительные камеры на дождевой сети полураздельной системы канализации устраивают для сброса во время сильных дождей части сточных вод в водоемы или регулирующие резервуары с целью уменьшения сечения коллекторов и снижения стоимости всей системы водоотведения. Конструкции ливнеспусков и разделительных камер одинаковы, поэтому их объединяют общим названием — ливнесбросные камеры (ливнесбросы).

Различают следующие основные типы ливнесбросных камер (см. рис. 9.12):

с водосливами (прямолинейными боковыми — одно- или двухсторонними, криволинейными боковыми, полигональными торцевыми, кольцевыми и др.);

основанные на различной дальности отлета струи (типа донного слива, с вертикальной разделительной стенкой и отверстием или без него);

комбинированные, в том числе с механическими устройствами.

Для полураздельных систем канализации вместо  $Q_{\text{разб}}$  следует принимать  $Q_{\text{пр.д}}$ , т. е. предельный расход дождя, отводимый на очистку без сброса.

**Ливнесбросы с напорными ответвлениями.** Согласно исследованиям Хуммеля, расчет боковых водосливов с напорным ответвлением (рис. 9.12, а) может быть произведен по (9.66) и (9.83); при этом напор над гребнем в конце водослива

$$H_2 = H_1 + v_1^2/(2g). \quad (9.105)$$

Коэффициент расхода при двустороннем боковом водосливе уменьшается на 15%.

Диаметр напорного ответвления выбирается таким, чтобы расход в сухую погоду  $Q_{\text{сух}}$  пропускался при неполном (расчетном) наполнении и с достаточными (самоочищающимися) скоростями. Чтобы отводной трубопровод не создавал подпора в подводящей трубе в сухую погоду, вдоль водослива устраивается полукруглый лоток радиусом  $d/2$ , заниженный на величину  $d/2$  относительно лотка подводящей трубы. Уклоны лотка и гребня водослива равны уклону отводного трубопровода.

Длина напорного ответвления по формуле

$$l_n = [h_2 - d - 1,4 v_{\text{отв}}^2/(2g)] / \{ [v_{\text{отв}}/(30d^{1/2})]^2 - I_{\text{отв}} \}, \quad (9.106)$$

где  $I_{\text{отв}}$  — уклон отводного трубопровода, необходимый для пропуска  $Q_{\text{сух}}$  при расчетном наполнении.

**Пример 4.** По данным предыдущего примера требуется рассчитать ливнесброс с напорным ответвлением.

Диаметр отводного трубопровода примем  $d_2=0,8$  м. Тогда для пропуска  $Q_{\text{сух}}=305$  л/с при наполнении  $h'_0=0,4$   $d_2=0,32$  м и  $v'_0=1,6$  м/с необходим уклон  $I_{\text{отв}}=0,004$ . Высоту водослива будем считать равной глубине, соответствующей

$$Q_{\text{разб}}=915 \text{ л/с}; \quad p_n = h_n + v_{0n}^2/(2g) = 0,67 \text{ м}.$$

При расходе  $Q_1$  напор в начале водослива  $H_1=1,33-0,67=0,66$  м, а в конце водослива согласно (9.105),  $H_2=0,66+0,29=0,95$  м. Для сброса  $Q_6=2,715$  м<sup>3</sup>/с длина бокового водослива должна быть  $l=2,1$  м, напорный режим будет на длине  $l_n=1090$  м.

Расчет ливнесброса типа донного слива (см. рис. 9.12, е). Производится согласно исследованиям Л. И. Стрельцовой в следующем порядке.

Для обеспечения заданной величины сброса  $Q_{\text{сбр}}$  и несбрасываемого расхода  $Q_2$  ( $Q_1 = Q_2 + Q_{\text{сбр}}$ ) угол наклона струи к горизонту должен отвечать равенству:

$$\cos \beta = (1 - 2Q_2/Q_1); \quad (9.107)$$

при этом необходимая высота перепада

$$p_n = 1,5 h_{\text{кр}} \text{tg}^2 \beta, \quad (9.108)$$

где  $h_{\text{кр}}$  — критическая глубина, отвечающая расходу  $Q_1$ .

Ширина щели равна сумме дальности полета струи  $l_2$  и расстояния от оси струи до ее наружной образующей  $\delta_2$ ;

$$a = l_2 + \delta_2 = 1,41 h_{2кр} \sqrt{0,3 + \rho_{II}/h_{2кр}} + Q_2 / (2B_k \sqrt{2g (\rho_{II} + 1,5 h_{2кр}) \sin \beta}). \quad (9.109)$$

Длина ливнесбросной камеры

$$L = s + l_1 + \delta_1 + e, \quad (9.110)$$

где  $s$  — расстояние от входа в камеру до перепада, принимаемое равным  $(4+5)h_{1кр}$ ;  $l_1$  — длина падения струи от вертикальной стенки до оси струи:

$$l_1 = 1,41 h_{1кр} \sqrt{0,3 + \rho_{II}/h_{1кр}}; \quad (9.111)$$

$\delta_1$  — расстояние от оси струи до ее наружной образующей:

$$\delta_1 = Q_1 / (2B_k \sqrt{2g (\rho_{II} + 1,5 h_{1кр}) \sin \beta}). \quad (9.112)$$

$e$  — расстояние от струи до стенки камеры, конструктивно 0,3 м; ширина камеры выражена через ширину лотка:  $B_k = b + 2b_1$ , здесь  $b_1$  — ширина полки (принимается конструктивно).

Во избежание подтопления падающей струи за отверстием, отметка дна ливнеотвода должна быть ниже отметки дна нижнего бьефа камеры. Отметка дна ливнеотвода в месте примыкания ливнесбросной камеры получается из условий выравнивания поверхности воды в лотке и трубе ливнеотвода.

Диаметр отводного коллектора  $d_2$  принимают исходя из расчетного расхода  $Q_2$  (при неполном наполнении) с проверкой на пропуск  $Q_{с.ух.}$

При установке порога за отверстием (см. рис. 9.12, ж) обеспечивается более постоянный расход  $Q_2$ , уходящий в отверстие. В этом случае ширину щели определяют по (9.109), но  $\sin \beta$  выражается так:

$$\sin \beta = \sqrt{\rho_{II} / (\rho_{II} + 1,5 h_{2кр})}. \quad (9.113)$$

Общая длина камеры

$$L = s + a + c + e, \quad (9.114)$$

где  $c$  — длина порога, установленного за отверстием под углом  $\alpha \approx 15 \div 22^\circ$ :

$$c = 0,4 \rho_{II} / \lg \alpha; \quad e = 0,5 c; \quad (9.115)$$

$s$  и  $a$  указаны выше.

Высота порога принимается примерно равной  $0,4\rho_{II}$ .

У ливнесбросной камеры с боковым напорным ответвлением сбросное устройство представляет собой лобовой водослив с переменным поперечным сечением (см. рис. 9.12, з), котангенс угла наклона верхней грани которого изменяется от 1 до 5. Коэффициент расхода такого водослива, по данным Л. И. Стрельцовой, изменяется от 0,435 при  $Q_{сбр} \geq 1050$  л/с до 0,47 при  $Q_{сбр} \leq 600$  л/с. Коэффициент сопротивления ливнесбросной камеры, отнесенный к скорости в трубе ответвления (на очистные сооружения), при  $R_{II} = 1,5 d_1$  может быть выражен зависимостью

$$\zeta_k = 0,36 + 0,237 / (Q_2 / Q_{сбр} - 0,035). \quad (9.116)$$

Такие ливнеспуски также не обеспечивают постоянства коэффициента разбавления:

$$n = (1 + n_0) \sqrt{1 + H_B/H_H} - 1, \quad (9.117)$$

где  $H_B$  — напор на водосливе перед отводным трубопроводом;  $H_H$  — расстояние от оси отводного трубопровода до гребня водослива (начальный напор).

Так, коэффициент разбавления изменяется от  $n_0 = 1,17$  до  $n=2$  при  $H_B/H_H = 1,0$ , т. е. в 1,7 раза.

**Пример 5.** По данным примера 3 надо рассчитать ливнесброс типа донного слива.

Принимаем лоток в камере ливнесброса донного типа прямоугольным, шириной  $b=d_1$ . Результаты расчета (9.107) — (9.112) следующие:

$$\begin{aligned} \cos \beta &= 0,496; \quad h_{\text{кр}} = 0,88 \text{ м}; \quad p = 4 \text{ м}; \quad h_{2\text{кр}} = 0,35 \text{ м}; \quad l_1 = \\ &= 2,73 \text{ м}; \quad l_2 = 1,69 \text{ м}; \quad \delta_2 = 0,037 \text{ м}; \quad \delta_1 = 0,137; \quad a = 1,73 \text{ м}; \quad L = \\ &= 3,52 + 2,73 + 0,137 + 0,3 = 6,69 \text{ м}; \quad \text{ширина камеры } B_{\text{к}} = 1,4 + \\ &+ 2 \cdot 0,25 = 1,9 \text{ м}. \end{aligned}$$

Если принять перепад  $p_n = 0,5$  м, а за отверстием установить порог высотой 0,2 м и длиной  $c = 0,6$  м, который как бы отсекает весь избыточный расход (большой  $Q_{\text{разб}}$ ), то размеры ливнесбросной камеры будут следующими:

$$\sin \beta = 0,7; \quad a = 0,65 + 0,09 = 0,74 \text{ м}; \quad L = 3,52 + 0,74 + 0,9 = 5,16 \text{ м}; \quad B_{\text{к}} = 1,9 \text{ м}.$$

Из результатов расчета видны преимущества донного ливнесброса с порогом по сравнению с донным сливом без порога.

Если у ливнесбросной камеры с боковым напорным ответвлением ширину водослива принять равной диаметру  $b=d_1=1,4$  м, то напор на гребне водослива

$$\begin{aligned} H_0 &= [Q_{\text{сбр}} / (m b \sqrt{2g})]^{2/3} = \\ &= [2,715 / (0,43 \cdot 1,4 \cdot 4,43)]^{2/3} = 1,02 \text{ м}. \end{aligned}$$

При высоте водослива  $p_B = h_n + v_{0\text{н}}^2 / (2g) = 0,67$  м гидростатический напор на нем

$$H = H_0 - v_1^2 / (2g) = 1,02 - [3,63 \cdot 4 / (\pi \cdot 1,4^2)]^2 / 19,6 = 0,742 \text{ м}$$

(подводящий коллектор подтоплен).

Размеры ливнесбросной камеры будут примерно  $5,5 \times 1,5$  м.

А. В. Кудрявцевым исследованы и даны рекомендации по расчету ливнесбросных камер типа донного слива с разделительной стенкой без отверстия (рис. 9.12, ж) и водопропускным отверстием в ней (рис. 9.12, з), а также камеры с кольцевым водосливом (рис. 9.12, д).

При расчете кольцевого водослива по формуле (9.6) за ширину водослива берут общую длину его гребней, а напор считают как разность между глубиной воды в подводящем трубопроводе на входе в камеру и высотой гребня. Высоту гребня водослива определяют исходя из условия, что перелив должен происходить только

при расходах, превышающих  $Q_{пр}$ . Высота внутреннего водослива напротив подводящего коллектора по сравнению с остальными участками должна быть больше на величину скоростного напора потока на подходе к камере. Условный коэффициент расхода зависит от отношения расходов  $Q_1/Q_{пр.д}$ :

$$m_{усл} (L_{гр}/D_{под})^{1/2} = 24/(5 + Q_2/Q_{пр.д}). \quad (9.118)$$

**Пример 6.** К разделительной камере по трубопроводу диаметром  $D_{под} = 1,0$  м, уложенному с уклоном  $i_{под} = 0,002$ , подводится сточная вода с общим расходом  $Q_1 = 1078$  л/с. Диаметр отводящего трубопровода  $D_{отв}$  для пропуска предельного расхода  $Q_{пр} = 323,4$  л/с при  $i_{отв} = 0,003$  принят равным 600 мм.

Требуется рассчитать разделительную камеру с кольцевым двусторонним водосливом.

По расчетным таблицам находим степень наполнения и скорость потока в подводящем и отводящем трубопроводах  $h/D_{под} = 0,95$  и  $v_2 = 1,4$  м/с;  $h/D_{отв} = 0,85$  и  $v_{отв} = 1,27$  м/с. Средняя высота гребня водослива  $h_{гр} = h_{отв} = 0,51$  м.

Конструктивно принимаем стандартные железобетонные кольца КС-15 и КС-7. Тогда общая длина гребней водослива

$$L_{гр} = \pi (D_{нар} + D_{вн}) - (D_{под} + D_{отв});$$

$$L_{гр} = 3,14 (1,5 + 0,7) - (1,0 + 0,6) = 5,2.$$

По формуле (9.118) находим величину условного коэффициента расхода

$$m_{усл} = 24 (1/5,2)^{1/2} / (5 + 1078/323,4) = 0,252.$$

Требуемый гидродинамический напор из формулы (9.6)

$$H_{тр} = \left( \frac{0,7546}{\sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,252 \cdot 5,2}} \right)^{2/3} = 0,256 \text{ м.}$$

Действительный гидродинамический напор будет:

$$h_{кр} = \sqrt[3,9]{\frac{a Q_1^2}{0,9 g D_{под}}} ; h_{кр} = \sqrt[3,9]{\frac{1,078^2}{0,9 \cdot 9,81 \cdot 1,0}} = 0,669 \text{ м;}$$

$$h_{кон} = 0,86 h_{кр}; h_{кон} = 0,576 \text{ м;}$$

$$H_d = h_{кон} + v_{под}^2 / 2g - h_{гр}; H_d = 0,576 + 1,4^2 / 2 \cdot 9,81 - 0,51 = 0,313 \text{ м.}$$

Требуемый напор меньше действительного ( $H_{тр} = 0,256 < H_d = 0,313$  м). Следовательно, диаметр колец принят с некоторым запасом.

Для камер с вертикальной раздельной стенкой (рис. 9.12, ж) обычно задаются высотой падения  $r_n$  или расстоянием  $a$  от подводящего лотка до стенки (шириной донного отверстия). Отметка верха стенки  $z_{ст}$  должна приниматься на 0,1—0,3 м выше уровня воды на входе в ливнеотвод (трубопровод, отводящий сточные воды на сброс в водоем). Для гашения избыточной энергии потока

перед ливнеотводом может возникнуть необходимость в устройстве водобойного колодца, размеры которого определяются так же, как для прямоугольных колодцев на перепадах.

**Пример 7.** К ливнесбросной разделительной камере с вертикальной разделительной стенкой подается по прямоугольному лотку шириной  $B_{л} = 800$  мм, отметка дна которого  $z_1 = 9,0$  м, сточная вода с общим расходом  $Q_1 = 652$  л/с. Отметка дна  $z_2$  перехватывающего коллектора диаметром  $D_2 = 900$  мм, служащего для отвода предельного расхода  $Q_{пр} = 163$  л/с, равна 6,5 м. Дно ливнеотвода диаметром  $D_3 = 800$  мм расположено в камере на отметке  $z_3 = 6,7$  м.

Требуется рассчитать ливнесбросную камеру.

Критическую глубину в подводящем коллекторе вычисляем по (8.36)

$$\text{при } Q_{пр}: h_{кр} = \sqrt[3]{0,163^2/9,81 \cdot 0,8^3} = 0,162 \text{ м,}$$

а при  $Q_1$

$$h_{кр1} = \sqrt[3]{0,652^2/9,81 \cdot 0,8^3} = 0,409 \text{ м.}$$

Отметку  $z_{ст}$  конструктивно принимаем на 0,3 мм выше шельги главного перехватывающего коллектора, с тем чтобы избежать перелива сточных вод через водосливную стенку в случае неучтенных залповых сбросов.

$$z_{ст} = z_2 + D_2 + 0,3; \quad z_{ст} = 6,5 + 0,9 + 0,3 = 7,70 \text{ м.}$$

Высота падения  $p_{п}$  и дальность полета струи  $l_{стр}$  по условию (9.111) при  $Q_{пр}$  составят

$$p_{п} = 9,0 - 7,7 = 1,3 \text{ м,}$$

$$l_{стр} = 1,41 \cdot 0,162 \sqrt{0,3 + 1,3/0,162} = 0,658 \text{ м.}$$

Проекция толщины струи на горизонтальную ось будет равна

$$t' = Q_{пр}/B_{л} \sqrt{2g p_{п}}; \quad t' = 0,163/0,8 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1,3} = 0,04 \text{ м.}$$

Ширина донного отверстия составит

$$a = l_{стр} + t'/2; \quad a = 0,658 + 0,04/2 = 0,678 \text{ м.}$$

Дальность полета струи при общем расходе  $Q_1$  и высоте падения  $p_1 = 9,0 - 6,7 = 2,3$  м по условию (9.111) равна

$$l_1 = 1,41 \cdot 0,409 \sqrt{0,3 + 2,3/0,409} = 1,41 \text{ м;}$$

$$v_c = 0,8 \sqrt{19,62 (2,3 + 1,5 \cdot 0,409)} = 6,05 \text{ м/с.}$$

Определяем глубину потока в сжатом сечении и вторую сопряженную глубину

$$h_c = 0,652/(6,05 \cdot 0,8) = 0,135 \text{ м;}$$

$$h_c'' = 0,135/2 (\sqrt{1 + 8 (0,409/0,135)^3} - 1) = 0,94 \text{ м.}$$

Поскольку значение  $h_c''$  получилось больше глубины потока в ливнеотводе ( $t = D_2 = 800$  мм), необходимо устройство водобойного колодца глубиной  $d_{кол} = 1,1 \cdot 0,94 - 0,8 = 0,24$  м. Принимаем с некоторым запасом глубину колодца равной 0,3 м и повторяем расчет.

$$l_1 = 1,41 \cdot 0,409 \sqrt{0,3 + (2,3 + 0,3)/0,409} = 1,49 \text{ м;}$$

$$v_c = 0,8 \sqrt{19,62 (2,6 + 1,5 \cdot 0,409)} = 6,35 \text{ м/с};$$

$$h_c = 0,652/6,35 \cdot 0,8 = 0,129 \text{ м};$$

$$h_c'' = 0,129/2 (\sqrt{1 + 8 (0,409/0,129)^3}) - 1 = 0,97 \text{ м};$$

$$d_{\text{кол}} = 1,1 \cdot 0,97 - 0,8 = 0,27 \text{ м}.$$

Принятая глубина  $d_{\text{кол}} = 0,30$  м достаточна для образования затопленного гидравлического прыжка.

Определяем длину водобойного колодца, принимая толщину водосливной стенки  $\delta = 0,15$  м.

$$l_{\text{п.п}} = 2,5 \cdot 0,97 = 2,42 \text{ м}, \quad l_1 = 1,49 - 0,674 - 0,15 = 0,67 \text{ м};$$

$$l_k = 2,42 + 0,67 = 3,09 \text{ м}.$$

Разделительная камера с вертикальной стенкой и водопропускным отверстием в ней обеспечивает такие условия работы камеры, что расход, отводимый на очистные сооружения, не превышает величины предельного расхода  $Q_{\text{пр}}$  при значительных изменениях расхода поступающих к камере дождевых вод  $Q_1$ . Высоту от дна подводящего трубопровода до гребня вертикальной стенки принимают конструктивно исходя из уровней воды в водосме и глубины заложения трубопроводов, но не менее  $0,2D_{\text{под}}$ . На этой высоте определяют дальность отлета струи  $l_1$  при предельном расходе  $Q_{\text{пр}}$ . Найденное расстояние  $l_1$  принимают за ширину щели до разделительной стенки. Если  $l_1 < D_{\text{под}}$ , то ширину щели можно принимать равной  $D_{\text{под}}$ , но не менее  $0,25$  м. Высоту водопропускного отверстия в вертикальной стенке берут равной

$$l = h_{\text{кр1}} Q_{\text{пр}} / Q_1. \quad (9.119)$$

**Пример 8.** К разделительной камере с водопропускным отверстием в вертикальной стенке подводится по коллектору диаметром  $D_{\text{под}} = 1,5$  м дождевой сток. При поступлении расхода воды  $Q_1 = 3000$  л/с (степень наполнения коллектора  $h/D_{\text{под}} = 0,9$ ) на очистку нужно отвести предельный расход  $Q_{\text{пр}} = 300$  л/с. Отметки дна подводящего  $z_{\text{под}}$  и общесплавного  $z_{\text{общ}}$  коллекторов соответственно равны 3,0 и 5,62 м. Требуется рассчитать разделительную камеру.

Величина расхода, сбрасываемого в водоем,

$$Q_{\text{сбр}} = 3000 - 300 = 2700 \text{ л/с}.$$

Высоту от дна подводящей трубы до площадки нижнего бьефа принимаем конструктивно равной  $p_1 = 0,7$  м, т. е. отметка этой площадки будет  $z_2 = 3,7$  м. По условию (9.119) высота отверстия в стенке

$$l = [0,896 \cdot 300 / 3000 \approx 0,10 \text{ м}.$$

Конструктивно задаемся высотой вертикальной разделительной стенки:

$$p_2 = l + 0,3 = 0,10 + 0,3 = 0,4 \text{ м}.$$

Тогда расстояние от дна подводящего трубопровода до гребня разделительной стенки

$$p_{\text{гр}} = p_1 - p_2 = 0,7 - 0,4 = 0,3 \text{ м}.$$

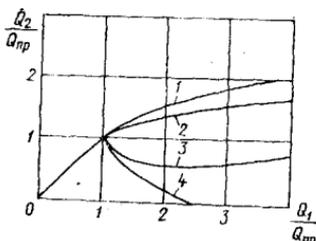


Рис. 9.13. Изменение расхода стоков, отводимых на очистку, в зависимости от общего расхода вод, поступающих к ливнесбросной камере

1 — тип камеры с прямолинейным водосливом; 2 — то же, с криволинейным; 3 — то же, с разделительной стенкой; 4 — то же, с отверстием в разделительной стенке

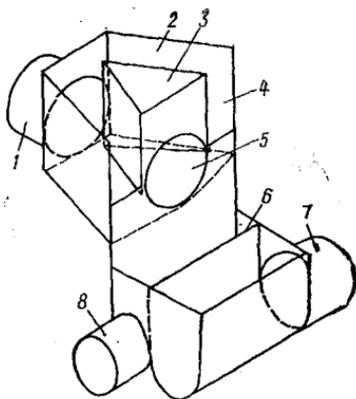


Рис. 9.14. Разделительная камера с водопропускными отверстиями на двух уровнях

1 — подводящий коллектор; 2 — разделительное устройство; 3 — струна направляющий элемент; 4 — окна; 5 — водосбросное отверстие; 6 — разделительная стенка; 7 — коллектор, отводящий воду в водоем; 8 — коллектор, отводящий воду на очистку

Расстояние до разделительной стенки на высоте  $r_{гр} = 0,3$  м при  $Q_{пр}$  ( $h_{кр}^{пр} = 0,275$  м)

$$l_1 = 0,629 \text{ м.}$$

Дальность отлета струн на отметке площадки нижнего бьефа при  $r_1 = 0,7$  м и  $h_{кр1} = 0,896$  м равна:  $l_2 = 1,76$  м. Диаметр ливнеотвода примем равным диаметру подводящего коллектора  $D_{сбр} = 1,5$  м; длину площадки нижнего бьефа при толщине стенки 0,2 м найдем из условия, что  $l_{н.б} = l_2 + 0,2 - l_1 = 1,76 + 0,2 - 0,629 = 1,33$  м.

Консоль подводящего коллектора принята равной 0,3 м, длина камеры составит:

$$L_{кам} = 1,33 + 0,629 + 1,5 + 0,1 \approx 3,6 \text{ м,}$$

а ширину определим по формуле

$$B_{кам} = D_{под} + D_{сбр} + 0,5 = 1,5 + 1,5 + 0,5 = 3,5 \text{ м.}$$

Одним из основных критериев возможности применения той или иной ливнесбросной камеры является обеспечение постоянства расхода  $Q_2$  воды, отводимой на очистку, а также предотвращение сброса плавающих веществ, представляющих наибольшую опасность для природных водоемов. При этом расход  $Q_2$  принимается равным предельной величине  $Q_{пр}$ . Ни одна из рассмотренных выше конструкций ливнесбросных камер не удовлетворяет этому критерию (рис. 9.13).

Ливнесбросная камера с водопропускными отверстиями на двух уровнях (рис. 9.14), конструкция которой разработана в ЛИСИ, ча-

стично устраняет эти недостатки. Выравнивание расхода, отводимого на очистку, достигается при одновременной работе струеформирующего отверстия и водосливного элемента. Принцип работы этой камеры следующий: дождевые стоки, расходы которых  $Q_1 < Q_{пр}$ , подводятся по коллектору 1 и диаметром  $D$  в делительное устройство 2 и через водопропускное отверстие 5 сбрасываются в главный коллектор 8, отводящий эту часть сточных вод на очистку. При увеличении подводимого к камере стока с расходом  $Q_1 > Q_{пр}$  растет дальность отлета струи, часть воды перелетает через разделительную стенку 6 и отводится в водоем коллектором 7. Одновременно с этим происходит включение в работу окон 4, и часть стока, загрязненная пеной и плавающими веществами, сбрасывается в главный коллектор. Чтобы предотвратить образование вихрей и вынос плавающих веществ в водоем через отверстие 5 при  $Q_1 > Q_{пр}$ , устанавливают струенаправляющий элемент 3. Рекомендуемый диаметр отверстия 5  $d_{отв} = 0,8 D$ , ширина окон  $b = 0,6 D$ . Постоянство отводимого на очистку расхода  $Q_2$  обеспечивается при изменении общего расхода  $Q_{пр} \leq Q_1 \leq 3 Q_{пр}$ .

### 9.9. Расчет канализационных выпусков

Условия выпуска коммунальных и промышленных сточных вод в реки, озера и водохранилища регламентируются Правилами охраны поверхностных вод от загрязнения сточными водами, а для морей — Правилами санитарной охраны прибрежной зоны морей.

Концентрация  $c_{ст}$  загрязняющих веществ в сточных водах, спускаемых в водоток или водоем, должна назначаться с учетом самоочищающей его способности исходя из кратности разбавления сточных вод водой окружающей водной среды:

$$n = (\gamma Q_в + Q_{ст}) / Q_{ст} = (c_{ст} - c_в) / (c_{макс} - c_в), \quad (9.120)$$

где  $Q_в$  — расчетный расход водотока;  $\gamma$  — коэффициент смешения, показывающий, какая часть расчетного расхода водотока участвует в смешении;  $Q_{ст}$  — расход сточных вод, сбрасываемых в водоем или водоток;  $c_{ст}$  и  $c_в$  — концентрации загрязняющих веществ в сточных водах и в водном источнике до выпуска в него сточных вод;  $c_{макс}$  — максимальная концентрация вещества в створе водного объекта.

В начальном сечении (месте выпуска) кратность разбавления равна единице, а затем по мере распространения примесей в направлении господствующих течений она увеличивается до предельной величины, когда наступает полное перемешивание. Участок водоема или водотока от места выпуска сточных вод до сечения, где наступает полное перемешивание, делят на три зоны: первая зона — начальное разбавление за счет увеличения окружающей жидкости турбулентным струйным потоком, вторая зона — основное разбавление за счет интенсивного турбулентного обмена; третья зона —

снижение концентрации лишь за счет процессов самоочищения.

Если разбавление происходит в начальной и основной зонах, то общая кратность разбавления составит

$$n = n_n n_o, \quad (9.121)$$

где  $n_n$  и  $n_o$  — кратности соответственно начального и основного разбавления.

Расчет начального разбавления при выпуске сточных вод в водотоки (метод ЛИСИ) [51]. Начальное разбавление рекомендуется учитывать при выпуске сточных вод в следующих случаях:

для напорных сосредоточенных и рассеивающих выпусков в водоток при соотношении  $v_o \geq 4v_p$  — скорости потока  $v_p$  и выпуска  $v_o$ ;

при абсолютных скоростях истечения струи из выпуска, больших 2 м/с.

При меньших скоростях расчет начального разбавления не производится. Для единичного напорного выпуска кратность начального разбавления  $n_n$  находится по номограмме (рис.

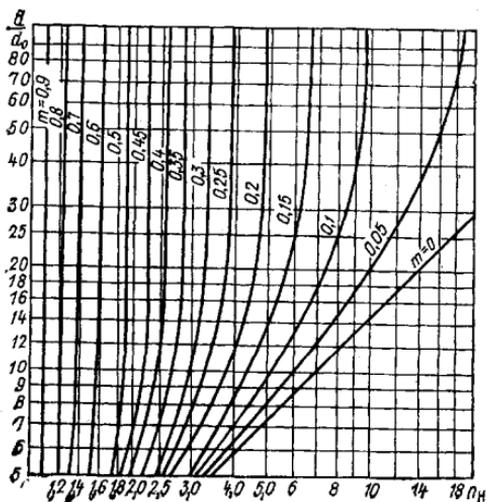


Рис. 9.15. График для расчета начального разбавления по формулам (9.114) и (9.119)

9.15). Для этого предварительно вычисляется отношение

$$d/d_o = 1,26 m^{-1,09} (u_{oc}/v_p - 1)^{-0,6}, \quad (9.122)$$

где  $d$  — диаметр загрязненного пятна в граничном створе начального разбавления;  $d_o$  — диаметр выпуска;  $u_{oc}$  — скорость, м/с, на оси струи;  $u_{oc}/v_p - 1 \approx 0,15/v_p$ ,  $m = v_p/v_o$ .

Расчет рассеивающего напорного выпуска осуществляется следующим образом: приняв  $N$  выпускных отверстий, скорость истечения  $v_o \geq 2,0$  м/с, определяют диаметр выпускного патрубка:

$$d_o = \sqrt{4 Q_{ст}^* / (\pi v_o N)}, \quad (9.123)$$

где  $Q_{ст}^*$  — суммарный расход сточных вод.

Затем по формуле (9.122) определяют отношение  $d/d_o$  и найденное значение  $d$  сравнивают с глубиной потока  $H$ . Если  $d < H$ , то по номограмме (рис. 9.15) находят кратность начального разбавле-

ния  $n_n$ . Для случая стесненной струи ( $d > H$ ) соответствующая ему кратность разбавления  $n_{н.с}$  находится умножением найденной величины  $n_n$  на поправочный коэффициент  $f(H/d)$ ;

$$f(H/d) = 1,1 (H/d)^{2/3}. \quad (9.124)$$

Расстояние до пограничного сечения зоны начального разбавления определяют по формуле:

$$l_{нач} = 2,08 d / (1 - 3,12 m). \quad (9.125)$$

Расход смеси сточных вод и воды водотока в том же сечении находят по условию

$$Q_{ст} = n_n Q_{ст}. \quad (9.126)$$

Средняя концентрация вещества в граничном сечении

$$c_{ср} = (c_{ст} - c_в) / n_n + c_в. \quad (9.127)$$

**Расчет основного разбавления при выпуске сточных вод в водотоки.** Методы непосредственного определения коэффициента смешения или кратности основного разбавления основаны на расчете поля концентрации. По методу ВНИИ ВОДГЕО величина коэффициента смешения описывается следующим выражением:

$$\gamma = (1 - \beta) / (1 + \beta Q_в / Q_{ст}), \quad (9.129)$$

где  $\beta = \exp(-\alpha \sqrt[3]{x})$ ;  $x$  — расстояние по фарватеру от места выпуска сточных вод до рассматриваемого створа;  $\alpha$  — коэффициент, учитывающий гидравлические условия смешения:

$$\alpha = \xi \Phi \sqrt[3]{D / Q_{ст}}; \quad (9.130)$$

$\xi$  — коэффициент, зависящий от расположения выпуска сточных вод в водоток; при выпуске у берега  $\xi=1$ , а в стержне реки  $\xi=1,5$ ;  $\Phi$  — коэффициент извилистости, равный отношению расстояния по фарватеру  $x$  от места выпуска сточных вод до рассматриваемого створа и по прямой  $x_{пр}$ ;  $D$  — коэффициент турбулентной диффузии, который для равнинных рек выражается формулой

$$D = g H_{ср} v_{ср} / M C. \quad (9.131)$$

здесь  $M=0,7C+6$  при  $C \leq 60$  и  $M=48$  при  $C > 60$ ;  $C$  — коэффициент Шези;  $v_{ср}$  и  $H_{ср}$  — соответственно средняя скорость течения и глубина водотока на участке между выпуском сточных вод и рассматриваемым створом.

Если условия течения различны на отдельных секциях этого участка, то величина коэффициента турбулентной диффузии равна сумме:

$$D = L_1 g v_{1ср} H_{1ср} / L M_1 C_1 + L_2 g v_{2ср} H_{2ср} / L M_2 C_2 + \dots + L_n g v_{nср} H_{nср} / L M_n C_n, \quad (9.132)$$

где  $L_1, L_2, \dots, L_n$  — длина каждой секции, а  $v_{1ср}, H_{1ср}, \dots, v_{nср}, H_{nср}$  — соответственно средняя скорость и глубина в пределах каждой секции и т. д.

Величина разбавления может быть найдена по условию (9.120). Рассматренный метод применим при отношении  $Q_{ст} / Q_в = 0,1 \div 0,0025$ .

Метод Таллинского политехнического института (ТПИ) позволяет определить величину максимального значения концентрации вещества, что после подстановки этого максимального значения в выражение (9.120) приводит к следующей зависимости для определения кратности разбавления:

$$n_0 = \frac{H_{\text{ср}} \sqrt{\pi v_{\text{ср}} D_y x}}{Q_{\text{ст}}} \left\{ \operatorname{erf} \left( \frac{b \sqrt{v_{\text{ср}}}}{2 \sqrt{D_y x}} \right) + \operatorname{erf} \left[ \frac{(B-b) \sqrt{v_{\text{ср}}}}{2 \sqrt{D_y x}} \right] \right\} + 1, \quad (9.133)$$

где  $b$  — расстояние от берега реки до выпуска сточных вод;  $B$  — ширина реки;  $D_y$  — коэффициент дисперсии в поперечном направлении;  $Q_{\text{ст}}$  — расход сточной жидкости, который при наличии начального разбавления является  $Q_{\text{см}}$  и находится по закону (9.126);  $\operatorname{erf}(z)$  — функция ошибок.

$$\operatorname{erf}(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^z e^{-\xi^2} d\xi.$$

Коэффициент дисперсии  $D_y$  для рек шириной до 50–60 м рекомендуется определять по формуле:

$$D_y = 41,6 R v_{\text{ср}} \sqrt{g} / C \sqrt{\operatorname{Re}}, \quad (9.134)$$

где  $\operatorname{Re} = v_{\text{ср}} R / \nu$  — число Рейнольдса;  $R$  — гидравлический радиус.

Для рек с большой шириной (100 м и более) коэффициент поперечной дисперсии

$$D_y = 284 \cdot 10^{-6} H_{\text{ср}} v_{\text{ср}} (B/H)^{1,378}. \quad (9.135)$$

Этот метод применим к сравнительно небольшим водотокам с коэффициентом извилистости меньше 1,5.

**Расчет разбавления сточных вод в водоемах.** Расчет разбавления веществ, содержащихся в сточных водах, при сбросе последних в водоемы в общем случае производится на основе решения уравнений гидродинамики с учетом ветровых воздействий и уравнения турбулентной диффузии. Эти расчеты обычно выполняют с помощью специальных алгоритмов на ЭВМ. На основе численного метода в ГГИ разработан приближенный метод расчета кратности разбавления. Расчет может быть выполнен для двух случаев:

- 1) береговой выпуск находится в верхней трети глубины водохранилища или его мелководной части;
- 2) глубинный выпуск находится на расстоянии до 500 м от берега.

В первом случае кратность начального разбавления определяется по формуле

$$n_n = (Q_{\text{ст}} + 0,0118 H_{\text{ср}}^2 \bar{v}) / (Q_{\text{ст}} + 0,00118 H_{\text{ср}}^2), \quad (9.136)$$

где  $Q_{ст}$  — расход сточных вод, м<sup>3</sup>/с;  $H_{ср}$  — средняя глубина водоема, м. Кратность основного и полного разбавления  $n = n_H n_0$  находят — по номограмме (рис. 9.16) в зависимости от значения  $n_H$ , средней глубины участка  $H_{ср}$  и расстояния от расчетной точки до выпуска  $L$ . С этой целью по номограмме на оси абсцисс откладывают требуемое расстояние и из точки, соответствующей этому расстоянию, проводят вертикальную линию до пересечения с кривой, соответствующей заданной глубине  $H_{ср}$ . Далее из точки пересечения проводят горизонтальную линию до пересечения с кривой, соответствующей найденному начальному разбавлению и из полученной точки проводят вертикальную линию, которая в точке пересечения дает искомую точку, соответствующую полному разбавлению.

Во втором случае начальное разбавление определяют по формуле

$$n_H = (Q_{ст} + 0,0087 H_{ср}^2) / (Q_{ст} + 0,000435 H_{ср}^2), \quad (9.137)$$

а основное и полное разбавление — по номограмме (рис. 9.17).

Границы применимости данного метода расчета: средняя скорость ветра 5,5 м/с, соответствующая наиболее неблагоприятному в санитарном отношении направлению ветра: в первом случае — вдоль берега, во втором — от берега. Протяженность участка, на котором определяют среднюю глубину  $H_{ср}$ , зависит от глубины водохранилища:

Глубина водохранилища, м . . .	3—4	5—6	7—8	9—10
Протяженность участка, м . . .	50	160	200	250

По известной кратности разбавления можно вычислить концентрацию загрязняющих веществ в расчетном створе или в сточной жидкости.

**Пример 9.** У берега реки с расходом  $Q_B = 15$  м<sup>3</sup>/с производится выпуск сточных вод с расходом  $Q_{ст} = 1,0$  м<sup>3</sup>/с и скоростью истечения из выпуска  $v_0 = 0,3$  м/с. Глубина потока  $H = 2,5$  м, ширина реки  $B = 60$  м. Средняя скорость потока  $v_{ср} = 0,1$  м/с, фоновая концентрация  $c_B = 0$ , коэффициент Шези  $C = 9,3$  м<sup>0,5</sup>/с.

Требуется определить кратность разбавления сточной воды.

Для указанных условий расчета начального разбавления не требуется; разбавление происходит по ширине реки, и поэтому применим метод ТПИ. Динамическую скорость определяем по условию:

$$u_* = v_{ср} \sqrt{g/C} = 0,1 \sqrt{9,81/9,3} = 0,0338 \text{ м/с.}$$

По формуле (9.134) находим, что  $D_y = 0,00695$  м<sup>2</sup>/с. По формуле (9.133) вычисляем  $n$ , учитывая, что  $b = 0$ . Результаты расчета  $n_0$  при различных значениях  $x$  представлены в табл. 9.7.

**Пример 10.** В реку с расходом  $Q_B = 120$  м<sup>3</sup>/с (при 95% обеспеченности) производится сосредоточенный выпуск сточных вод. Средняя скорость движения воды в реке  $v_{ср} = 0,35$  м/с, средняя глубина потока  $H = 3$  м, коэффициент Шези  $C = 476$  м. Расход сточных вод  $Q_{ст} = 0,4$  м<sup>3</sup>/с при скорости истечения из выпуска  $v_0 = 0,6$  м/с.

Необходимо определить кратность разбавления сточных вод в

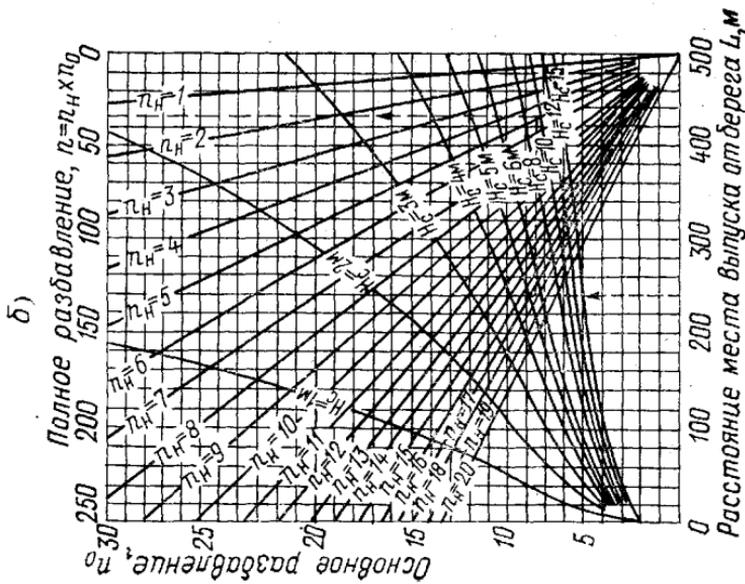
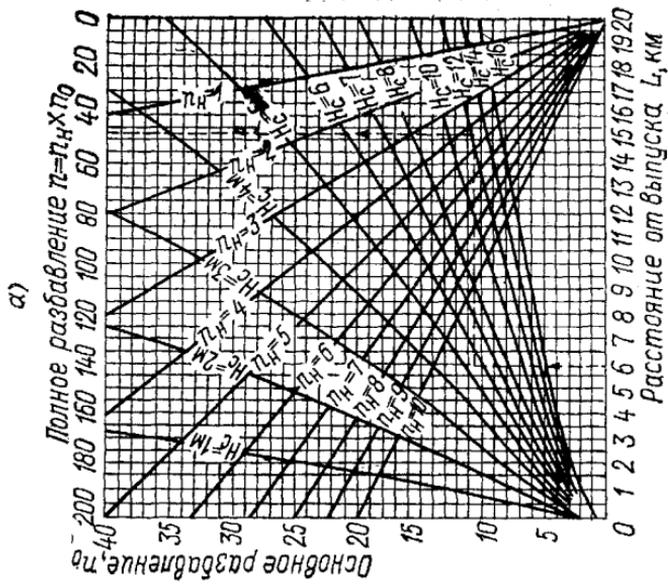


Рис. 9.16. Графики для расчета разбавления сточных вод  
 а — в водохранилище при выпуске у берега; б — то же, при глубинном выпуске на расстоянии от берега

Таблица 9.7. Кратность разбавления  $n_0$  на различных расстояниях от выпуска

Расчетные параметры	Расстояния $x$ от выпуска до расчетного створа, м						
	100	200	300	500	1000	2000	10000
$H_{cp} \sqrt{\pi v_{cp} D_{yx}} / Q_{ст}$	1,16	1,63	2,61	3,68	5,23	8,28	11,6
$(b_2) \sqrt{v_{cp} / D_{yx}}$	11,3	8,06	5,07	3,60	2,55	1,61	1,13
$\operatorname{erf} \left( \frac{B}{2} \sqrt{\frac{v_{cp}}{D_{yx}}} \right)$	1	1	1	1	0,999	0,977	0,89
$n_0$	1,16	1,68	6,68	6,68	7,22	8,10	10,3

створе, удаленном на расстояние  $L=500$  м от выпуска при двух случаях расположения выпуска в реке: 1) выпуск в стержне реки, 2) выпуск у берега. При этих условиях расчета начального разбавления не требуется.

Для расчета основного разбавления используем метод ВНИИ ВОДГЕО. По формуле (9.131) находим коэффициент турбулентной диффузии:

$$D = 9,8 \cdot 3 \cdot 0,35 (0,7 \cdot 47,6 + 6) \cdot 47,6 = 0,00545 \text{ м}^2/\text{с}.$$

По формуле (9.129) при  $\varphi=1$  определяем для двух случаев:

$$1) \xi = 1,5 \text{ и } \alpha = 1 \cdot 1,5 \sqrt{0,00545/0,4} = 0,358 \text{ м}^{-1/2};$$

$$2) \xi = 1 \text{ и } \alpha = 1 \cdot 1 \sqrt{0,00545/0,4} = 0,239 \text{ м}^{-1/2}.$$

По формуле (9.129) определяем коэффициент смешения соответственно для двух случаев:

$$1) \gamma = \left[ 1 - \exp \left( -0,358 \sqrt[3]{500} \right) \right] / \left[ 1 + \frac{120}{0,4} \exp \left( -0,358 \sqrt[3]{500} \right) \right] = 0,0508;$$

$$2) \gamma = \left[ 1 - \exp \left( -0,239 \sqrt[3]{500} \right) \right] / \left[ 1 + \frac{120}{0,4} \exp \left( -0,239 \sqrt[3]{500} \right) \right] = 0,0179.$$

Кратность разбавления по (9.120) соответственно равна:

$$1) n_0 = 0,0508 \cdot 120/0,4 + 1 = 16,3;$$

$$2) n_0 = 0,0179 \cdot 120/0,4 + 1 = 6,37.$$

**Пример 11.** В реку, в которой глубина потока  $H=6,0$  м и скорость течения  $v_p=0,3$  м/с, производится сброс сточных вод рассеивающим выпуском. Суммарный расход сточных вод  $Q_{ст}^*=1,06$  м<sup>3</sup>/с, скорость истечения из отверстий выпуска  $v_0=3,0$  м/с, число отверстий  $N=10$ .

Требуется определить кратность начального разбавления.

По формуле (9.123) определяем диаметр выпускаемого патрубка

$$d_0 = \sqrt{4 \cdot 1,06/3,14 \cdot 3,0 \cdot 10} = 0,212 \text{ м}.$$

По условию (9.122) при известных  $v_m/v_p-1=0,15/v_p=0,15/0,3=0,5$  и  $m=v_p/v_0=0,1$  находим отношение  $d/d_0=25,0$ , откуда

получаем величину  $d=5,3$  м. По номограмме (рис. 9.15) находим кратность начального разбавления  $n_n=8$ , и так как  $d < H$ , то расчет заканчиваем.

Расстояние до пограничного сечения зоны начального разбавления согласно формуле (9.125):

$$l = 2,08 \cdot 5,3 / (1 - 3,12 \cdot 0,1) = 16,1 \text{ м.}$$

## Глава десятая

### НЕРАВНОМЕРНОЕ БЕЗНАПОРНОЕ ДВИЖЕНИЕ В КАНАЛАХ И КОЛЛЕКТОРАХ

#### 10.1. Основные уравнения неравномерного движения

Основное уравнение для установившегося *неравномерного движения* жидкости в открытом канале (русле) имеет вид:

$$I = i_0 - \frac{dh}{dl} = - \frac{dz}{dl} = \frac{d}{dl} \frac{(\alpha + \kappa) v^2}{2g} + i_f, \quad (10.1)$$

где  $z$  — ордината кривой свободной поверхности потока;  $i_f = Q^2/K^3$ ;  $\kappa$  — коэффициент кривизны потока (при плавно изменяющемся движении  $\kappa=0$ ; при учете вертикальных составляющих скоростей и центробежных сил инерции, обусловленных кривизной свободной поверхности, его можно выразить в виде.

$$\kappa = \frac{4}{3} \frac{S}{\omega} \frac{d^2 h}{dl^2} - \frac{1}{3} \left( \frac{dh}{dl} \right)^2; \quad (10.2)$$

$S$  — статический момент площади сечения  $\omega$  относительно свободной поверхности.

Возьмем в потоке сечения  $n$  и  $n+1$ , расположенные достаточно близко друг от друга. Тогда уравнение (10.1), написанное в *конечных разностях* для участка потока, ограниченного этими сечениями, будет иметь вид

$$\delta I = \frac{[h_{n+1} + \alpha v_{n+1}^2 / (2g)] - [h_n + \alpha v_n^2 / (2g)]}{i_0 - \bar{i}_f} = \frac{\delta \mathcal{E}}{i_0 - \bar{i}_f}, \quad (10.3a)$$

где  $\delta \mathcal{E}$  — изменение удельной энергии сечения на длине  $\delta l$ ;  $\bar{i}_f$  — среднее постоянное значение уклона трения в пределах рассматриваемого участка.

Разбивая заданный поток по длине на ряд участков и определяя их длины по формуле (10.3), можно построить кривую свободной поверхности потока в русле или найти расстояние  $l$  между сечениями 1—1 и 2—2, глубины в которых соответственно равны  $h_1$  и  $h_2$ :

$$l = \sum_{k=1}^m \delta \mathcal{E}_k / (i_0 - \bar{i}_{fk}), \quad (10.3b)$$

где  $m$  — число участков, взятых между сечениями 1—1 и 2—2

## 10.2. Расчет кривых свободной поверхности на ЭВМ

При расчете кривых свободной поверхности на ЭВМ используется конечно-разностное уравнение (10.3). Программу целесообразно составлять для наиболее общего случая — непризматического русла с переменным (плавно изменяющимся) по длине потока уклоном дна  $i_0$ . Площадь поперечного сечения  $\omega$  и смоченный периметр  $\chi$  табулируют в зависимости от глубины  $h$  и расстояния от начального ствола  $l$  и задают в виде матриц. При составлении таких таблиц рекомендуется использовать планиметр и курвиметр.

Уклон дна  $i_0$  задается для нескольких сечений. Перед счетом вводят в память машины коэффициент шероховатости канала  $n$ , координату  $l_0$  начального сечения, глубину воды в нем  $h_0$ , предельные координаты свободной поверхности  $l_{\max}$  и  $h_{\max}$ , а также максимальный горизонтальный шаг построения кривой  $\Delta l'$  и начальный вертикальный шаг  $\Delta h$ .

Расстояния между сечениями  $n$  и  $n+1$  находят следующим образом: принимают  $l_{n+1} = l_n + \Delta l'$ ,  $h_{n+1} = h_n + \Delta h$  и по этим данным определяют  $\omega_{n+1}$ ,  $\chi_{n+1}$ ,  $i_{0n+1}$ , подсчитывают гидравлический радиус, коэффициент Шези  $C_{n+1}$ , удельную энергию сечения  $\mathcal{E}_{n+1}$  и угол трения  $i_{f,n+1}$ . Расстояние между сечениями рассчитывают по (10.3). Полученное расстояние  $\Delta l$ , как правило, будет отличаться от ранее принятого  $\Delta l'$ . При незначительном отличии координаты  $l_{n+1}$  и  $h_{n+1}$  фиксируют. При существенном отличии и  $\Delta l > \Delta l'$  вертикальный шаг  $\Delta h$  уменьшают в 2 раза и повторяют подсчеты сначала (с определения  $h_{n+1}$ ). В противном случае принимают горизонтальный шаг равным  $0,5(\Delta l + \Delta l')$  и подсчет повторяют с момента определения  $l_{n+1}$ . Вычисления заканчивают после достижения координатами  $l_n$  и  $h_n$  граничных значений.

Призматические русла и русла с постоянным уклоном дна рассчитывают в том же порядке, однако объем вводимой в память машины первоначальной информации о русле значительно меньше: площади, смоченные периметры и уклон задают лишь для двух сечений (створов).

## 10.3. Расчет неравномерного движения в каналах с помощью показательных зависимостей

При интегрировании уравнения (10.1) движения потока в цилиндрических каналах (при  $\kappa=0$ ) широко пользуются, по предложению Б. А. Бахметева, показательной зависимостью между  $K$  и  $h$ .

$$K^{2/x} = a(h - h'')^n + (K'')^{2/x}, \quad (10.4)$$

где

$$a = [(K'')^{2/x} - (K')^{2/x}] / (h'' - h'),$$

$h''$  и  $h'$  — две произвольные глубины, взятые для рассматриваемого поперечного сечения канала;  $K''$  и  $K'$  — модули расхода, отвечающие этим глубинам.

Н. Н. Павловский и Г. А. Джимшели принимают  $x=2,0$ , М. Д. Чертоусов —  $x=4,0$ , И. И. Агроскин —  $x=5,5$ , Батикль —  $x=5,0$ , В. Б. Дульнев —  $x=1,0$ , Б. А. Бахметев, Р. Р. Чугаев, А. Н. Рахманов считают значение показателя  $x$  переменным, зависящим от формы канала, а одну из глубин — равной нулю ( $h'=0$ ;  $K'=0$ ). По Б. А. Бахметеву, вторая глубина принимается равной нормальной глубине ( $h''=h_0$ ,  $K''=K_0$ ). Принимая на участке интегрирования  $i_{cp} = [\alpha |i_0| C^2 B / (g \chi)]_{cp}$ , получаем следующие уравнения для призматических каналов:

$$\alpha K_0^{-2/x} i_0 l = \eta_2 - \eta_1 - (1 - i_{cp}) [B(\eta_2, x) - B(\eta_1, x)], \quad (10.5)$$

где  $\eta = (K/K_0)^{2/x}$ ;  $K_0$  — модуль расхода при глубине равномерного движения с уклоном  $|i_0|$ ;

для прямого уклона ( $i_0 > 0$ )

$$B(\eta, x) = B_1 = \int \frac{d\eta}{1 - \eta^x},$$

для обратного уклона ( $i_0 < 0$ )

$$B(\eta, x) = B_2 = \int \frac{d\eta}{1 + \eta^x} = 2 B_1(\eta, 2x) - B_1(\eta, x).$$

Численные значения функций  $B_1$  и  $B_2$  приводятся во многих пособиях по гидравлике [94]. Можно считать:

при  $\eta < 1,0$

$$B_1(\eta, x) = x^{-1} \ln [(1 + \eta)/(1 - \eta)] + (x - 2) x^{-1} \operatorname{arctg} \eta; \quad (10.6a)$$

при  $\eta \leq 0,85$

$$B_1(\eta) = \eta (1 - \eta^x)^{-1/(x+1)}; \quad (10.6b)$$

при  $\eta > 1,0$

$$B_1(\eta) = x^{-1} \ln [(\eta + 1)/(\eta - 1)] - (1,57 - \operatorname{arctg} \eta) (x - 2)/x; \quad (10.7a)$$

при  $\eta > 1,2$

$$B_1(\eta) = (1 - \eta^{-x})^{(1-x)/(2x-1)} \cdot \eta^{1-x}/(x-1); \quad (10.7b)$$

при  $\eta \leq 1,0$

$$B_2(\eta) = \eta (1 + \eta^x)^{-1/(x+1)}; \quad (10.8a)$$

при  $\eta \geq 1,0$

$$B_2(\eta) = \Phi(x) - \eta^{1-x} (1 + \eta^{-x})^{(1-x)/(2x-1)}/(x-1); \quad (10.8b)$$

при  $\eta < 0,4$

$$B(\eta) \approx \eta;$$

при  $\eta > 4,0$  и  $x \geq 3$

$$B_1(\eta) \approx 0.$$

При расчетах по (10.5) функцию  $\Phi(x) = 2^{-1/(x+1)} + 2^{(1-x)/(2x-1)}/(x-1)$  можно не учитывать. В [38] дано точное

интегрирование без осреднения  $j_{cp}$  путем использования степенной зависимости (8.47).

Для горизонтального канала ( $i_0=0$ ) длину кривой свободной поверхности на участке с глубинами  $h_1$  и  $h_2$  определяют по формуле

$$l = [\alpha C^2 B / (g \chi)]_{cp} (h_2 - h_1) - (K_2^{2+2/x} - K_1^{2+2/x}) / [Q^2 \alpha (1+x)]. \quad (10.9)$$

Для трапециевидальных каналов с откосами  $m$  и шириной по дну  $b$  для  $i_0=0$  расчетное уравнение можно представить в виде:

$$\frac{Q^2}{K_b^2} \frac{l}{b} = I_0(h_2/b) - I_0(h_1/b) - \frac{\alpha Q^2}{g b^5} [J_0(h_2/b) - J_0(h_1/b)], \quad (10.10)$$

где

$$K_b = b^{2,5+y} (1+m)^{1,5+y} (1+2^y \sqrt{1+m^2})^{0,5+y} / n; \quad (10.11)$$

$y$  — показатель степени Н. Н. Павловского для коэффициента Шези; функции  $I_0$  и  $J_0$  как результаты интегрирования на ЭВМ [38]. На основании этих данных можно принять:

при  $m > 0$

$$I_0 = 0,283 / (1 + 0,387 \sqrt[3]{m}) (h/b)^{3,59 + 1,19 m^{0,362}} = c_1 (h/b)^{p_1}; \quad (10.12)$$

при  $m > 1$

$$J_0 = [3,14 + 3,61 (m-1)^{0,4}]^{-1} (h/b)^{1,205 + 0,045 \sqrt{m-1}} = c_2 (h/b)^{p_2} \quad (10.13)$$

В табл. 10.1 приведены численные значения коэффициентов  $c_1$ ,  $c_2$  и показателей степеней  $p_1$  и  $p_2$  для наиболее характерных случаев.

При линейной зависимости  $K^{2/x}$  от  $l$  на участке интегрирования для призматических и непризматических каналов с любыми значениями продольного уклона получено следующее выражение:

$$l \left[ i_0 + \frac{Q^2}{(x-1)(K_2^{2/x} - K_1^{2/x})} (K_2^{2/x-2} - K_1^{2/x-2}) \right] = h_2 - h_1 + \frac{\alpha v_2^2 - \alpha v_1^2}{2g}. \quad (10.14)$$

Таблица 10.1. Значения  $c_1$ ,  $c_2$ ,  $p_1$  и  $p_2$ , входящих в (10.12) и (10.13)

Параметры	Коэффициенты откоса				
	0	1	2	3	4
$c_1$	0,283	0,204	0,187	0,179	0,175
$p_1$	3,59	4,78	5,18	5,4	5,55
$c_2$	—	0,318	0,148	0,086	0,056
$p_2$	—	1,205	1,25	1,27	1,28

#### 10.4. Расчет неравномерного безнапорного движения в коллекторах

Принимая во внимание, что отношение модулей расхода зависит только от степени наполнения коллектора, т. е.  $K/K_{\pi} = f(h/H) = f(a)$ , где  $K_{\pi}$  — модуль расхода для коллектора при полном заполнении его, из дифференциального уравнения

$$\frac{i_0 dl}{H} = \frac{f^2(a) [1 - \alpha Q^2 B / (g \omega^3)]}{f^2(a) \mp Q^2 / Q_{\pi}^2} da \quad (10.15)$$

путем численного интегрирования получим:

$$\frac{|i_0| l}{H} = \Phi \left( a_1, \frac{Q}{Q_{\pi}} \right) - \Phi \left( a_2, \frac{Q}{Q_{\pi}} \right) - \frac{\alpha Q^2}{g H^5} \left[ \Psi \left( a_1, \frac{Q}{Q_{\pi}} \right) - \Psi \left( a_2, \frac{Q}{Q_{\pi}} \right) \right]; \quad (10.16)$$

при  $i_0 > i_f$ , когда  $f(a) < Q/Q_{\pi}$ :

$$\left. \begin{aligned} \Phi = \Phi_1 &= \int_0^{a_i} \frac{f^2(a)}{Q^2/Q_{\pi}^2 - f^2(a)} da, \\ \Psi = \Psi_1 &= \int_0^{a_i} \frac{H^5 B f^2(a)}{\omega^3 [Q^2/Q_{\pi}^2 - f^2(a)]} da; \end{aligned} \right\} \quad (10.17)$$

при  $i_f > i_0 > 0$ , когда  $Q/Q_{\pi} < f(a)$ :

$$\left. \begin{aligned} \Phi = \Phi_1 &= \int_{a_i}^1 \frac{f^2(a)}{Q^2/Q_{\pi}^2 - f^2(a)} da, \\ \Psi = \Psi_1 &= \int_{a_i}^1 \frac{H^5 B f^2(a)}{\omega^3 [Q^2/Q_{\pi}^2 - f^2(a)]} da; \end{aligned} \right\} \quad (10.18)$$

при  $i_0 < 0$

$$\left. \begin{aligned} \Phi = \Phi_2 &= \int_0^{a_i} \frac{f^2(a)}{f^2(a) + Q^2/Q_{\pi}^2} da, \\ \Psi = \Psi_2 &= \int_0^{a_i} \frac{H^5 B f^2(a)}{\omega^3 [f^2(a) + Q^2/Q_{\pi}^2]} da. \end{aligned} \right\} \quad (10.19)$$

Для коллекторов с горизонтальным дном ( $i_0 = 0$ )

$$\frac{Q^2 l}{K_{\pi}^2 H} = \Phi_0(a_1) - \Phi_0(a_2) - \frac{\alpha Q^2}{g H^5} [\Psi_0(a_1) - \Psi_0(a_2)], \quad (10.20)$$

Таблица 10.2. Значения  $c_3$ ,  $c_4$ ,  $p_3$  и  $p_4$ , пределы их применения в зависимости от степени наполнения

Вид сечения	$c_3$	$p_3$	Предел	$c_4$	$p_4$	Предел
Круглое	0,685	14/3	$a < 0,8$	4,37	1,0	$a \leq 0,7$
	1,0785	1,0	$a > 0,75$	1,86	1,0	$a > 0,65$
Лотковое	0,713	14,4	$a < 0,8$	0,167	1,0	$a > 0,75$
	1,122	1,0	$a > 0,75$	0,57	1,0	$a > 0,65$
Овоидальное	0,47	14/3	$a < 0,8$	10,45	1,0	$a \leq 0,7$
	1,044	1,0	$a > 0,75$	8,58	0,5	$a \geq 0,7$
Банкетное	1,35	1,0	$a > 0,75$	4,9	1,0	$a \leq 1,0$
	0,62	4,0	$a < 0,8$	12,4	1,0	$a \leq 0,5$
Обратноовоидальное	0,975	1,0	$a > 0,75$	8,5	0,5	$a > 0,5$

где

$$\Phi_0 = \int_0^a f^2(a) da; \quad \Psi_0 = \int_0^a f^2(a) (H^5 B / \omega^3) da. \quad (10.21)$$

Результаты интегрирования на ЭВМ (10.17), (10.18) и (10.21) с шагом  $\Delta a = 0,01$  при выражении уклона трения по (8.5) даны в виде таблиц, по которым построены графики [39]. На основании этих данных можно считать:

$$\Phi_0(a_2) - \Phi_0(a_1) = c_3 (a_2^{p_3} - a_1^{p_3}); \quad (10.22)$$

$$\Psi_0(a_2) - \Psi_0(a_1) = c_4 (a_2^{p_4} - a_1^{p_4}). \quad (10.23)$$

Значения коэффициентов  $c_3$ ,  $c_4$  и показателей степеней  $p_3$ ,  $p_4$  для разных сечений даны в табл. 10.2.

Выражая уклон трения при  $a > 0,5$  по (8.6), дифференциальное уравнение неравномерного движения приведем к следующему виду:

$$i_0 d \frac{l}{D} = \frac{\omega_*^2 da - [\alpha Q^2 / (g \omega D^5)] d \omega}{\omega_*^2 - 0,618 Q^2 / Q_{\Pi}^2}; \quad (10.24)$$

при  $i_0 = 0$

$$\frac{\pi^2}{16} \frac{Q^2}{K_{\Pi}^2} d \frac{l}{D} = \left( \frac{\alpha Q^2}{g D^5} \frac{B}{\omega_*} - \omega_*^2 \right) da, \quad (10.25)$$

где  $\omega_* = \omega / D^2$ ;  $Q_{\Pi}$  — расход при полном заполнении трубы с уклоном  $|i_0|$ .

Значения  $\Phi_0$  и  $\Psi_0$  в результате интегрирования при  $a \leq 0,5$  по (10.21), а при  $a > 0,5$  по (10.25) следующие:

$a$ . . . . .	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
$10^4 \Phi_0$ . . . . .	0,1	3	23	106	271
$10^4 \Psi_0$ . . . . .	2846	7007	11 483	16 401	20 241
$a$ . . . . .	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$10^4 \Phi_0$ . . . . .	590	1064	1 711	2 531	3 489
$10^4 \Psi_0$ . . . . .	23 896	26 764	28 986	30 611	31 478

Эти данные позволяют принять:

при  $a < 0,5$

$$\Phi_0 = 0,945 a^2;$$

при  $0,5 \leq a \leq 1,0$

$$\Phi_0 = 0,23 a^4 + 0,213 a - 0,094;$$

(10.26)

при  $0,1 \leq a \leq 0,6$

$$\Psi_0 = 4,37 a - 0,17;$$

при  $a \geq 0,5$

$$\Psi_0 = 18 \sqrt{a} - 8,27 a - 6,58.$$

(10.27)

Значения  $\Phi_1$  и  $\Psi_1$ ,  $\Phi_2$  и  $\Psi_2$  даны на рис. 10.1 и 10.2, графики которых построены на основании расчетов на ЭВМ [38].

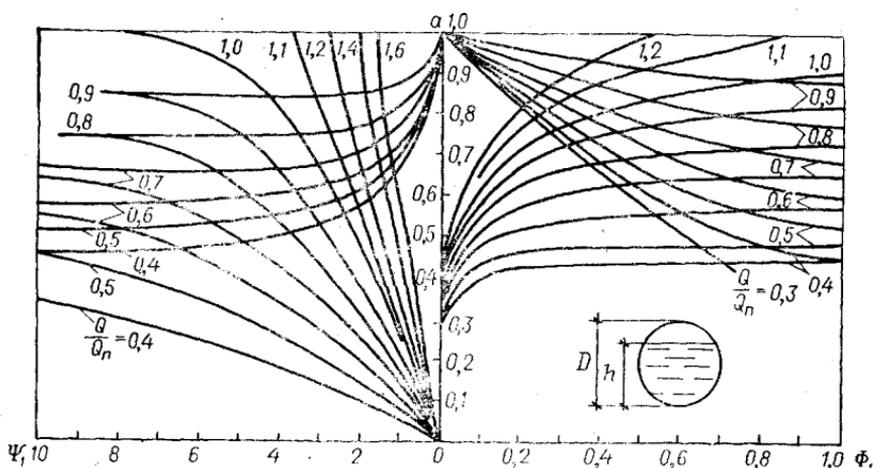


Рис. 10.1. Изменение функций  $\Phi_1$  и  $\Psi_1$  в зависимости от степени наполнения круглой трубы с прямым уклоном дна ( $i_0 > 0$ )

**Пример 1.** В конце коллектора  $d=2000$  мм, проложенного с уклоном  $i_0=0,001$ , имеется насосная станция с приемным резервуаром. Расход коллектора при наполнении  $a=h/d=0,55$  составляет  $Q=2532$  л/с. Отметка лотка коллектора у приемного резервуара насосной станции  $\nabla_n=+10$  м.

Необходимо сделать оценку условий, при которых в коллекторе будет наблюдаться неравномерное движение воды.

Отметка уровня сточной жидкости в приемном резервуаре насосной станции при равномерном ее движении по всей длине коллектора

$$\nabla_0 = \nabla_n + h_0 = 10 + a d = 10 + 1,1 = 11,1 \text{ м.}$$

При повышении уровня воды в приемном резервуаре выше  $\nabla_0$  в коллекторе начнет создаваться подпор и возможно заиливание из-за уменьшения скорости.

Минимальная отметка уровня сточной жидкости в конце коллектора может быть определена по величине критической глубины

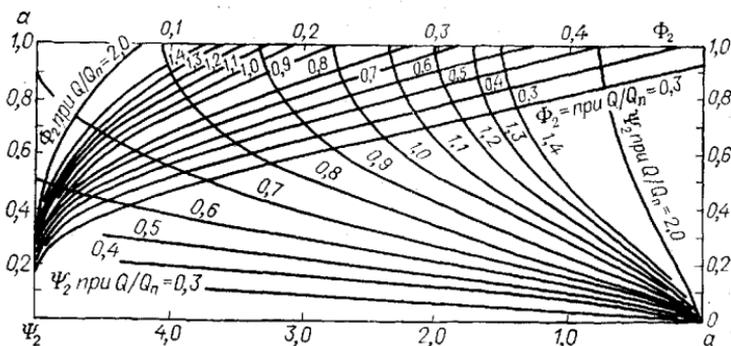


Рис. 10.2. Изменение функции  $\Phi_2$  и  $\Psi_2$  в зависимости от степени наполнения круглой трубы с обратным уклоном дна ( $i_0 < 0$ )

$h_{кр} = 0,772$  с учетом, что на кромке перепада минимальная глубина равна  $0,75 h_{кр}$ .

$$\nabla_{\min} = 10 + 0,75 h_{кр} = 10 + 0,58 = 10,58 \text{ м.}$$

Поскольку по условиям задачи  $h_0 > h_{кр}$ , то состояние потока сточных вод в коллекторе спокойное.

Определим длину кривой спада при условии, что в конце коллектора установится критическая глубина  $h_{кр} = 0,772$  м, а глубина в начале кривой спада  $h_1 = h_0 - 0,025 \text{ м} = 1,1 - 0,025 = 1,075$  м. При этих данных  $a_1 = 0,537$ ;  $a_2 = 0,386$ ;  $Q_{п} = 4335$  л/с;  $Q/Q_{п} = 0,584$ . По рис. 10.1 находим:  $\Phi_1(a_1) = 0,277$ ;  $\Phi_1(a_2) = 0,027$ ;  $\Psi_1(a_1) = 9,31$ ;  $\Psi_1(a_2) = 4,66$ .

По формуле (10.16) получаем

$$l = d/i_0 [(0,277 - 0,027) - 0,0203 (9,31 - 4,66)] = 312 \text{ м.}$$

При незатопленном истечении из трубопровода в конце его наблюдается безнапорное движение на участке длиной  $l_6$ , на протяжении которого течение безнапорное и наполнение уменьшается от полного ( $a_n = 1,0$ ) до критического  $a_k$ . В табл. 10.3 даны коэффициенты сопротивления  $\zeta_k = \lambda_{п} l_6 / D$  этих участков для некоторых случаев.

Таблица 10.3. Параметры потока, при которых наполнение трубы уменьшается от  $a_n = 1,0$  до  $a_k$

Параметры	Степень наполнения в конце трубы							
	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95
$\sqrt{a k g Q l D^{5/2}}$	0,095	0,163	0,246	0,35	0,473	0,621	0,835	1,02
$\zeta_k$ при $i_0 = 0$	44	13,9	5,2	2,0	0,76	0,26	0,06	0,02
$l_6 (l/D)$	0,82	0,78	0,70	0,60	0,46	0,31	0,15	0,08
$\zeta_{k_j}$	133	44	17,2	7,3	3,0	1,2	0,32	0,136
$l_6 (l/D)$	0,5	0,46	0,41	0,34	0,26	0,17	0,076	0,039
$\zeta_k$	96	30	12	5	2,1	0,78	0,193	0,072

## 10.5. Гидравлический прыжок

Гидравлическим прыжком называется резкое увеличение глубины потока от величины  $h_1$  меньшей  $h_{кр}$ , до величины  $h_2$ , большей  $h_{кр}$ , т. е. через гидравлический прыжок бурный поток переходит в спокойный (рис. 10.3).

Величина  $a_{п}$  показанная на чертеже, называется высотой прыжка,  $l_{п}$  — длиной прыжка. Глубины в сечениях 1—1 и 2—2, ограничивающих прыжок, называются сопряженными (или взаимными).

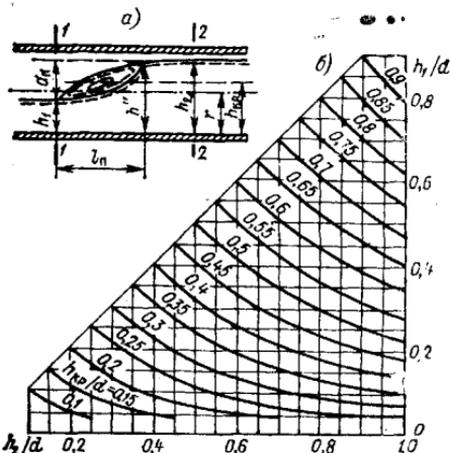


Рис. 10.3. Определение взаимных глубин гидравлического прыжка в круглоцилиндрической трубе

$a$  — схема;  $b$  — график для расчета

При небольшом уклоне дна цилиндрического канала эти глубины связаны между собой основным уравнением прыжка:

$$\begin{aligned} \alpha_{02} Q^2 / (g \omega_2) + z_2 \omega_2 &= \\ &= \alpha_{01} Q^2 / (g \omega_1) + z_1 \omega_1, \end{aligned} \quad (10.28)$$

где  $z_1$  и  $z_2$  — заглубления отметок центров тяжести первого и второго сечений от поверхности жидкости;  $\omega_1$  и  $\omega_2$  — живые сечения потока до и после прыжка.

По исследованиям Л. Б. Калинской, коэффициент количества движения  $\alpha_0''$  в прямоугольном сечении в

конце водоворота выражается зависимостью

$$\alpha_0'' = 1 + 0,445 \left( \sqrt[4]{Fr_1} - 1 \right), \quad (10.29)$$

а в трубе круглого сечения

$$\alpha_0'' = 1 + 0,2 \left( \sqrt{Fr_1} - 1 \right), \quad (10.30)$$

где  $Fr_1 = v_1^2 / (g h_1)$  — число Фруда в сечении перед прыжком.

В послепрыжковой области происходит дальнейшее преобразование и рассеяние энергии; в конце этой области устанавливается глубина  $h_2$  при спокойном состоянии потока. Глубина в конце прыжка  $h''$  может быть представлена в следующем виде:

$$h'' = h_2 - 0,08 (h_2 - h_1) h_{кр} / r. \quad (10.31)$$

Согласно исследованиям Б. Ф. Левицкого и В. Д. Павленко коэффициент количества движения  $\alpha_0$ , учитывающий неравномерность распределения и пульсацию скоростей для прыжка в круглоцилиндрической трубе выражается зависимостью

$$\alpha_{0,2} = 0,7 \sqrt[6]{Fr_1} h_2/h_{кр}. \quad (10.32)$$

Распределение давления в сечении непосредственно за вальцом не подчиняется гидростатическому закону, а сила давления  $P_2'$  составляет часть от силы  $P_2$ , полученной в предположении гидростатического закона распределения давления. Отношение силы давления  $F_2'$  в сечении за вальцом к силе  $P_2$  при гидростатическом законе распределения давления зависит от отношения  $h_2/h_1$ :

$h_2/h_1$ . . . . .	6	5,2	5	4	3,2	3	2,2
$P_2'/P_2$ . . . . .	0,8	0,82	0,85	0,91	0,92	0,94	0,97

Для определения взаимных глубин могут быть использованы графики на рис. 10.3, б, 10.4 и 10.5.

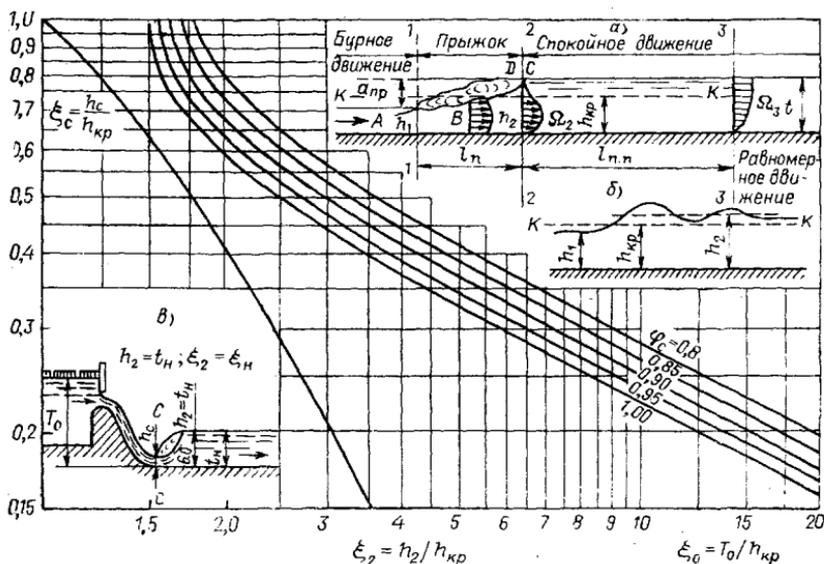


Рис. 10.4. График для определения глубины  $h_c$  в сжатом сечении и глубины  $h_2$ , сопряженной со сжатой, в зависимости от  $T_0$  (в случае прямоугольного отводящего русла)  
 а — схема совершенного прыжка; б — то же, прыжка-волны; в — то же, к расчету глубин  $h_c$  и  $h_2$

Обстоятельные теоретические исследования гидравлического прыжка в прямоугольном канале выполнены М. А. Михалевым и С. К. Кузнецовым [32].

Приближенно сопряженные глубины можно определять по формулам:

при  $h_2/h_{кр} < 3,5$

$$h_1/h_{кр} = (1 + c) h_{кр}/h_2 \quad (10.33)$$

где для каналов параболического, прямоугольного и круглого сечений  $c = 0,16$ ; для каналов треугольного сечения  $c = 0,13$ ; для трапецидального канала:

при  $mh_{кр}/b \leq 1,0$

$$c = 0,16 + 0,08 (mh_{кр}/b)^{1/3} \quad (10.34a)$$

при  $mh_{кр}/b \geq 1,0$

$$c = 0,13 + 0,11 [b/(mh_{кр})]^{1/3} \quad (10.34б)$$

при  $h_2/h_{кр} > 2,0$

$$\frac{h_1}{h_2} = \left[ \frac{A}{A + (h_2/h_{кр})^x} \right]^{1/3} \quad (10.35)$$

где

	A	x	n
для прямоугольного канала . . .	2,0	3,0	1,0
> параболического > . . .	5,3	4,0	1,5
> треугольного > . . .	1,5	5,0	2,0

$$A = (x + 1)/(x - 1); \quad n = 0,5(x - 1).$$

Для потоков в замкнутых трубах сопряженные глубины могут быть найдены по формуле В. Н. Козина:

$$h_2/H = k_1 (H/h_1)^{k_2} [\alpha Q^2/(g H^5)]^{k_3}, \quad (10.36)$$

где параметры  $k_1$ ,  $k_2$  и  $k_3$  зависят от формы сечения трубы (табл. 10.4);

или по графикам, составленным А. М. Кургановым [39].

Принимая для круглой трубы при  $\alpha \leq 0,85$

$$z \omega^2 = 0,4 \alpha^{3,75} D^5 \quad \text{и} \quad \omega = 0,94 \alpha^{1,33} D^2, \quad (10.37)$$

уравнение (10.28) представим в виде:

$$\alpha_1^{3,75} - 2,35 P \alpha_1^{4/3} + 2,5 \alpha_0 Q^2/(g D^5) = 0, \quad (10.38)$$

где  $P = \alpha_0 Q^2/(g D^5 \omega) + z \omega/D^2$  — прыжковая функция.

Таблица 10.4. Значения  $k_1$ ,  $k_2$  и  $k_3$  в (10.36) при  $0,05 < h_1/H < 0,8$  и  $0 < \alpha_2 < 1$

Вид сечения	Параметры		
	$k_1$	$k_2$	$k_3$
Круглое	1,08	0,745	0,442
Лотковое	0,653	0,84	0,50
Шагровое	0,934	0,85	0,54
Оvoidальное	1,90	0,745	0,45
Лоток смотрового колодца	1,23	0,774	0,49
Круглое при $h_1/D \leq 0,5$	1,15	0,752	0,46

При  $\Pi [g D^5 / (\alpha Q^2)]^{0,645} > 6$  вторую ( $h_2$ ), сопряженную глубину можно вычислять по формуле

$$a_2 = 1,42 \Pi^{0,414}, \quad (10.39)$$

а при  $\Pi [g D^5 / (\alpha Q^2)]^{0,645} > 3$  первую ( $h_1$ ) сопряженную глубину по условию

$$a_1 = 1,05 [\alpha Q^2 / (g D^5 \Pi)]^{1/4}. \quad (10.40)$$

Длина прыжка в трапецидальных каналах может быть определена по формуле А. С. Мейерова:

$$l_{\text{п}} = 10,3 h_2 (\sqrt{Fr_1} - 1)^{0,81} [1 + 1,76 m (h_2 - h_1) / \chi_1]; \quad (10.41)$$

в круглых трубах

$$l_{\text{п}} = 7,6 r_0 k_{\Phi} (a_2 - a_1)^2 / (a_2 - a_{\text{кр}}), \quad (10.41a)$$

где при  $a_1 < 0,2 k_{\Phi} = 1,0$ , а при  $a_1 > 0,2 k_{\Phi} = 1 - 0,9 (a_1 / a_2)^2$ .

На длине  $l_{\text{пп}}$  послепрыжкового участка в пределах между сечениями 2—2 и 3—3 (рис 10.4, а) происходит затухание пульсаций до величин, свойственных равномерному движению, а также выравнивание эпюры осредненных скоростей до формы, которая также отвечает равномерному движению:

$$l_{\text{пп}} \approx (10 \div 30) t, \quad (10.42)$$

где  $t$  — глубина потока в канале за послепрыжковым участком.

Вследствие поверхностного водоворота в незатопленном гидравлическом прыжке происходит интенсивное воздухововлечение (аэрация). Максимальное среднее по глубине (сечению) воздуходо-содержание в начале прыжка согласно исследованиям Ю. В. Кокорина достигает величины  $c_{95} = 40 \div 60\%$ . По мере уменьшения интенсивности турбулентности в потоке в концевой части прыжка и на послепрыжковом участке механически вовлеченный воздух выделяется (деаэрация).

Если в бурном потоке перед прыжком вода не насыщена растворенным воздухом, то из-за аэрации количество растворенного в ней воздуха увеличивается.

При безнапорных потоках с  $q = 0,1 \div 0,24 \text{ м}^2/\text{с}$ ,  $\sqrt{Fr_1} = v_1 / \sqrt{gh_1} = 8 \div 10$  и  $\bar{c}_{95} = 30 \div 50\%$  Ю. В. Кокорин для определения среднего по глубине (сечению) воздуходо-содержания в свободном незатопленном гидравлическом прыжке и на послепрыжковом участке (на расстоянии  $x$  от начала прыжка) рекомендует такую эмпирическую зависимость:

$$\bar{c}_{95} = (x/a_{\text{пр}} - 8)^2 + 10\%. \quad (10.43)$$

Воздуходо-содержание в гидравлическом прыжке является функцией не только Фруда, но также, например, числа Вебера или числа Рейнольдса. Поэтому при использовании для практических

расчетов зависимости (10.43) за пределами указанных выше характеристик  $g$ ,  $Fr_1$ ,  $c_{95}$  нужно иметь в виду, что в гидравлическом прыжке с большими размерами (при некотором  $Fr_1 = \text{const}$ ) будет и больше воздухоудержание.

Самоаэрация потока перед прыжком, в результате которой происходит только «разбухание» потока, не влияет на вторую сопряженную глубину, определяемую без учета вовлеченного в поток воздуха на послепрыжковом участке, но приводит к некоторому уменьшению длины гидравлического прыжка (на 10—20%). В практических расчетах сопряжения бьефов самоаэрацию потока можно не учитывать.

Вторая сопряженная глубина увеличивается, если поток в русле перед прыжком не только аэрирован, но и имеет повышенный коэффициент количества движения или повышенную скорость, обусловленную уменьшением потерь напора по длине потока при самоаэрации.

Совершенный гидравлический прыжок, показанный на рис. 10.3, наблюдается при  $Fr_1 = v_1^2/g h_1 > Fr_{1\text{пр}}$ , а при  $Fr_1 < Fr_{1\text{пр}}$  образуется «прыжок-волна» (рис. 10.4, б) в виде периодически затухающих волн. Высота первой волны  $h_b$  значительно превышает вторую сопряженную глубину  $h_2$ . Высоту  $h_b$  предлагается находить из равенства удельной энергии волнового движения при  $dh/dl = 0$  и  $d^2 h/dl^2 = (h_1/h_b - 1)/h_b$  в (10.2) и удельной энергии предшествующего волнам плавно изменяющегося движения, т. е. из уравнения

$$h_b/h_1 - 1 = 1/2 Fr_1 [1 - (\omega_1/\omega_b)^2] + 4/3 (\omega_1/\omega_b)^2 (S_b/\omega_b h_b) (1 - h_1/h_b). \quad (10.44)$$

Когда высота первой волны достигает предельного значения, равного значению удельной энергии сечения за прыжком при глубине  $h_2$  удовлетворяющей равенству (10.28), прыжок-волна разрушается и переходит в совершенный прыжок. На основании этих решений представляется возможным принять для волн в трапециевидном канале

$$\eta_b = h_b/h_1 = (1 + Fr_1 - Fr_{кр})^{2/4}; \quad (10.45)$$

$$Fr_{1\text{пр}} = (1 + 0,5 Fr_{кр})^2 - 1 + Fr_{кр}; \quad (10.46)$$

$$\eta_{b.\text{пр}} = h_{b.\text{пр}}/h_1 = (1 + 0,5 Fr_{кр})^{2/4}, \quad (10.47)$$

где  $Fr_{кр} = v_{кр}^2/(gh_{кр})$ .

При этом получено:

для прямоугольного канала

$$Fr_{1\text{пр}} = 3,3, \quad \eta_{b.\text{пр}} = 2,5 \quad \text{и} \quad \eta_2 = 2,1;$$

для треугольного канала

$$Fr_{1\text{ пр}} = 1,4, \quad \eta_{в.пр} = 1,6 \quad \text{и} \quad \eta_2 = 1,48;$$

для параболического канала

$$Fr_{1\text{ пр}} = 1,92, \quad \eta_{в.пр} = 1,86 \quad \text{и} \quad \eta_2 = 1,65;$$

для потока в трубе овоидального сечения

$$Fr_{1\text{ пр}} = 2,4, \quad \eta_{в.пр} = 2,1 \quad \text{и} \quad \eta_2 = 1,84.$$

Параметры потока для высоты волны  $h_{в} \approx D$  в круглой трубе следующие:

$a_1$ . . . . .	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$Fr_{1\text{ пр}}$ . . . . .	3,28	2,4	1,88	1,54	1,38	1,34
$a_2$ . . . . .	0,84	0,88	0,9	0,9	0,9	—
$a_{пр}$ . . . . .	0,95	1,05	1,14	1,23	1,25	—

Эти данные показывают, что при степени наполнения  $a_1 < 0,45$  прыжковая волна, не достигнув шельги трубы, разрушается и образуется совершенный прыжок, а при  $a_1 > 0,45$  ( $a_2 > 0,86$ ), прежде чем образоваться совершенному прыжку, волна заполняет все сечение трубы.

## 10.6. Сопряжение бьефов

Как правило, *перепадные колодцы* устраивают в канализационных коллекторах в следующих случаях:

в местах присоединения притоков к глубоко заложенным коллекторам;

при крутом рельефе местности для уменьшения (до максимально допустимых) скоростей движения сточных вод;

в связи с необходимостью согласования положения проектируемой канализационной сети с другими подземными сооружениями;

при затопленных выпусках в последнем перед водоемом колодце.

После перепада (рис. 10.6, а), а также после других искусственных сооружений: водослива, щитового затвора, в отводящем канале (лотке) с уклоном  $i_0 < i_{кр}$  устанавливается сжатая глубина  $h_c$ , меньшая критической глубины, а затем — гидравлический прыжок.

Различают затопленный, надвинутый и отогнанный прыжки.

Затопленный прыжок (схема 1 на рис. 10.5, б) имеет глубину  $t$  в отводящем канале больше глубины  $h_2$ , являющейся сопряженной с глубиной  $y$  сооружения, или  $h_c > h_1$ , где  $h_1$  — глубина, сопряженная с глубиной потока  $t$ .

Надвинутый прыжок, или критическая форма сопряжения, образуется, когда глубина потока  $h_c$  окажется сопряженной с глубиной  $t$  (схема 2 на рис. 10.5, б).



Отогнанный прыжок возникает в том случае, когда у сооружения глубина  $h_c$  меньше глубины  $h_1$  или  $h_2 > t$  (схема 3 рис. 10.5, б). Форма сопряжения с отогнанным прыжком ( $h_2 > t$ ) наиболее неблагоприятна, так как вызывает неравномерность движения жидкости по основному коллектору, усиленное истирание дна и т. д. Лучшей формой сопряжения является затопленный прыжок ( $t \geq h_2$  или  $h_1 \leq h_c$ ).

Связь гидравлических элементов подводящего коллектора и сжатого сечения — глубины потока  $h_c$  после сооружения с глубиной потока до сооружения — выражается уравнением баланса удельной энергии потока в сечениях до и после сооружения:

$$T_0 = h_c + \alpha Q^2 / (2g \varphi^2 \omega_c^2), \quad (10.48)$$

где  $T_0 = T + \alpha v_0^2 / (2g)$  — удельная энергия потока в сечении перед сооружением;  $Q$  — расчетный расход;  $\alpha$  — коэффициент Корнолиса;  $\varphi$  — коэффициент скорости;  $\omega_c$  — площадь живого сечения, соответствующая глубине  $h_c$ .

Для определения глубины  $h_c$  могут быть использованы графики, построенные В. Н. Козиным (рис. 10.7, а и 10.5, б) для прямоугольного трапециевидного и круглого сечений канала. По В. Н. Козину,  $h_{кр} / T_0 \varphi^2 \leq 0,4$  для прямоугольного канала

$$h_c / T_0 = 0,775 [h_{кр} / (\varphi T_0)]^{1,53}, \quad (10.49)$$

а при  $0,02 \leq h_c / d \leq 0,3$  в круглом коллекторе

$$c / d = 0,725 [\sqrt{\alpha / (g T_0)} Q / (\varphi d^2)]^{0,69}, \quad (10.50)$$

Предельное значение удельной энергии  $T_{опр}$ , соответствующее критической форме сопряжения, может быть приближенно определено по формуле

$$\left( \frac{T_0}{h_{кр}} \right)_{пр} = 0,6 \frac{h_2}{h_{кр}} \left[ \frac{A}{A + (h_2 / h_{кр})^\chi} \right]^{1/n} + \frac{1}{2 n \varphi^2} \left[ \frac{A + (h_2 / h_{кр})^\chi}{A (h_2 / h_{кр})^n} \right]^2. \quad (10.51)$$

Параметры  $A$ ,  $n$  и  $\chi$  — см. в (10.35). При  $T_0 < T_{опр}$  прыжок будет затоплен а при  $T_0 > T_{опр}$  образуется отогнанный прыжок.

## 10.7. Расчет водобойных колодцев

Глубина водобойного колодца

$$d_k = \sigma d_0 + (\sigma - 1) t = \sigma h_2 - t, \quad (10.52)$$

где  $\sigma = 1,05 \div 1,1$  — коэффициент, характеризующий степень затопления прыжка;  $t$  — глубина воды в отводящем лотке;  $h_2$  — сопряженная глубина сжатого сечения;  $d_0$  — теоретическая глубина колодца, при которой прыжок устанавливается в сжатом сечении; определяется путем решения системы двух уравнений — энергетического и количества движения:

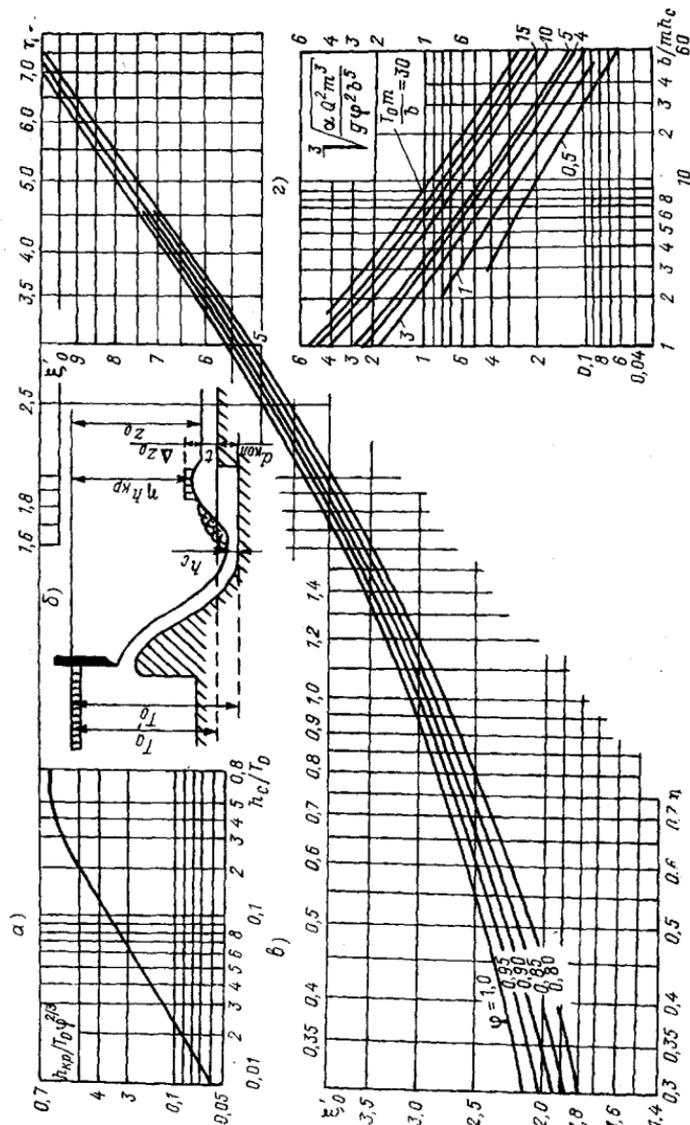


Рис. 10.6. График расчета водобойного колодца  
 а — для определения глубины  $h_c$  в прямоугольном канале; б — расчетная схема; в — для определения глубины колодца с учетом перепада; г — для определения глубины  $h_c$  в трапециевидном канале

$$T_0 + d_0 = z_0 + h_2 = h_c + \alpha Q^2 / (2g \varphi_c^2 \omega_c^2), \quad (10.53)$$

$$\alpha_0 Q^2 / (g \omega_c) + \omega_c z_c = \alpha_0 Q^2 / (g \omega_2) + \omega_2 z_2, \quad (10.54)$$

где  $\omega_2$  — площадь живого сечения потока за прыжком при глубине

$$h_2 = d_k + t. \quad (10.55)$$

На основании решения этих уравнений построены графики для прямоугольного канала (рис. 10.4) и водобойного колодца с дном криволинейного сечения, очерченного по радиусу трубы, в относительных координатах (рис. 10.7, а). Расчет ведется в следующем порядке.

При заданных  $T$ ,  $Q$  и  $t$  для прямоугольного водобоя вычисляют относительные величины:

$$\xi_0 = T_0 / h_{кр}, \quad \text{где } T_0 = T + \alpha v_0^2 / (2g), \quad (10.56)$$

$$\xi_n = t / h_{кр} \quad \text{и} \quad \eta = \xi_0 - \xi_n - 1 / (2 \xi_n^2). \quad (10.57)$$

По графику на рис. 10.6, в, приняв соответствующее значение коэффициента скорости  $\varphi_c$ , по  $\eta$  находят  $\xi'_0$ , а затем

$$d_0 = (\xi'_0 - \xi_0) h_{кр}. \quad (10.58)$$

Для водобоя с полукруглым сечением диаметром  $D$  вычисляют разность отметок свободных поверхностей воды при расчетных расходах в подводящем и отводящем лотках, учитывая скорость подхода потока к перепаду:

$$z_0 = z + \alpha v_0^2 / (2g), \quad (10.59)$$

а затем ее относительную величину  $\xi_0 = z_0 / D$  и параметр

$$A = \sqrt{\alpha / (gD)} \cdot \varphi_c^{1.2} Q / D^2. \quad (10.60)$$

По графику (рис. 10.7, а) определяют относительную сопряженную глубину  $a_2 = h_2 / D$ .

Глубина колодца равна

$$d_0 = h_2 - t = a_2 D - t. \quad (10.61)$$

В случае перепада с водосливной поверхностью, очерченной кривой (рис. 10.5, а)

$$x = l_1 \sqrt{y / \rho_n}, \quad (10.62)$$

длина колодца

$$l_k = 2 l_1 \quad \text{или} \quad l_k = l_1 + 2,7 h_2, \quad (10.63)$$

где

$$l_1 = 1,15 \sqrt{H_0 (\rho_n + 0,33 H_0)}. \quad (10.64)$$

Длину водобойного колодца от сжатого сечения можно определять по формуле

$$l_k = \beta l_n, \quad (10.65)$$

где  $l_n$  — длина гидравлического прыжка;  $\beta$  — коэффициент уменьшения длины водобойного колодца, равный 0,6.

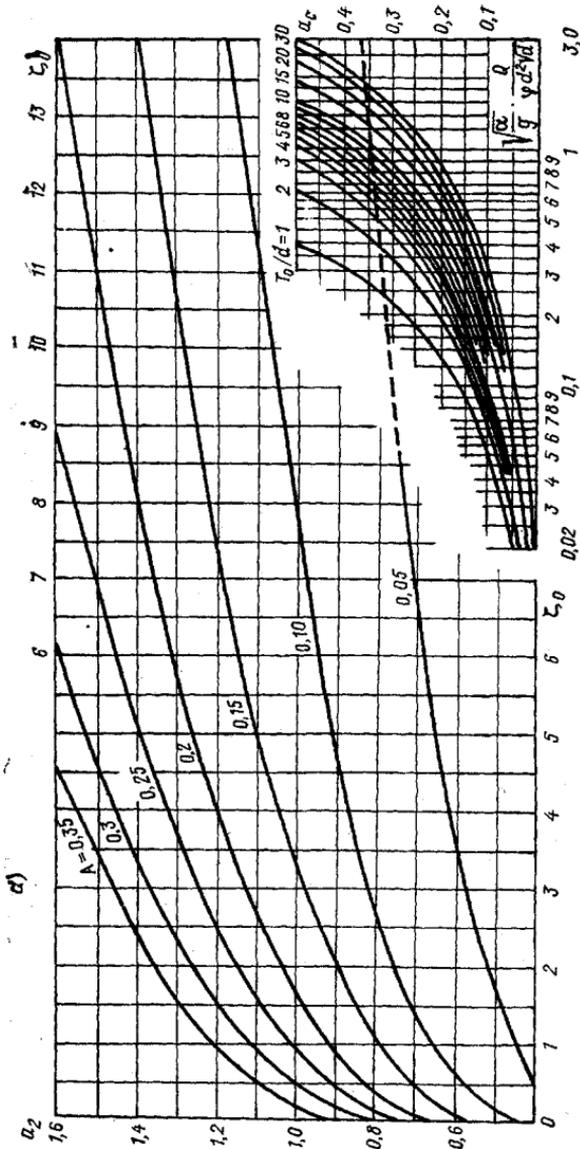


Рис. 10.7. К расчету сопряжения в трубе круглого сечения  
 а — график для определения относительной сопряженной глубины  $a_2 = h_2/D$  в зависимости от  $\xi_0 = z_0/D$  и  $A = \sqrt{\frac{a_1 - a_2}{a_1 a_2}}$ ; б — график для определения относительной глубины в сжатом сечении  $a_1 = h_1/D$

### 10.8. Расчет трубчатых перепадов

В трубчатых перепадах следует различать три вида движения турбулентного потока: а) безнапорное (кольцевой поток); б) переходное (частично — напорное); в) напорное.

Перепады надо проектировать на безнапорный вид движения ибо переходный вид характеризуется интенсивной пульсацией давлений и скоростей в стояке, а напорное движение сопровождается значительным вакуумом на стенках стояка и входной воронки, а также большими скоростями.

При гидравлическом расчете трубчатых перепадов (рис. 10.5, б) определяются: количество стояков и их диаметры, скорости на выходе из стояка, размеры водобойных колодцев. Методика расчета трубчатых перепадов разработана М. И. Алексеевым [90]. Пропускная способность стояка трубчатого перепада зависит от относительного радиуса закругления входной воронки:

$$Q = 0,61 \sqrt{g (R_{вх}/D + 1,5)} D^{2,5}. \quad (10.66a)$$

Диаметр стояка  $D$  (м) выражается через расход в виде

$$D = (0,574 \div 0,71) Q^{0,4}, \quad (10.66б)$$

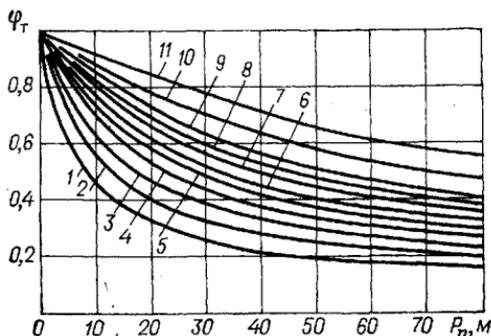
где  $Q$  измеряется в м<sup>3</sup>/с, меньший коэффициент соответствует  $R_{вх} = 3D$ , а больший  $R_{вх} \leq D$ .

Скорость потока, выходящего из стояка у дна водобойного колодца, определяется по формуле

$$v_{в} = \varphi_{т} \sqrt{2gT_0}. \quad (10.67)$$

Рис. 10.8. График для определения коэффициентов скорости  $\varphi$  в зависимости от высоты стояка  $p_n$  и его диаметра  $D$  (для чугунных труб)

1—11 — соответственно для  $D=200; 300; 400; 500; 600; 700; 800; 900; 1000; 1500$  и  $2000$  мм



Коэффициент скорости  $\varphi_{т}$  берется по графику на рис. 10.8.

При большой высоте перепада ( $T_0 > 50D$ ) целесообразно устройство разрыва в месте стыковки труб, что уменьшает вакуум под входной воронкой и на стенках стояка.

Скорость потока ( $v_c$ ) в сжатом сечении водобойного колодца находится по формуле

$$v_c = Q/B h_c = v_b \sqrt{1 - \zeta'_{B.k}} = \varphi_T \sqrt{1 - \zeta_{B.k}} \sqrt{2 g T'_0} = \varphi_c \sqrt{2 g T'_0}. \quad (10.68)$$

Коэффициент сопротивления  $\zeta'_{B.k}$  зависит от отношения  $B/D$ :

$$\zeta'_{B.k} = 0,3 + 0,15 B/D. \quad (10.69)$$

Глубина водобойного колодца определяется согласно § 10.7, а длина

$$l_k \geq 1,5 D + 2,25 h_2. \quad (10.70)$$

Если  $t > \sigma h_2$ , следует принимать  $d_k = h_2/4$ .

Глубина и диаметр цилиндрического водобойного колодца (рис. 10.9) вычисляются по формулам:

$$d_k = \sigma h_2 - t = 1,1 h_2 - h_{кр} = 0,55 \sqrt{D v_b^2 / (2 g)} - \sqrt[3]{Q^2 / (\pi g^2 D_{кол}^2)}; \quad (10.71)$$

$$D_{кол} = D + 4,6 h_2. \quad (10.72)$$

Диаметр колодца может быть уменьшен на 30—40% до  $D'_k$ , но глубина  $d'_k$  в таком случае должна быть увеличена так, чтобы удовлетворялось равенство

$$d'_k / d_k = (D_{кол} / D'_{кол})^2. \quad (10.73)$$

Наиболее равномерное распределение воды на входных воронках перепада с несколькими стояками достигается по схеме рис. 10.10, а при угле раскрытия  $\alpha \leq 60^\circ$ , а по схеме б — при  $\alpha \leq 45^\circ$ .

Наибольший эффект гашения энергии достигается при соударении потоков (рис. 10.11).

Ширина водобойной камеры  $B$ , ее глубина  $h_{кам} \geq D$  и длина  $B_k$ , ширина отводящего лотка  $b$  принимаются конструктивно. Расстояние между стояками

$$l_{ст} = b + 2a > b + 1,5 D. \quad (10.74)$$

При определении первой сопряженной глубины  $h_c$  или скорости  $v_c$  по (10.68) считаем  $\zeta'_{B.k} = 0,85$ .

Строительная высота водобойной камеры  $h_{стр}$  с учетом пульсации и аэрации потока

$$h_{стр} = 1,8 h_{ср} + h_{кам}, \quad (10.75)$$

где  $h_{ср}$  — средняя высота буруна, образующаяся в результате соударения двух потоков и определяемая при незатопленном гидравлическом прыжке по  $\zeta_c = h_c / h_{кр}$  (рис. 10.11), а при затопленном прыжке — по  $\zeta_2 = t / h_{кр}$ .

На графике параметр  $k$ , учитывающий различие в давлении и плотности жидкости в буруне и сжатом сечении отводящего лотка

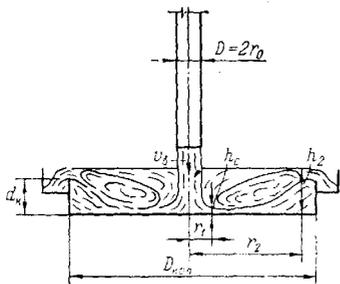


Рис. 10.9. Схема цилиндрического водобойного колодца

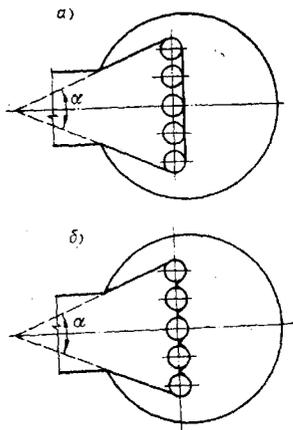


Рис. 10.10. Схема распределения воды на входных воронках перепада с несколькими стояками

а — торцевая стенка плоская; б — то же, ячеистая

при  $B/D = 1,25 \div 7,1$  и  $B/b = 0,5 \div 4,0$ , определяется по формуле

$$k = 1 - 0,1 (b/B)^{1,8} [g^{1,5} D^{3,5} / (v_B Q_1)]^{0,025}, \quad (10.76a)$$

где  $Q_1$  и  $b$  — расход и ширина камеры, приходящиеся на один стояк.

Величина  $h_{ср}$  может быть определена по эмпирической формуле М. И. Алексева

$$h_{ср}/B = 0,88 \left( \frac{Q_1}{g^{0,5} B^{2,5}} \cdot \frac{v_B^2}{g b} \right)^{0,46}. \quad (10.76б)$$

Устройство водобойного колодца необходимо при  $Fr_c > 3,3$  и  $sh_2 > t$  длиной

$$l_k = 1,5 h_{ср} + 2,25 h_2. \quad (10.77)$$

Если  $Fr_c < 3,3$ , в отводящем лотке образуется прыжок-волна, который может оказывать динамическое воздействие на свод коллектора.

Подключение стояка к шельге коллектора (рис. 10.12) позволяет исключить строительство шахт и устраивать стояк в пробуренной для этой цели скважине. Величину  $\Delta h$  подпора в коллекторе, образующегося в результате подключения перепада, находят по зависимости

$$\begin{aligned} \Delta h &= 1,4 [Q_n v_B / (Q_k v_p)]^{0,6} v_p^2 / (2g) = \\ &= 1,4 (\eta_Q \eta_v)^{0,6} v_p^2 / (2g), \end{aligned} \quad (10.78)$$

где  $v_p$  — средняя скорость равномерного движения расхода  $Q_k$ .

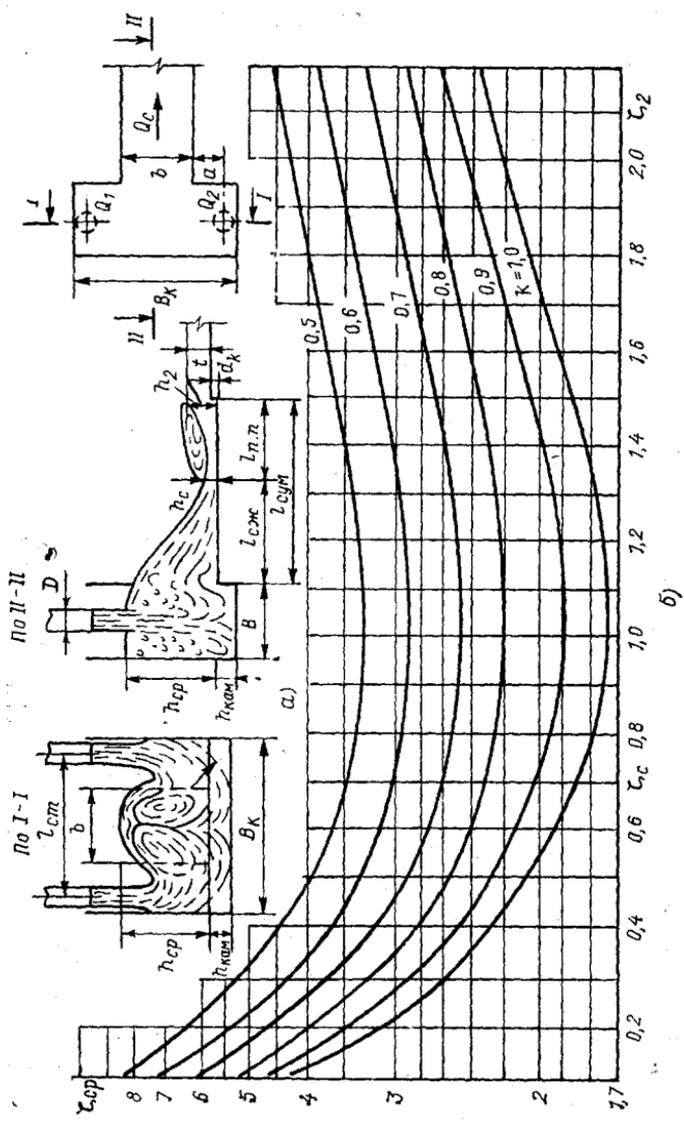


Рис. 10.11. К расчету перепада с гашением энергии путем соударения потоков  
 а — схема соударения потоков; б — график для определения высоты буруна  $h_{сп}$  и второй сопряженной глубины

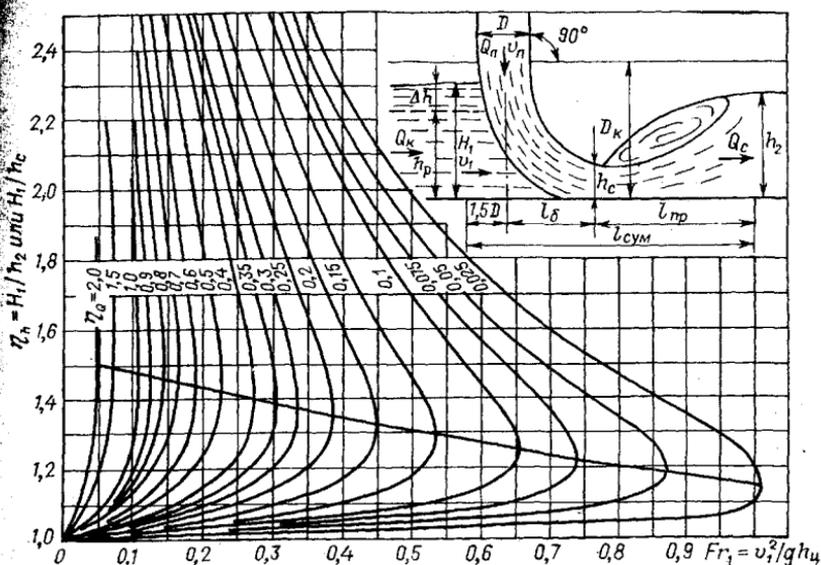


Рис. 10.12. К расчету сопряжения потоков при подключении стояка к шельге коллектора

а — схема сопряжения потоков; б — график для определения  $\eta_h$  через  $\eta_Q$  и  $Fr_1$ .

Скорость потока  $v$ , в сечении перед перепадом с учетом подпора должна быть **больше** заиляющей ( $v_1 \geq v_{\text{доп}}$ ). Если окажется, что  $v_1 < v_{\text{доп}}$ , то в месте подключения стояка отметку дна коллектора надо понизить на величину  $\Delta h$ . Глубины после соединения потоков устанавливают по графику (рис. 10.12), на котором  $Fr_1 = v_1^2 / (g h_{\text{ц}})$ ;  $h_{\text{ц}}$  — глубина погружения центра тяжести, связанная с наполнением трубы следующим образом:

$h/D$ . . . . .	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
$h_{\text{ц}}/D$ . . . . .	0,04	0,08	0,122	0,166	0,211	0,259	0,312	0,365

Общую длину интенсивного воздействия потока на коллектор находят по формуле

$$l_{\text{сум}} = 1,5D + l_6 + l_{\text{пр}}, \quad (10.79)$$

где для длины сноса струи рекомендуется зависимость

$$l_6 = (2,3 \div 2,5) D (v_1/v_B)^* (H_1/D)^{2,05} (H_1/D_K)^{0,5} \quad (10.79a)$$

При устройстве водобойного прямоугольного колодца на коллекторе (рис. 10.13) величину подпора  $\Delta h$ , вызванную подключением перепада, определяют по зависимости

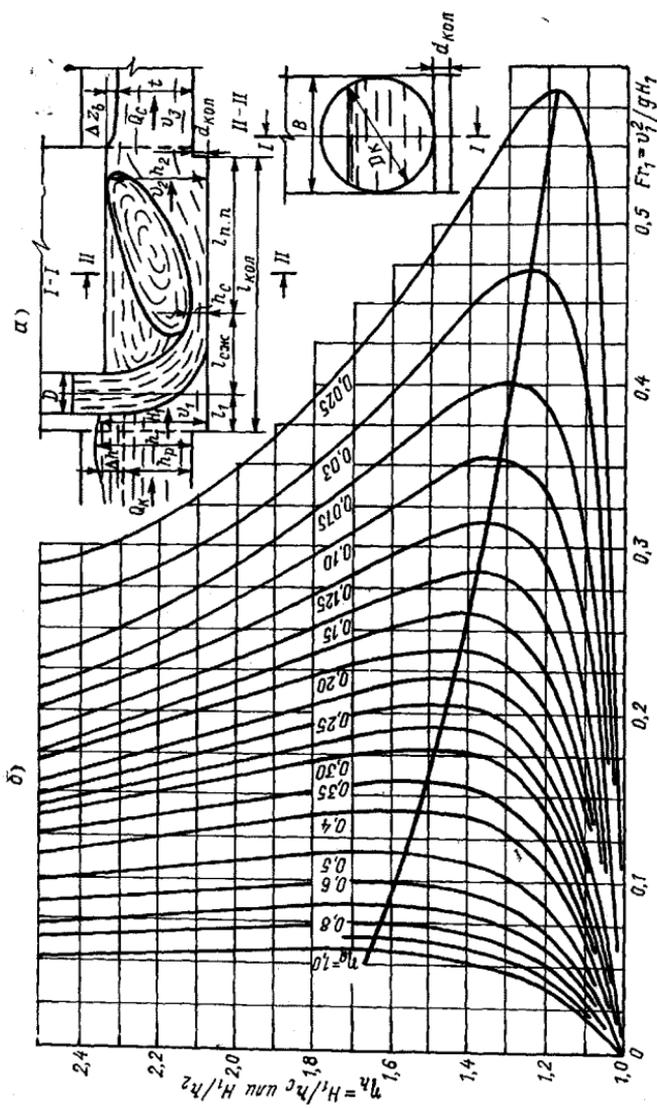


Рис. 10.13. К расчету водобойного колодца на коллекторе  
 а — схема сопряжения потоков; б — график для определения  $\eta_h$  через  $\eta_k$  и  $Fr_\gamma$

$$\Delta h = 3 (D/B)^{0,56} (\eta_Q \eta_v)^{0,6} v_p^2 / (2g). \quad (10.80)$$

Глубины после соединения потоков находят по графику рис. 10.13. Глубина водобойного колодца

$$d_k = 1,05 h_2 - t - \Delta z_B, \quad (10.81)$$

где  $\Delta z_B = (v_3^2 - v_2^2) / 2g$  — перепад уровней на входе потока в отводящий коллектор.

Длину колодца вычисляют по формуле:

$$l_k = (1,5 \div 2) D + l_{сж} + l_{пр}, \quad (10.82)$$

где

$$l_{сж} = (1,2 \div 1,35) D (v_1/v_0)^2 (H_1/D)^{2,55}. \quad (10.83)$$

**Пример 2.** Через трубчатый перепад высотой  $T_0 = 60$  м необходимо пропустить расход сточной жидкости  $Q = 3$  м<sup>3</sup>/с. В отводящем коллекторе диаметром  $D_k = 1500$  мм, уложенном с уклоном  $i_0 = 0,04$ , при этом расходе будет глубина потока  $t = 0,96$  м.

Требуется рассчитать трубчатый перепад.

По формуле (10.66) расход  $Q = 3$  м<sup>3</sup>/с может быть пропущен стояком с  $D_{ст} = 900$  мм и радиусом входной воронки  $R_{вх} = 3D$ .

Скорость потока у дна водобойного колодца находим по формуле (10.67):

$$v_B = 0,45 \sqrt{19,6 \cdot 61} = 15,5 \text{ м/с},$$

где  $T'_0 = 61$  м с учетом предварительно принятой глубины колодца  $d_k = 1$  м.

Скорость в сжатом сечении при  $B/D_{ст} = 3$ :

$$v_c = \sqrt{1 - 0,75} \cdot 15,5 = 7,75 \text{ м/с}.$$

Первую сопряженную глубину вычислим через расход, ширину  $B = 3D_{ст} = 2,7$  м и скорость  $v_c$ :

$$h'_c = 3 / (2,7 \cdot 7,75) = 0,143 \text{ м}.$$

При

$$h_{кр} = \sqrt[3]{1,1 \cdot 3^2 / (2,7^2 \cdot 9,8)} = 0,515 \text{ м}$$

вычислим по (10.28) вторую сопряженную глубину

$$h''_c = 0,143/2 \left( \sqrt{1 + 8 \cdot 0,515^3 / 0,143^3} - 1 \right) = 1,32 \text{ м}.$$

Глубина и длина водобойного колодца находятся соответственно по формулам (10.52) и (10.70)

$$d_k = 1,3 \cdot 1,32 - 0,96 = 0,76 \text{ м};$$

$$l_k = 1,35 + 2,84 = 4,19 \text{ м}.$$

**Пример 3.** Подводящий к трубчатому перепаду коллектор диаметром  $D_k = 700$  мм уложен с уклоном  $i_0 = 0,0035$ . При степени наполнения  $h/D_k = 0,8$  и средней скорости движения воды  $v_0 = 1,53$  м/с расход сточной жидкости составляет  $Q = 500$  л/с. Отметка дна коллектора  $z_0 = +3,0$  м. Отметка воды в глубоководном отводящем коллекторе диаметром  $D_k = 2,8$  м при расчетном

наполнении  $z_1 = -6,3$  м. Коллектор в шахте изменяет свое направление. Шахта диаметром  $D_{\text{ш}} = 5,5$  м и диаметром в свету 4,8 м заполнена опускным способом. Рекомендуемая отметка отводящего лотка  $z_2 = -6,0$  м.

Требуется рассчитать трубчатый перепад с водобойным колодезем, расположенным на банкете шахты.

Принимаем радиус входной воронки  $R_{\text{вх}} = D$  и по формуле (10.67) определяем диаметр стояка:  $D = 0,64 \cdot 0,5^{0,4} = 0,485$  м. В соответствии с сортаментом чугунных труб берем  $D = 500$  мм. В этом случае стояк может пропустить расход до 530 л/с (см. формулу 10.66). Конструктивно принимаем ширину водобойного колодца равной  $1,5 D$ , т. е.  $B = 0,75$  м.

Высота перепада, равная разности отметок дна подводящего коллектора и отводящего лотка, с учетом глубины потока и скоростного напора на подходе к перепаду и глубины колодца составит

$$T_0 = [3,0 - (-6,0)] + (0,56 + 0,119) + 0,5 = 10,18 \text{ м.}$$

Глубина колодца первоначально принята равной диаметру стояка ( $d_{\text{к}} = 0,5$  м).

Принимаем высоту стояка  $P = 7,5$  м с учетом расположения низа стояка выше дна отводящего лотка. Находим значение коэффициента скорости  $\varphi$  (рис. 10.8) при  $D = 500$  мм и  $P = 7,5$  м —  $\varphi = 0,72$ . Вычисляем скорости потока у дна водобоя  $v_{\text{в}}$  и в сжатом сечении  $v_{\text{с}}$  соответственно по формулам (10.67) и (10.68):

$$v_{\text{в}} = 0,72 \sqrt{19,6 \cdot 10,18} = 10,17 \text{ м/с;}$$

$$v_{\text{с}} = 10,17 \sqrt{1 - 0,52} = 7,03 \text{ м/с,}$$

где  $\zeta'_{\text{в.к}} = 0,52$  найдено по (10.69),

Находим сопряженные глубины и критическую глубину в водобойном колодце:

$$h'_{\text{с}} = 0,5 / (0,75 \cdot 7,03) = 0,095 \text{ м; } h_{\text{кр}} = \sqrt[3]{1,1 \cdot 0,5^2 / (0,75^2 \cdot 9,8)} = 0,37 \text{ м;}$$

$$h''_{\text{с}} = 0,095 / 2 \left( \sqrt{1 + 8 \cdot 0,37^3 / 0,095^3} - 1 \right) = 0,98 \text{ м.}$$

Отметка дна отводящего лотка  $z_2 = -6,0$  м выше отметки уровня воды в отводящем коллекторе  $z_1 = -6,3$  м, поэтому можно принять глубину потока в отводящем коллекторе равной  $h_{\text{кр}}$  (ширина лотка берется равной ширине водобойного колодца). Имеем  $d_{\text{к}} = 1,05 \cdot 0,98 - 0,37 = 0,66$  м.

Мы получили глубину колодца  $d_{\text{к}} = 0,66$  м, т. е. больше той, которой задались первоначально для определения  $T_0$  ( $d_{\text{к}} = 0,5$  м). Поэтому необходимо расчет повторить, приняв глубину колодца во втором приближении равной  $d_{\text{к}} = 0,65$  м.

В этом случае имеем:

$$T_{01} = 9 + 0,56 + 0,119 + 0,65 = 10,339 \text{ м;}$$

скорости потока

$$v_{01} = 0,72 \cdot \sqrt{19,6 \cdot 10,339} = 10,25 \text{ м/с,}$$

$$v_{\text{с1}} = 10,25 \cdot \sqrt{1 - 0,52} = 7,08 \text{ м/с,}$$

первая сопряженная глубина

$$h'_c = 0,5 / (0,75 \cdot 0,78) = 0,095 \text{ м.}$$

Вторая сопряженная глубина  $h''_c$  будет равна:

$$h''_{c1} = 0,094/2 \left( \sqrt{1 + \frac{8 \cdot 0,37^3}{0,094^3}} - 1 \right) = 1,0 \text{ м.}$$

Глубину колодца определяем по формуле (10.52)

$$d_{к1} = 1,05 \cdot 1,0 - 0,37 = 0,68 \text{ м.}$$

Значение глубины водобойного колодца при повторном расчете незначительно отличается от принятого, поэтому расчет можно прекратить.

Конструктивно примем глубину водобойного колодца  $d_k = 0,7$  м, отметка дна водобойного колодца соответственно составит  $-0,6 - 0,70 = -6,7$  м, а длина колодца вычисляется по формуле (10.70):  $l_k = 0,75 + 2,25 = 3,0$  м.

**Пример 4.** К трубчатому перепаду подведен коллектор прямоугольного сечения шириной  $b = 2$  м. При уклоне дна коллектора  $i_0 = 0,0014$  и глубине потока  $H = 2$  м скорость движения и расход сточной воды соответственно составляют  $v_0 = 2,03$  м/с и  $Q = 8,0$  м<sup>3</sup>/с. Отметка дна подводящего коллектора  $z_0 = -7,2$  м. Отводящий коллектор также прямоугольного сечения  $2 \times 2$  м, отметка дна его  $z_2 = -40,55$  м. Шахта диаметром  $D_{ш} = 8,5$  м и диаметром в свету  $7,3$  м, в которой предполагается установить перепад, выполнена опускным способом.

Требуется рассчитать перепад с несколькими стояками.

Чтобы пропустить расход  $8$  м<sup>3</sup>/с, можно принять в соответствии с формулой (10.66) два стояка диаметрами  $D = 1$  м при радиусе входной воронки  $R_{вх} = 3D = 3$  м или три стояка  $D = 900$  мм при радиусе входной воронки  $R_{вх} = D = 0,9$  м. Принимаем к проектированию три стояка диаметром  $D = 900$  мм и прямоугольный водобойный колодец шириной  $B = 1,85 D$  (на один стояк), т. е.  $B = 1,66$  м. Общая ширина колодца  $B' = 1,66 \times 3 = 5,0$  м.

При определении размеров водобойного колодца расчет ведем на один стояк. С целью исключить повторный расчет при определении удельной энергии потока у дна водобойной  $T'_0$  зададимся первоначальной глубиной колодца  $d_k = 0,7$  м, тогда

$$T'_0 = (-7,2 + 40,55) + (2 + 2,03^2/19,62) + 0,7 = 36,25 \text{ м.}$$

Принимаем высоту стояка  $P = 28,5$  м. По графику (рис. 10.8) и формуле (10.69) находим  $\varphi = 0,62$ ,  $\xi'_{в.к} = 0,55$ .

Определяем скорость потока у дна водобойного колодца и в сжатом сечении водобоя  $v_c$ :

$$v_b = 0,62 \sqrt{19,62 \cdot 36,25} = 16,6 \text{ м/с;}$$

$$v_c = 16,6 \sqrt{1 - 0,55} = 11,13 \text{ м/с.}$$

Определяем критическую и сопряженные глубины потока в водобое:

$$h_{кр} = \sqrt[3]{1,1 \cdot 8,0^2 / (5,0^2 \cdot 9,81)} = 0,66 \text{ м,}$$

$$h'_c = 8,0 / (5,0 \cdot 11,13) = 0,143 \text{ м.}$$

$$h''_c = 0,143/2 \left( \sqrt{1 + 8 \cdot 0,66^3 / 0,143^3} - 1 \right) = 1,93 \text{ м.}$$

Глубина водобойного колодца составит

$$d_k = 1,3 \cdot 1,93 - 2,0 = 0,5 \text{ м,}$$

где  $t=2,0$  м — глубина воды в отводящем коллекторе при пропуске расчетного расхода.

Поскольку глубина колодца получилась несколько меньше первоначально принятой для определения  $v_b$ , расчет можно не повторять.

Длина водобойного колодца будет равна

$$l_k = 1,5 \cdot 0,9 + 2,25 \cdot 1,93 = 5,7 \text{ м.}$$

**Пример 5.** Подводящий к трубчатому перепаду коллектор прямоугольного сечения с размерами  $2 \times 2,4$  м уложен с уклоном  $i_0 = 0,001$ . Средняя скорость движения и соответствующий расход сточной жидкости равны  $v_0 = 1,79$  м/с и  $Q = 7,0$  м<sup>3</sup>/с. Глубина потока в отводящем коллекторе прямоугольного сечения  $2 \times 2,6$  м, уложенного с уклоном  $0,001$ , равна  $t = 2,2$  м. Общая высота падения жидкости с учетом напора в подводящем коллекторе  $T_0 = 36$  м. Диаметр шахты в свету, в которой необходимо запроектировать перепад,  $D_{ш} = 7,2$  м.

Требуется рассчитать трубчатый перепад с гашением энергии соударением потоков в водобойном колодце.

В соответствии с расчетной схемой (рис. 10.10) и формулой (10.66) ориентировочно выбираем два стояка диаметром  $D = 1000$  мм. Конструктивно мы можем выполнить в шахте ( $D_{ш} = 7,2$  м) входную воронку с  $R_{вх} = 2D = 2,0$  м, тогда пропускная способность одного стояка данного перепада составит:

$$Q = 3,57 \cdot 12^{2,5} = 3,57 \text{ м}^3/\text{с,}$$

где  $A = 0,61 \sqrt{9,8 (2,0/1,0 + 1,5)} = 3,57$ .

Таким образом, два стояка могут пропустить заданный расход  $Q = 7$  м<sup>3</sup>/с. Задаемся шириной водобойной камеры  $B = 3$  м.

Скорость потока перед водобойной камерой по (10.67) составит:

$$v_b = 0,66 \sqrt{19,6 \cdot 36} = 17,6 \text{ м/с,}$$

где  $\varphi = 0,66$  взято по графику (рис. 10.8) с учетом высоты стояка  $P = 25$  м.

Принимаем конструктивно ширину отводящего лотка  $b = 1,9$  м. Тогда скорость потока в сжатом сечении отводящего лотка по (10.68) при  $\xi' = 0,85$  будет равна

$$v_c = 17,6 \sqrt{1 - 0,85} = 6,82 \text{ м/с.}$$

Критическая и сопряженные глубины потока в отводящем лотке составят

$$h_{кр} = \sqrt[3]{1,1 \cdot 7,0 / (1,9^2 \cdot 9,8)} = 1,15 \text{ м; } h'_c = 7 / (1,9 - 6,82) = 0,54 \text{ м;}$$

$$h''_c = 0,27 \left( \sqrt{1 + 8 \cdot 1,15^3 / 0,54^3} - 1 \right) = 2,12 \text{ м.}$$

Ввиду того, что  $h''_c$  меньше глубины  $t=2,2$  м потока в коллекторе, устройства водобойного колодца в отводящем лотке не требуется.

Определяем высоту буруна по формуле (10.76)

$$h_{\text{стр}} = 0,88 \cdot 3 \left[ \frac{3,5 \cdot 17,6^2}{(9,8^{1,5} \cdot 3^{2,5} \cdot 1,9)} \right]^{0,46} = 2,85 \text{ м.}$$

С учетом пульсации и аэрации жидкости принимаем высоту камеры по (10.75) равной

$$h_{\text{стр}} = 2,86 \cdot 1,8 = 5,15 \text{ м.}$$

Определяем по формуле (10.74) длину водобойной камеры с учетом расстояния между стояками:  $l_{\text{ст}} = 1,9 + 2,15 = 4,9$  м, принимаем  $l_{\text{ст}} = 5,0$  м, тогда  $B_k = 5,0 + 1,0 = 6,0$  м.

Таким образом, в результате расчета получены следующие размеры водобойной камеры: ширина — 3,0 м, длина — 6,0 м, высота — 1,0 + 5,15 = 6,15 м. Если позволяет габарит шахты, то принятые конструктивные размеры водобойной камеры могут быть увеличены.

**Пример 6.** К шельге глубокозаложенного коллектора диаметром  $D_k = 2,0$  м подключен стояк диаметром  $D = 0,5$  м. Скорость движения сточной жидкости на выходе из стояка перепада  $v_b = 7,25$  м/с при расходе воды через перепад  $Q_p = 0,4$  м<sup>3</sup>/с. При степени наполнения коллектора  $h/D_k = 0,75$  и скорости движения воды  $v_p = 1,62$  м/с расход в коллекторе  $Q_k = 4$  м<sup>3</sup>/с.

Требуется рассчитать условия сопряжения потоков при сбросе жидкости через перепад в коллектор:

Определяем по (10.78) величину подпора при подключении перепада:

$$\Delta h = 1,4 (0,4 \cdot 7,25 / 4 \cdot 1,62)^{0,6} \cdot 1,62^2 / 2 \cdot 9,81 = 0,11 \text{ м.}$$

Глубина потока и скорость перед перепадом составляют:

$$H_1 = 1,5 + 0,11 = 1,61 \text{ м,}$$

где  $\omega$  — площадь живого сечения потока с учетом подпора (при глубине  $H_1$ ).

Скорость потока при подключении перепада несколько уменьшилась, но является допустимой по условиям транспортирования взвешенных веществ.

Значения  $\eta_{h''}$  и второй сопряженной глубины определим по графику (см. рис. 10.13) при

$$h_{\text{ц}} = 0,73 \text{ м, } \eta_Q = 0,4 / 4,0 = 0,1; \text{ Fr}_1 = 1,5^2 / 9,8 \cdot 0,73 = 0,314.$$

Получим  $\eta_{h''} = 1,04$  и  $h''_c = 1,54$  м. Глубина потока в коллекторе  $t$  при равномерном режиме движения при суммарном расходе  $Q = 4,4$  м<sup>3</sup>/с и уклоне  $i_0 = 0,001$  составляет  $t = 1,6$  м, т. е.  $t > h''_c$ ; таким образом, будет иметь место затопленный гидравлический прыжок. Глубина потока в этом случае составит

$$H_1 = 1,04 \cdot 1,6 = 1,66 \text{ м.}$$

Проверим скорость потока в коллекторе при  $H_1 = 1,66$  м:

$$v_1 = 4,0 / 2,8 = 1,43 \text{ м/с.}$$

Скорость уменьшилась, но является допустимой по условиям транспортирования взвешенных веществ.

Таким образом, в данном случае в результате подключения перепада со сбросом жидкости в коллектор нет необходимости в строительстве водобойного колодца.

### 10.9. Расчет многоступенчатых перепадов

Для гашения энергии падающей струи при значительных скоростях в основании стояка устраиваются многоступенчатые перепады шахтного типа круглой или прямоугольной формы, представляющие собой стояк, в который вделаны ступени, обращенные навстречу друг другу (рис. 10.14).

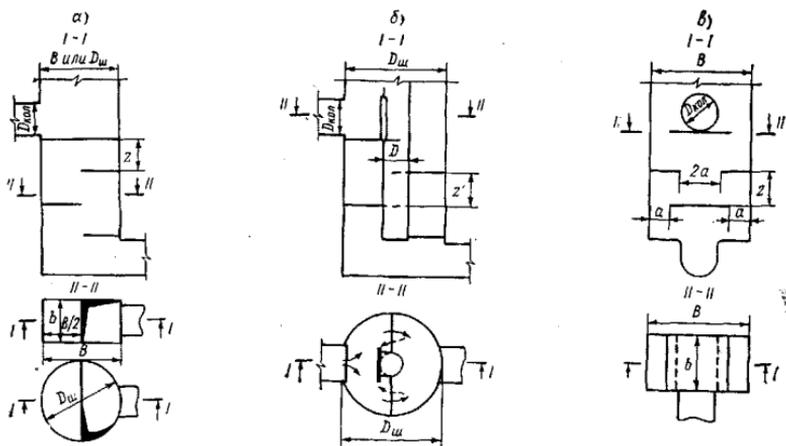


Рис. 10.14. Схемы многоступенчатых (шахтных) перепадов

а — с перепадными гасителями — ступенями у стенок; б — то же, но с центральным стояком; в — с гасителями — ступенями в центре шахты и у стенок

Движение сточных вод по многоступенчатому перепаду можно условно разделить на три вида (рис. 10.15, а):

1) безнапорный (расчетный случай), который характеризуется свободным течением со ступени на ступень, образованием водо-

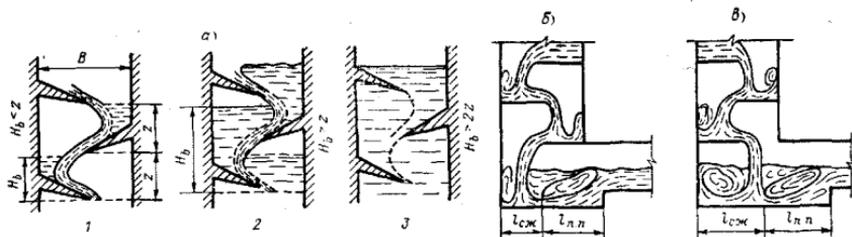


Рис. 10.15. Схемы движения воды в шахтном перепаде

а — вид движения в стояке; 1 — безнапорное; 2 — полунапорное; 3 — напорное; б — сопряжение струи с дном, когда последняя ступень расположена со стороны отводящего коллектора; в — то же, но направлена в сторону отводящего коллектора

воротных зон с аэрацией потока; высота водоворота при этой форме подчиняется условию

$$0 < H_v < z; \quad (10.84)$$

скорость падения сточной жидкости после третьей ступени практически стабилизируется, и в дальнейшем движение становится квазиравномерным;

2) с увеличением расхода над первой верхней ступенью возникает столб жидкости, превышающий расстояние между ступенями; происходит затопленное истечение при наличии аэрации потока, т. е. возникает полунапорное движение или переходная его форма;

3) при дальнейшем увеличении расхода над первой ступенью образуется столб жидкости, значительно превышающий расстояние между ступенями, вплоть до создания подпора у бокового притока, — напорное движение.

Расчет перепадов по схеме рис. 10.14, а производят по формулам:

$$z = k_Q q^{2/3}; \quad v = k_v q^{1/3}, \quad (10.85)$$

где  $q = Q/D_{ш}$  — для круглых шахт;  $q = Q/b$  — для прямоугольных шахт;  $v$  — скорость потока на выходе со ступеней, м/с;  $Q$  — расход сточной жидкости, м<sup>3</sup>/с;  $B$  или  $D$  — ширина или диаметр шахты многоступенчатого перепада, м;  $b$  — ширина ступеней, м.

Коэффициенты  $k_Q$  и  $k_v$  принимаются в зависимости от относительного шага ступеней:

$Z/B$ или $Z/D_{ш}$ . . . . .	0,25	0,5	1,0	1,5	2,0	2,4
$Q$ . . . . .	0,90	0,97	1,06	1,12	1,16	1,20
$k_v$ . . . . .	3,21	4,21	5,52	6,46	7,25	7,73

Многоступенчатые перепады с гладким стояком диаметром  $D$  (рис. 10.14, б) рассчитывают по (10.85). Однако полученные по (10.85) значения  $z$  при заданных величинах расхода  $Q$ , диаметра шахты  $D_{ш}$  и диаметра гладкого стояка  $D$  следует увеличить и рассчитывать шаг ступеней  $z'$  (м) по условию:

$$z' = z D_{ш}^2 / (D_{ш}^2 - D^2). \quad (10.86)$$

Трубчатый стояк внутри шахты используется для аварийных сбросов. Его диаметр и скорость потока на выходе из стояка надо рассчитывать по методике изложенной в § 10.8. Для многоступенчатых перепадов (рис. 10.14, в) шаг ступеней  $z$  (м) и ширина щели  $a$  (м) между центральными ступенями и боковыми стенками:

$$z = 1,09 q^{2/3}; \quad a = 0,27 q^{1/3}, \quad (10.87)$$

Ширину продольной стенки  $B$  следует принимать не менее 5  $a$ . При проверке на возможность образования отогнанного гидрав-

лического прыжка глубину в сжатом сечении  $h_c$  можно принимать равной  $q/v$ , где  $v$  вычисляется по (10.85);  $h_{кр} = \sqrt[3]{\alpha q^2/g}$ .

Длину водобойного колодца (рис. 10.15, б и в) определяют по формуле

$$l_k = l_{сж} + 2,7 h_2, \quad (10.88)$$

где  $l_{сж} = (0 \div 0,25) B$  (рис. 10.15, б);  $l_{сж} = (0,5 \div 0,75) B$  (рис. 10.15, в).

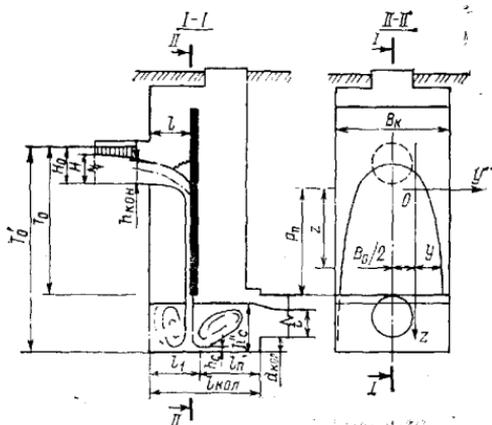


Рис. 10.16. Схема для гидравлического расчета перепада с отбойно-водосливной стенкой

Расчет многоступенчатых перепадов с водобойными стенками (рис. 10.16) в прямоугольных каналах производится в следующем порядке.

После разбивки общего перепада  $P$  на  $n$  ступеней со стенками падения  $p_{\Pi} = P/n$  (рис. 10.17) определяют высоты водобойных стенок. Согласно предложению И. И. Науменко при  $h_{кр}/p_{\Pi} < 0,8$  высота сплошной водобойной стенки на первой и последующей ступенях

$$c = 0,6 \sqrt{p_{\Pi} h_{кр}}, \quad (10.89)$$

а при  $h_{кр}/p_{\Pi} > 0,8$  высоту ее на первой ступени находят по (10.91); на второй и последующих ступенях высота стенки несколько увеличивается;

$$c = 0,23 p_{\Pi} + 0,39 h_{кр}. \quad (10.90)$$

Высота прорезной водобойной стенки (на рис. 10.17, а — вид А) при  $h_{кр}/p < 1$  на первой и последующих ступенях

$$c = 0,2 p_{\Pi} + 0,64 h_{кр}; \quad (10.91)$$

при  $h_{кр}/p_{\Pi} < 1$  на первой и последующих ступенях несколько уменьшать в соответствии с зависимостью

$$c = 0,84 \sqrt{p_{\Pi} h_{кр}}. \quad (10.92)$$

Длина отлета струн  $l_0$  может быть вычислена по следующим зависимостям:

при установке сплошных водобойных стенок

$$l_0 = 1,65 h_{кр} + 0,65 (c + p_{\Pi}); \quad (10.93)$$

при установке прорезных водобойных стенок

$$l_0 = 1,67 h_{кр} + 0,52 (c + p_{п}). \quad (10.94)$$

Длину ступеней можно принимать одинаковой и равной

$$l_{ст} = l_0 + 1,5 h_2, \quad (10.95)$$

где  $h_2$  — вторая сопряженная глубина, вычисленная по максимальному расчетному расходу.

Для коэффициента скорости  $\varphi_c$  в конце многоступенчатого перепада, входящего в уравнение энергии

$$T_0 = h_c + \alpha q^2 / (2g \varphi_c^2 h_c^2), \quad (10.96)$$

предлагаются следующие зависимости:

при установке сплошных водобойных стенок

$$\varphi_c = 0,456 - 0,009 n + (1,047 - 0,0716 n + 0,0041 n^2) h_{кр} / P, \quad (10.97)$$

при установке прорезных водобойных стенок

$$\varphi_c = 0,406 - 0,0145 n + (0,782 + 0,0831 n - 0,0038 n^2) h_{кр} / P. \quad (10.98)$$

На многоступенчатых перепадах без водобойных стенок величина  $\varphi_c$  на 15—20% выше значения  $\varphi_c$  за теми же перепадами, но с водобойными стенками.

Глубина на уступе  $h_y$  обычно меньше критической и может быть выражена так:

$$\omega_y = \omega_k^2 / (\omega_k + B_k h_{ц}), \quad (10.99)$$

где  $\omega_y$  и  $\omega_k$  — площади сечения при глубинах  $h_y$  и  $h_{кр}$ .

Отношение глубины над кромкой перепада к критической глубине при истечении из круглой трубы  $h_y / h_{кр} \approx 0,73$  и расстояние от стенки падения до сжатого сечения, по данным В. С. Кальфа, составляет:

$$l_0 = v_{кон} \sqrt{(2 p_{п} + h_{кон}) / g}. \quad (10.100)$$

Значения коэффициента скорости  $\varphi$ , входящего в уравнение баланса удельной энергии при сопряжении бьефов

$$h_k + \alpha v_k^2 / (2g) + p_{п} = h_c + \alpha v_c^2 / (2g \varphi^2), \quad (10.101)$$

представлены на рис. 10.17, б.

Расчет водобойных колодцев, водобойных стенок и многоступенчатых перепадов можно производить на ЭВМ по программе WODBOI [41], которая ориентирована на прямоугольные поперечные сечения. Расчет этих сооружений сводится к определению глубины горизонтальных размеров колодца, а также высоты стенки.

Наряду с трубчатыми и многоступенчатыми перепадами на канализационных коллекторах глубокого заложения возможны также перепады с отбойно-водосливной стенкой и водобойным колодцем в основании (рис. 10.16), разработанные М. И. Алексеевым.

[90]. По конструкции эти перепады, наиболее просты и могут быть размещены в любом типоразмере шахт, применяемых при щитовой проходке.

Вертикальная отбойно-водосливная стенка, по одной стороне которой стекает жидкость, одновременно делит объем шахты на две части — водопропускную и эксплуатационную. Через эксплуатационную часть открыт доступ к глубоководному коллектору без выключения перепада из работы. В зависимости от диаметра шахты и глубины заложения коллектора эту часть можно оборудовать подъемными устройствами, перекрытиями, лестницами и направляющими для лифтовых кабин; при необходимости могут быть предусмотрены щитовые затворы для отключения подводящего (верхнего) и отводящего (нижнего) трубопроводов.

Шахту, в которой устраивается перепад, располагают непосредственно на глубоководном коллекторе или в стороне от него на некотором расстоянии. В первом случае водобойный колодец размещают непосредственно в лотке коллектора; здесь происходит эффективное гашение избыточной энергии за счет соударения потоков сточных вод, что снижает гидродинамическое воздействие жидкости на дно и стенки колодца и позволяет в ряде случаев уменьшить размеры водобоя. Во втором случае шахту соединяют с глубоководным коллектором штольной, по которой сточные воды из водобойного колодца, расположенного в нижней части шахты, поступают в коллектор.

Учитывая состав сточных вод и гидродинамическое воздействие потока на основные конструктивные элементы перепада, целесообразно водосливную стенку и водобойный колодец облицовывать металлом.

Водосливную стенку следует располагать на некотором расстоянии  $l$  от выходного сечения подводящего трубопровода до водосливной стенки:

$$l = (1,2 \div 1,6) h_{\text{кон}}, \quad (10.102)$$

где  $h_{\text{кон}}$  — глубина потока на конце трубы.

При этих условиях исключается подпор в трубопроводе и обеспечивается равномерное распределение жидкости по ширине потока на стенке; при большой высоте свободного падения поток приобретает подковообразную форму, и равномерность распределения расхода по ширине потока на стенке нарушается.

При безнапорном движении жидкости в подводящем трубопроводе значения  $h_{\text{кон}}$  с некоторым допущением можно принять равными;

при уклоне подводящего трубопровода меньше критического ( $i < i_{\text{кр}}$ )

$$h_{\text{кон}} = 0,745 h_{\text{кр}}, \quad (10.103)$$

при  $l > l_{кр}$

$$h_{кон} = h_0, \quad (10.104)$$

где  $h_0$  — глубина равномерного движения в подводящем трубопроводе.

Перепады с водосливной стенкой целесообразно применять на сети с  $D \geq 600$  мм при любой системе канализации.

При ударе потока о водосливную стенку жидкость растекается по ней во все стороны и под действием гравитационных сил и сил трения формируются границы растекания потока. Ширина потока  $B_z$  на стенке увеличивается с высотой падения и на высоте  $z$  от начала координат составит:

$$B_z = 2y + B_0, \quad (10.105)$$

где  $y$  — ширина растекания (наибольшая дальность отлета частиц жидкости) по оси  $y_0$  на высоте  $z$ ;  $B_0$  — ширина потока в момент удара о водосливную стенку. Значения  $B_0$  с некоторым приближением можно принимать равными ширине потока в конечном сечении подводящего русла (для круглой трубы при безнапорном истечении — разности ширине свободной поверхности при глубине  $h_{кон}$ ).

Координаты границ растекания определяются по формуле

$$z = g y^2 / (2 v_{кон}^2) - v_{кон}^2 / (2g) \quad \text{или} \quad y = v_{кон} \sqrt{(z + v_{кон}^2 / 2g) / 2g} \quad (10.106)$$

где  $v_{кон}$  — средняя скорость потока в конечном сечении на выходе из подводящего трубопровода.

При большой высоте перепада ширина потока, определяемая по формуле (10.105), может оказаться больше ширины водосливной стенки  $B$ . В этом случае часть жидкости (в нижней части перепада) стечет по боковым стенкам и поток будет иметь  $\Pi$ -образную форму поперечного сечения или стекать по всему контуру водопропускной части. Высоту, начиная с которой часть потока стекает по боковым стенкам, определяют по формуле (10.106), где значение  $y_b$  принимают в соответствии с формулой (10.105) равной:  $y_b = (B - B_0) / 2$ .

Размеры водобойного колодца под водосливной стенкой должны быть достаточны для образования затопленного гидравлического прыжка, чтобы обеспечить надежное гашение избыточной энергии потока. Ширину колодца  $B_k$  обычно принимают конструктивно исходя из диаметра шахты и ширины водосливной стенки. Глубину  $d_k$  и длину  $l_k$  колодца определяют на основе теории сопряжения бьефов — аналогично расчету прямоугольных колодцев трубчатых перепадов. Скорости потока у дна водобоя и в сжатом сечении определяются по формулам (10.67) и (10.68) при соответствующих значениях коэффициента скорости  $\varphi_T$  и коэффициента сопротивления водобойного колодца  $\zeta'_{В.к}$ .

Значения коэффициента  $\zeta'_{В.к}$  можно принимать равными 0,3—0,4 причем большие значения  $\zeta'_{В.к}$  следует брать в тех случаях, когда ширина потока больше ширины водосливной стенки, т. е.

часть потока стекает по боковым стенкам. В этом случае происходит более эффективное гашение жидкости за счет соударений потоков.

Глубину  $d_k$  и длину  $l_k$  водобойного колодца вычисляют по формулам (10.50)—(10.63), принимая

$$l_k = \beta \cdot l_{\text{п}} + l_1, \quad (10.107)$$

где  $l_{\text{п}}$ —длина свободного гидравлического прыжка;  $\beta$ —коэффициент уменьшения длины прыжка (может приниматься равным 0,5—0,6);  $l_1$ —расстояние от торцевой стенки колодца до сжатого сечения (до водосливной стенки); принимают конструктивно.

При  $h_c'' < t$  можно принимать  $d_k = 0$ , однако для уменьшения длины водобоя и снижения скорости потока на начальном участке отводящего коллектора целесообразно принимать  $d_k \geq 0,25 h_c''$  (в этом случае значение  $\beta$  можно брать 0,5).

**Пример 7.** Через многоступенчатый перепад (рис. 10.14, схема а) следует пропустить расчетный расход сточной жидкости  $Q = 9,7 \text{ м}^3/\text{с}$ . Диаметры и уклоны подводящего и отводящего коллекторов соответственно  $D_{\text{кол}} = 2500 \text{ мм}$ ,  $i_0 = 0,0015$ , а отметки дна их у перепада  $z_1 = 43,0 \text{ м}$  и  $z_2 = 26,3 \text{ м}$ .

Требуется рассчитать размеры указанного многоступенчатого перепада.

Исходя из условий строительства и эксплуатации задаемся значениями шага ступеней  $z = 2 \text{ м}$ ; принимаем водопропускную часть многоступенчатого перепада прямоугольного сечения шириной  $B = 4,6 \text{ м}$ .

Для  $z/B = 0,435$  интерполяцией находим значения  $K_Q = 1,05$  и  $h_v = 3,95$ .

Определяем удельный расход  $q$ , скорость потока на выходе со ступеней  $v$  и ширину ступеней перепада  $b$  по формуле (10.85)

$$q = (2,0/1,05)^{3/2} = 2,64 \text{ м}^3/\text{с} \cdot \text{м};$$

$$v = 3,95 \cdot 2,64^{1/2} = 5,45 \text{ м/с};$$

$$b = 9,7/2,64 = 3,68 \text{ м}.$$

Принимаем ширину ступеней перепада  $b = 3,7 \text{ м}$ .

Чтобы иметь возможность эксплуатировать (проводить осмотр и ремонт) перепад и глубоко заложенный коллектор, водопропускная часть прямоугольного сечения размещается в шахте, где также устраиваются лестницы, монтажные проемы и др.

**Пример 8.** Многоступенчатый перепад с центральным стояком (рис. 10.14, схема б) должен обеспечить пропуск расчетного расхода воды во время дождя  $Q = 12,4 \text{ м}^3/\text{с}$ . Центральный стояк предусмотрен для сброса аварийного расхода воды  $Q_{\text{ав}} = 2,2 \text{ м}^3/\text{с}$  (для ремонта и осмотра ступеней в часы минимального поступления стоков в сухую погоду). Диаметры и уклоны подводящего и отводящего коллекторов равны  $D_{\text{кол}} = 2500 \text{ мм}$ ,  $i_0 = 0,002$ , а отметки дна их у перепада  $z_1 = 43,0 \text{ м}$  и  $z_2 = 26,3 \text{ м}$ .

Требуется определить размеры перепада.

Задаемся типовым наружным диаметром шахты, равным 5,5 м, внутренним диаметром  $D_{\text{ш}} = 4,7 \text{ м}$ .

Определяем внутренний диаметр центрального стояка для пропускания  $Q_{\text{ав}}$  при  $R_{\text{вх}} = 0$ . По формуле (10.66) находим  $d = 0,71 \cdot 2,2^{0,4} =$

$=0,975$  м. Принимаем  $d=1,0$  м, наружный диаметр с учетом толщины стенок и защитного слоя  $D=1,3$  м.

Определяем условный удельный расход

$$q = 12,4/4,7 = 2,65 \text{ м}^3/\text{с}\cdot\text{м}$$

и задаемся различными значениями  $z$  с тем, чтобы принятое значение  $z$  и соответствующее ему  $k_Q$  удовлетворяли условию (10.85) при  $q=2,65 \text{ м}^3/\text{с}\cdot\text{м}$ .

При  $z=1,8$  м и  $z/D=1,8/4,7=0,383$  интерполяцией находим  $k_Q=0,94$  и  $k_v=3,75$ . Значения  $q$  и  $v$  составят  $q=(1,8/0,94)^{3/2}=2,65 \text{ м}^3/\text{с}\cdot\text{м}$ ;  $v=3,75\cdot 2,65^{1/2}=5,2$  м/с.

Находим по формуле (10.86) шаг ступеней  $z'$ :

$$z' = 1,8\cdot 4,7^2/(4,7^2 - 1,3^2) = 1,95 \text{ м.}$$

Принимаем шаг ступеней многоступенчатого перепада с центральным стояком  $z'=2,0$  м.

**Пример 9.** Для пропуска расчетного расхода сточной жидкости  $Q=9,7 \text{ м}^3/\text{с}$  принят многоступенчатый перепад по схеме в рис. 10.14. Диаметры и уклоны как подводящего, так и отводящего коллекторов равны  $D_{\text{кол}}=2500$  мм,  $i_0=0,0015$ , а отметки дна их соответственно составляют  $z_1=43,0$  м и  $z_2=26,3$  м.

Требуется найти размеры водопропускной части принятого перепада.

Исходя из условий строительства и эксплуатации задаемся расстоянием между ступенями в свету  $z=1,8$  м и шагом ступеней  $z'=2$  м.

Определяем величину удельного расхода и размеры водопропускной части по (10.87)

$$q = (1,8/1,09)^{3/2} = 2,12 \text{ м}^3/\text{с}\cdot\text{м}; \quad a = (2,12/3,7)^{2/3} = 0,45 \text{ м}; \\ b = 9,7/2,12 = 4,57 = 4,6 \text{ м.}$$

Определяем ширину водопропускной части  $B$  через  $D_{\text{кол}}$  и  $a$ :

$$B = 2,5 + 2\cdot 0,45 + 0,3 = 3,7 \text{ м.}$$

Размеры водопропускной части многоступенчатого перепада получились такими же, как и в примере 7 (схема  $a$ ).

**Пример 10.** На пропуск расчетного расхода сточной воды  $Q=590$  л/с принят перепад с водосливом практического профиля. Диаметры и уклоны подводящего и отводящего коллекторов равны:  $D_{\text{кол}}=900$  мм,  $i_0=0,0015$ , а отметки их дна у перепада соответственно  $z_1=13,13$  м и  $z_2=10,15$  м.

Требуется рассчитать указанный тип перепада.

По расчетным таблицам [45] находим наполнение и скорость потока в коллекторе на подходе к перепаду:

$$h/D_{\text{кол}} = 0,75; \quad h = 0,675 \text{ м}; \quad v = 1,17 \text{ м/с.}$$

Определяем удельную энергию потока на подходе к перепаду, отнесенную к дну водобойного колодца (для предварительных расчетов задаемся первоначальной глубиной колодца  $d_{\text{к}}=0,4$  м); расчетная схема приведена на рис. 10. 5,  $a$ .

$$T'_0 = 0,675 + 1,17^2/(2\cdot 9,8) + 2,98 + 0,4 = 4,125 \text{ м.}$$

Находим по (10.68) скорость потока в сжатом сечении водобойного колодца

$$v_c = 0,9 \sqrt{19,62 \cdot 4,125} = 8,1 \text{ м/с.}$$

При высотах перепада до 3 м и выходе потока из круглой трубы в водосливной канал прямоугольного поперечного сечения можно принимать  $\varphi = 0,9$ .

Определяем глубину потока  $h_c$  в сжатом сечении и вторую сопряженную с ней глубину  $h_c^*$  при надвинутом гидравлическом прыжке, принимая ширину водосливного канала и ширину водобойного колодца равными диаметру коллектора  $D_{\text{кол}}$ :

$$h_c = 0,59 / 0,9 \cdot 8,1 = 0,081 \text{ м.}$$

$$h_{\text{кр}} = \sqrt[3]{0,59^2 / (0,9^2 \cdot 9,81)} = 0,353 \text{ м.}$$

$$h_c^* = 0,0405 (\sqrt{1 + 8 \cdot 0,353^3 / 0,081^3} - 1) = 1,0 \text{ м.}$$

Глубина водобойного колодца

$$d_k = 1,05 \cdot 1,0 - 0,675 = 0,375 \text{ м.}$$

Поскольку первоначально принятая глубина колодца (для определения скорости  $v_c$ ) незначительно отличается от вычисленной, расчет можно не повторять и принимать для строительства  $d_k = 0,375$  м; тогда длина перепадного колодца по (10.63)

$$l_k = 1,15 \sqrt{0,745 (2,98 + 0,33 \cdot 0,745)} + 2,7 \cdot 1,0 = 1,78 + 2,7 = 4,48 \text{ м.}$$

При расчете данного перепада с помощью номограммы (рис. 10.18) получим следующие размеры:

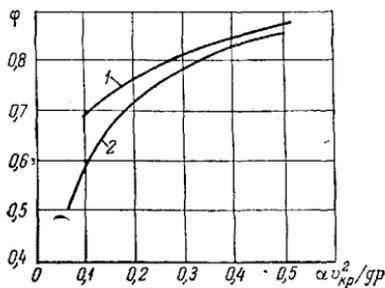
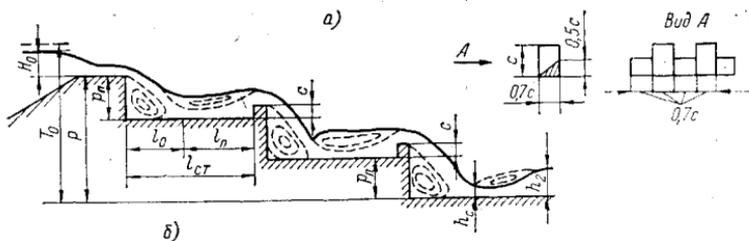


Рис. 10.17. К расчету многоступенчатых перепадов  
а — расчетная схема; б — график зависимости коэффициента скорости на одноступенчатом перепаде; 1 — канал прямоугольного сечения; 2 — трубопровод круглого сечения

при  $T'_0 = 4,125$  м и  $q_0 = 0,59/0,9 = 0,656$  находим, что  $h_2 = 0,97$  м; тогда при  $t = 0,675$  м.

$$d_k = 0,975 - 0,675 = 0,300 \text{ м};$$

$$l_1 = 1,15 \cdot \sqrt{0,745 (2,98 + 0,33 \cdot 0,745)} = 1,78 \text{ м};$$

$$L = 1,78 \cdot 2 = 3,56 \text{ м},$$

т. е. глубина и особенно длина водобойного колодца в этом случае получились заниженными и не обеспечат затопления гидравлического прыжка. Для строительства следует принимать  $d_k = 0,375$  м;  $L = 4,48$  м.

**Пример 11.** К глубоководному коллектору диаметром  $D_k = 2,0$  м, уложенному с уклоном  $i_0 = 0,001$ , подводится через перепад высотой 6 м с отбойно-водосливной стенкой сточная жидкость, расход которой составляет  $Q = 4$  м<sup>3</sup>/с. Подводящий к перепаду коллектор диаметром  $D_{\text{под}} = 2000$  мм уложен с уклоном  $0,001$ , степень наполнения его при указанном расчетном расходе  $h/D_{\text{под}} = 0,74$ . Отметка дна у перепада подводящего коллектора  $z_1 = 50,0$  м, отводящего —  $z_2 = 44,0$  м.

Требуется рассчитать перепад с отбойно-водосливной стенкой.

Принимаем конструктивно ширину стенки  $B_{\text{ст}}$  и ширину водобойного колодца  $B_k$  равными 4 м. Это позволяет разместить перепад в шахте с внутренним диаметром  $D_{\text{ш}} = 4,7$  м.

Определяем по формуле (8.39) критическую глубину в подводящем трубопроводе

$$h_{\text{кр}} = 1,023 \cdot 2,0 (4/2^{2,5} \sqrt{9,81})^{0,511} = 0,975 \text{ м}.$$

Поскольку  $h_{\text{кр}}$  по величине меньше глубины потока в коллекторе при равномерном движении  $h_0 = 1,48$  м, то  $i_0 < i_{\text{кр}}$ .

Находим по формуле (10.103) глубину потока на конце коллектора

$$h_{\text{кон}} = 0,745 \cdot 0,975 = 0,73 \text{ м}.$$

Скорость потока на конце подводящего коллектора

$$v_{\text{кон}} = 4/1,04 = 3,85 \text{ м/с}.$$

Живое сечение потока  $\omega_{\text{кон}} = 1,04$  м<sup>2</sup> найдено при  $h_{\text{кон}}/D_{\text{под}} = 0,365$ .

Принимаем расстояние от конца коллектора до водосливной стенки  $l = 1,15$  м.

Определяем с некоторым запасом ширину растекания потока на стенке. Принимая низ стенки конструктивно на уровне шельги отводящего коллектора в нижнем бьефе, координаты  $z$  и  $y$  по (10.106) для низа стенки составят:

$$z = 50,0 - 46,0 = 4,0 \text{ м};$$

$$y = 3,85 \sqrt{(4 + 3,85^2/19,62) (2/9,81)} = 3,75 \text{ м}.$$

Ширина потока на стенке по (10.105) при  $B_0 = 1,92$  м равна

$$B_z = 2 \cdot 3,75 + 1,92 = 9,42 \text{ м}.$$

Поскольку  $B_z > B_{\text{ст}}$ , часть потока будет стекать по боковым и торцевой стенкам.

Определяем удельную энергию  $T_0$  и скорость потока у дна водобоя  $v_b$  и в сжатом сечении  $v_c$ , предварительно принимая глубину колодца  $d_k$  равную нулю

$$T_0 = 0,73 + 3,85^2/19,62 + (50,0 - 44,0) = 7,49 \text{ м};$$

$$v_b = 0,87 \sqrt{19,62 \cdot 7,49} = 10,55 \text{ м/с};$$

$$v_c = 10,55 \sqrt{1 - 0,4} = 8,17 \text{ м/с}.$$

Значение коэффициента скорости  $\phi$  принято по графику (рис. 10.8).

Находим сопряженные глубины надвинутого гидравлического прыжка и размеры прямоугольного водобойного колодца

$$h_c = 4/(4 \cdot 8,17) = 0,122 \text{ м}; \quad h_{кр} = \sqrt[3]{16/(16 \cdot 9,81)} = 0,467 \text{ м};$$

$$h_c'' = (0,122/3) [\sqrt{1 + 8 (0,467/0,122)^3} - 1] = 1,24 \text{ м}.$$

Поскольку глубина потока в отводящем коллекторе  $t = 0,74 \times 2,0 = 1,48 \text{ м} > h_c''$  можно принять  $d_k = 0$ . Для подпора гидравлического прыжка и уменьшения длины водобоя следует принять глубину колодца конструктивно  $d_k > 0,25 h_c''$ . Принимаем  $d_k = 0,4 \text{ м}$ . Длина колодца по (10.107) при  $\beta = 0,5$  составит:

$$l_k = 0,5 \cdot 4,5 \cdot 1,24 + 1,15 = 3,94 \text{ м}.$$

#### 10.10. Расчет быстроток

В некоторых случаях по условиям строительства и из технико-экономического обоснования возможно устройство перепадов, выполненных в виде *быстроток* (рис. 10.19). Быстроток устраивается в наклонной штольне. Угол наклона штольни  $\theta$  (рис. 10.19) определяется условиями строительства.

Глубина потока на входе в быстроток может приниматься критической или, точнее, выраженной по (9.90). Глубину  $h_c$  и скорость  $v_c$  в конце быстроток находят путем расчета неравномерного движения, как указано в § 10.3 или 10.4. Вторая сопряженная глубина  $h_2$  и глубина водобойного колодца определяются по методике, изложенной в § 10.7.

Длина водобойного колодца может быть принята равной

$$l_k = 3,4 \div 3,8 h_2. \quad (10.108)$$

При расчете быстроток следует иметь в виду, что при уклонах  $i_0 \leq 0,1$  большая сопряженная глубина  $h_{2i}$  по вертикали определяется по формуле

$$h_{2i} = h_2 + k h_1 i_0, \quad (10.109)$$

где  $h_2$  — вторая сопряженная глубина в горизонтальном канале (см. § 10.6) при глубине  $h_1$  до прыжка;  $k$  — опытный коэффициент; зависящий от числа Фруда:

$Fr_1$ . . . . .	5	10	15	20	25	30	35	40
$k$ . . . . .	16,3	21,8	26,5	30,8	34,6	38	41	43

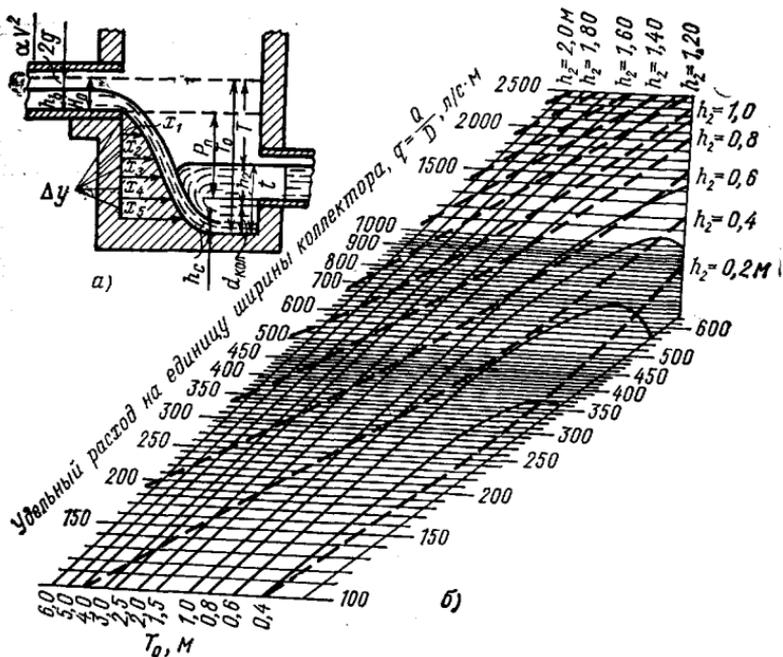


Рис. 10.18. К расчету перепада с водосливом практического профиля  
 а — схема перепада; б — график для расчета сопряжения потоков

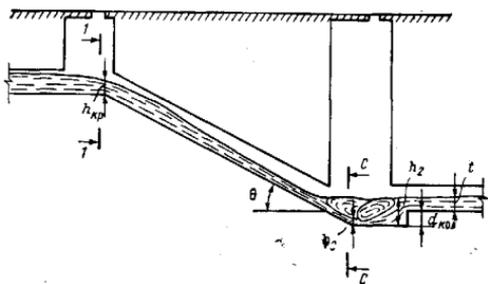


Рис. 10.19. Схема перепада-быстротока

Длина прыжка (горизонтальная), по Илчеву:

$$l_{пi} = (1 + 3,75 i_0) l_{п.} \quad (10.110)$$

При большом продольном уклоне ( $i_0 > 0,2$ ) глубина потока измеряется не по вертикали, а по нормали к дну, поэтому при определении критической глубины по (8.32) нужно в знаменатель правой ее части вводить  $\cos \theta$ , где  $\theta$  — угол наклона дна быстротока к горизонту. Поток на быстротоке следует проверить на устойчивость по (8.29) и на аэрацию по (8.30).

Проектируя быстротоки, в пределах которых может быть осуществлено или сужение, или расширение, или поворот в плане бурных высокоскоростных потоков воды, следует руководствоваться пособием А. А. Турсунова [88].

Глава одиннадцатая  
**НЕУСТАНОВИВШЕЕСЯ БЕЗНАПОРНОЕ ДВИЖЕНИЕ**

**11.1. Общие характеристики и уравнения**

Неустановившимся движением потока называют такое, когда скорости, глубины и расход его изменяются как во времени  $t$ , так и по длине  $S$ . При неустановившемся движении различают:

- прямые волны, распространяющиеся по течению потока,
- обратные волны — против течения,
- положительные волны — при возрастании уровня воды,
- отрицательные волны — при его убывании.

При распространении прямой положительной волны в открытом канале наблюдается расплывание или трансформация волны, ибо элементы ее профиля, лежащие на более высоких отметках, переме-

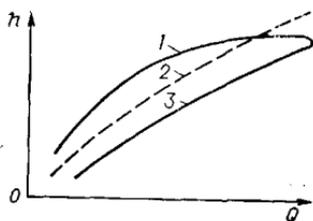


Рис. 11.1. Зависимость расхода от глубины потока

1 — спад уровней; 2 — установившееся движение; 3 — подъем уровней

щаются быстрее, чем расположенные ниже. Трансформация характеризуется тем, что происходит снижение высоты волны и максимального расхода по длине канала.

В случае неустановившегося движения при возрастании расхода уклон потока увеличивается, а при убывании — уменьшается по сравнению с уклоном для установившегося движения. Поэтому глубины, необходимые для пропуска заданных расходов, при их возрастании меньше, а при их убывании — больше тех, которые описываются кривой  $Q=f(h)$  для установившегося движения. В связи с этим зависимость  $Q=f(h)$  для неустановившегося движения является неоднозначной и имеет форму петли (рис. 11.1). Обычно неустановившееся движение рассматривается как одномерное, исследуются лишь средние характеристики потока.

Скорость распространения возмущения (фронта волны)  $c$  выражается формулой

$$c = v \pm \sqrt{g \omega / B} = v \pm \sqrt{g h_{\text{ср}}}, \quad (11.1)$$

где  $B$  — ширина живого сечения  $\omega$  поверху;  $h_{\text{ср}}$  — средняя глубина потока; знак в этой формуле зависит от того, распространяется волна по течению или против него.

Дифференциальные уравнения неустановившегося движения в открытых каналах в рамках одномерной нелинейной теории длинных волн были даны Сан-Венаном и могут быть описаны динамическим уравнением

$$i_0 = \frac{\partial h}{\partial S} + \frac{\alpha_0 q}{g \omega} (\theta - v) - i_f = \frac{\alpha}{2g} \cdot \frac{\partial v^2}{\partial S} + \frac{\alpha_0}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t}, \quad (11.2)$$

и уравнением неразрывности

$$\partial Q / \partial S + \partial \omega / \partial t = q; \quad (11.3)$$

здесь  $\theta$  — проекция скорости присоединяемого притока  $q$  на основное направление скорости потока;  $q$  — боковой приток в единицу времени на единицу длины.

Уклон трения  $i_f$  зависит от степени нестационарности движения, выражаемой через параметр  $П_{нс} = h \partial Q / (Q v \partial t)$ . При малых параметрах нестационарности ( $П_{нс} < 0,5$ ), как показывают исследования, потери напора на трение в каждом конкретном створе для каждого данного момента могут определяться по формуле равномерного движения.

Методы решения системы нелинейных с переменными коэффициентами дифференциальных уравнений (11.2) и (11.3) в частных производных гиперболического типа можно условно разделить на две группы. К первой группе относят строгие методы интегрирования уравнений Сен-Венана, реализуемые в основном с помощью ЭВМ. Ко второй группе относят упрощенные методы, основанные на каких-либо допущениях, реализуемые на аналоговых вычислительных машинах или путем ручного счета.

Для канализации представляет интерес движение паводков воды в каналах, образующихся в результате ливневого (дождевого) стока с водосборных бассейнов. Для призматических потоков (для условий канализации выполняется почти всегда)  $\partial \omega / (\partial S) = 0$ .

Масштабный анализ уравнений неустановившегося движения в одномерной идеализации показывает, что инерционными членами, входящими в уравнение движения, можно пренебречь, так как порядок их величин мал по сравнению с остальными членами. Вследствие этого уравнение движения (11.2) без инерционных членов запишется в виде:

$$i_f = Q \{ |Q| / K^2 = i_0 - \partial h / \partial S, \quad (11.4)$$

где  $K$  — модуль расхода.

Добавляя к этому уравнению уравнение неразрывности (11.3), получим систему уравнений (11.4) и (11.3) параболического типа. При расчете неустановившегося движения по параболическим уравнениям для получения однозначного результата необходимо задать одно начальное и два граничных условия:

$$Q(S, 0) = Q_0; \quad Q(0, t) = Q_0(t); \quad Q(L, t) = Q_L(t), \quad (11.5)$$

За начальное условие обычно принимается равномерное движение воды с расходом  $Q_0$  перед паводком. Эта система уравнений совместно с начальными и граничными условиями (11.5) образуют краевую задачу, решение которой можно получить либо в аналитическом виде, либо численными методами. Наибольшее распространение получили конечно-разностные методы решения.

## 11.2. Численный метод расчета неустановившегося движения

Рассмотрим систему канализационных коллекторов с регулирующими резервуарами и боковыми сосредоточенными притоками  $Q_6$  (рис. 11.2). При этом положительным величинам  $Q_6$  соответствует приток в сеть от сосредоточенных источников сточных вод (промышленные предприятия, ливнеспуски и т. д.), а отрицательные величины  $Q_6$  отвечают тем сооружениям на сети, через которые происходит сброс части сточных вод (ливнеспуски, разделительные камеры).

Расход дождевых сточных вод формируется от распределенного удельного бокового притока  $q_n$  в результате трансформации водосбором выпавших осадков. Таким образом, величина  $q_n$  может меняться как по длине участков сети, так и во времени.

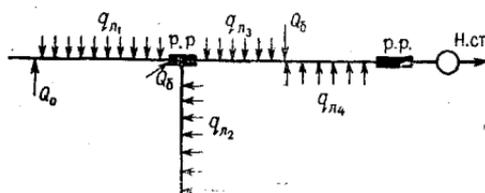


Рис. 11.2. Расчетная схема сети водоотведения

р.р. — регулирующий резервуар; н.ст. — насосная станция;  $Q_6$  — сосредоточенный приток в начальные участки;  $Q_6$  — то же, боковой;  $q$  — то же, распределительный

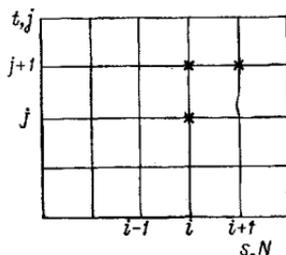


Рис. 11.3. Пространственно-временная сетка для численного решения уравнений Сен-Венана

Для расчета расходов и уровней воды в рассматриваемой канализационной системе используем неявную разностную схему решения уравнений (11.4) и (11.3). В отличие от явной схемы неявная позволяет использовать большие шаги во времени, что важно при расчете больших канализационных систем при длительных дождях. При построении разностной схемы заменим непрерывную область решения системы уравнений ее дискретным аналогом. Для этого введем пространственно-временную разностную сетку для такой систе-

мы уравнений (рис. 11.3). В соответствии с этой сеткой заменим частные производные в (11.4) и (11.3) их дискретными аналогами:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial t} &= \frac{h_i^{j+1} - h_i^j}{\Delta t}; & \frac{\partial h}{\partial S} &= \frac{h_{i+1}^{j+1} - h_i^{j+1}}{\Delta S}; \\ \frac{\partial Q}{\partial S} &= \frac{Q_{i+1}^{j+1} - Q_i^{j+1}}{\Delta S}; \end{aligned} \right\} \quad (11.6)$$

здесь  $h_i^j$  — уровень воды в узле  $i$  в момент времени  $j$ ;  $Q_i^{j+1}$  — расход воды из узла  $i$  в узел  $i+1$  в момент времени  $j+1$ ;  $\Delta t$  — шаг интегрирования по времени;  $\Delta S$  — шаг интегрирования по координате.

Разностный аналог уравнений (11.4) и (11.3) с учетом (11.6) будет иметь вид:

$$\left. \begin{aligned} B_i \frac{h_i^{j+1} - h_i^j}{\Delta t} + \frac{Q_i^{j+1} - Q_i^j}{\Delta S} &= q_{ni}^{j+1}; \\ \frac{Q_i^{j+1} |Q_i^{j+1}|}{(K_i^{j+1})^2} &= i_0 - \frac{h_{i+1}^{j+1} - h_i^{j+1}}{\Delta S}. \end{aligned} \right\} \quad (11.7)$$

При расчете спокойных потоков все коэффициенты при производных и свободные члены берутся в точке с координатами  $i, j$ , т. е. на предыдущем временном слое. В этом случае для устойчивости вычислительного процесса должно выполняться условие С. К. Годунова:

$$\Delta t \leq Q / (g \omega I) = K / (g \omega \sqrt{I}). \quad (11.8)$$

И. М. Гельфанд предложил величину  $Q$  в свободном члене  $Q^2/K^2$  брать не на слое  $j+1$ , а на слое  $j$ . В этом случае ограничение (11.8) по  $\Delta t$  снимается. Чтобы избавиться от нелинейности в системе разностных уравнений, величину  $|Q_i^{j+1}| Q_i^{j+1}$  линеизируют, т. е. раскладывают в ряд и берут два первых члена:

$$|Q_i^{j+1}| Q_i^{j+1} = 2 Q_i^{j+1} |Q_i^j| - Q_i^j |Q_i^j|. \quad (11.9)$$

Тогда система (11.7) с учетом (11.9) примет вид:

$$\left. \begin{aligned} B_i \frac{h_i^{j+1} - h_i^j}{\Delta t} + \frac{Q_{i+1}^{j+1} - Q_i^{j+1}}{\Delta S} &= q_i^{j+1}; \\ Q_i^{j+1} &= \frac{Q_i^j}{2} + \frac{K_i^2}{2 |Q_i^j|} \left( i_0 - \frac{h_{i+1}^{j+1} - h_i^{j+1}}{\Delta S} \right); \end{aligned} \right\} \quad (11.10)$$

здесь

$$K_i = f [(h_i^j + h_{i+1}^j) f_2].$$

Доказано, что при бесконечном увеличении узлов, на которые разбит поток, разностная схема (11.10) устойчива и сводится к точному решению. Поставим второе уравнение системы (11.10) в первое и получим:

$$\begin{aligned}
& - \frac{K_{i-1}^2}{2 \Delta S^2 |Q_{i-1}|} h_{i-1}^{j+1} + \left( \frac{B_i}{\Delta t} + \frac{K_{i-1}^2}{2 \Delta S^2 |Q_{i-1}|} + \right. \\
& \left. + \frac{K_i^2}{2 \Delta S^2 |Q_i|} \right) h_i^{j+1} - \frac{K_i^2}{2 \Delta S^2 |Q_i|} h_{i+1}^{j+1} = q_i + \frac{B_i h_i^j}{\Delta t} + \\
& + \frac{Q_{i-1}}{2 \Delta S} - \frac{K_i^2 i_0}{2 \Delta S |Q_i|} - \frac{Q_i^2}{2 \Delta S} + \frac{K_{i-1} i_0}{2 \Delta S |Q_{i-1}|}. \quad (11.11)
\end{aligned}$$

Обозначим

$$\begin{aligned}
a_1 &= - \frac{K_{i-1}^2}{2 \Delta S^2 |Q_{i-1}|}; \quad b_1 = \frac{B_i}{\Delta t} - a_1 - c_1; \quad c_1 = - \frac{K_i^2}{2 \Delta S^2 |Q_i|}; \\
d_1 &= q_i + \frac{B_i h_i^j}{\Delta t} + \frac{Q_{i-1}}{2 \Delta S} + (a_1 - c_1) i_0 \Delta S - \frac{Q_i}{2 \Delta S}.
\end{aligned}$$

Запишем уравнение (11.11) в таком виде:

$$a_1 h_{i-1}^{j+1} + b_1 h_i^{j+1} + c_1 h_{i+1}^{j+1} = d_1. \quad (11.12)$$

Добавим начальные и граничные условия:

$$h(s, 0) = h_0^0; \quad h(0, t) = h_0^{j+1}; \quad h(L, t) = h_N^{j+1}. \quad (11.13)$$

Для решения полученной системы используем метод прогонки.

Представим левое граничное условие в виде:

$$h_0^{j+1} = A_1 h_1^{j+1} + c_1; \quad A_1 = 0; \quad c_1 = h_0^{j+1}. \quad (11.14)$$

Подставим (11.14) в правое уравнение системы (11.12), в результате получаем уравнение, связывающее  $h_1$  и  $h_2$ . Решая последнее уравнение относительно  $h_1$ , будем иметь:

$$h_1 = -c_1 / (A_1 a_1 + b_1) h_2 + (d_1 - a_1 c_1) / (A_1 a_1 + b_1), \quad (11.15)$$

или

$$h_1 = A_2 h_2 + c_2, \quad (11.16)$$

где

$$A_2 = -c_1 / (A_1 a_1 + b_1); \quad c_2 = (d_1 - a_1 c_1) / (A_1 a_1 + b_1). \quad (11.17)$$

Подставляя полученное значение для  $h_1$  в уравнение (11.12) для второго расчетного участка, получим зависимость, связывающую  $h_2$  и  $h_3$ :

$$h_2 = A_3 h_3 + c_3, \quad (11.18)$$

где

$$A_3 = -c_1 / (A_2 a_1 + b_1); \quad c_3 = (d_1 - a_1 c_2) / (A_2 a_1 + b_1). \quad (11.19)$$

Продолжая этот процесс до  $i$ , получим рекуррентные формулы для вычисления прогоночных коэффициентов:

$$A_{i+1} = -c_1/(A_i a_1 + b_1); \quad c_{i+1} = (d_1 - a_1 c_i)/(A_i a_1 + b_1), \quad (11.20)$$

а также зависимость

$$h_{i-1} = h_i A_i + c_i. \quad (11.21)$$

Таким образом, решение конечно-разностных уравнений (11.12) разбивается на два этапа.

Первый этап — прямая прогонка: вычисление всех прогоночных коэффициентов по рекуррентным формулам (11.20) от  $i=1$  до  $N$  по начальным значениям  $A_1$  и  $c_1$ .

Второй этап — обратная прогонка: из первого граничного условия  $h_N^{j+1} = h_L$  по формулам (11.21) последовательно находят значения на новом временном слое  $j+1$ ; подставляя полученные значения во второе уравнение системы (11.10), определяют расход в каждом узле. Проведя аналогичные операции на следующем временном слое, находят все значения  $h$  и  $Q$  на всех временных слоях для каждого узла.

Приведенные выше формулы справедливы для трубопровода, не имеющего боковых притоков и сосредоточенного расхода. Реальная канализационная сеть представляет собой разветвленную сеть коллекторов, которая транспортирует жидкость в большинстве случаев к одной точке — насосной станции или очистным сооружениям.

Канализационную сеть можно представить в виде графа типа дерева, основанием которого является участок главного коллектора, примыкающего к насосной станции или очистным сооружениям. Этому участку присвоим номер  $N$ , где  $N$  — общее число участков канализационной сети. Будем также считать, что вершину графа образуют три ребра — участка канализационной сети, который находится либо между узлами слияния коллекторов, либо между узлами и боковым сосредоточенным притоком, либо между начальным участком до места первого слияния потоков. Кроме того, участок должен иметь постоянный диаметр и уклон, а в узле сходится не более трех участков. Рассмотрим узел с впадающим боковым сосредоточенным притоком, образованный тремя такими участками (рис. 11.2). Будем считать также, что в узле имеется сосредоточенная емкость площадью  $\Omega$ . Тогда условия баланса расходов и сопряжения в узле можно записать в виде:

$$Q_N^{(1)} + Q_N^{(2)} + Q_c - Q_0 = \Omega/\Delta t (h_N^{j+1} - h_{N-1}^j). \quad (11.22)$$

Найдем значение расхода при  $i=N$ , т. е.  $Q_N$ . Для этого во второе уравнение системы (11.10) подставим значение  $h_{N-1}$  из выражения (11.21), тогда

$$Q_N = q_N \cdot h_N + p_N, \quad (11.23)$$

где

$$q_N = \frac{K_N}{2 |Q_N| \Delta S} (A_N - 1); \quad p_N = \frac{\xi Q_N'}{2} + \frac{K_N}{2 |Q_N'|} \left( \frac{c_N}{\Delta S} - t_0 \right). \quad (11.24)$$

Подставим зависимость (11.23) в уравнение баланса расходов (11.22):

$$\Sigma q_N h_N^{i+1} + \Sigma p_N + Q_c^{i+1} + Q_0^{i+1} = (\Omega / \Delta t) h_N^{i+1} - (\Omega / \Delta t) h_N^i. \quad (11.25)$$

С другой стороны

$$\begin{aligned} h_N^{i+1} &= h_0^{i+1}; \\ Q_0^{i+1} &= \frac{Q_0^{i+1}}{2} + \frac{K_0^2}{2 |Q_0'|} i_0 - \frac{K_0^2}{2 |Q_0'| \Delta S} h_1^{i+1} + \\ &+ \frac{K_0}{2 |Q_0'| \Delta S} h_0^{i+1}. \end{aligned} \quad (11.26)$$

Получим выражение для вычисления  $h_0^{i+1}$  в окончательном виде:

$$\begin{aligned} h_0^{i+1} &= - \frac{K_0^2}{2 |Q_0'| \Delta S} h_i^{i+1} + \Sigma p_N + Q_c^{i+1} + \frac{\Omega}{\Delta t} h_N^i - \frac{Q_0^i}{2} - \\ &- \frac{K_0^2}{2 |Q_0'|} i_0 \left/ \left( \Sigma q_N - \frac{\Omega}{\Delta t} - \frac{K_0^2}{2 |Q_0'| \Delta S} \right) \right. \end{aligned} \quad (11.27)$$

Сравнив выражения (11.27) и (11.21), получим значения первых прогоночных коэффициентов для участка канализационной сети, начинающегося из слияния двух верховых и одного бокового притока:

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= -K_0^2 / \{ 2 |Q| \Delta S [\Sigma q_N - \Omega / \Delta t - K_0^2 / 2 |Q_0'| \Delta S] \}; \\ c_1 &= [\Sigma p_N + Q_c + \Omega / \Delta t h_N^i - Q_0 / 2 - \\ &- (K_0^2 / 2 |Q|) i_0] / [\Sigma q_N - \Omega / \Delta t - K_0 / (2 |Q_0'| \Delta S)]. \end{aligned} \right\} \quad (11.28)$$

В случае, когда рассматриваемый участок является верховым, в уравнении (11.28) следует принять  $q_N = 0$  и  $p_N = 0$ .

Для вычисления уровней и расходов по длине сети необходимо задать правое граничное условие, т. е. определить  $h_N$  на новом временном слое. Будем считать, что на правой границе перед насосной станцией установлен регулирующий резервуар площадью  $\Omega$ . Запишем уравнение баланса расходов в резервуаре в следующем виде:

$$Q_N^{i+1} - Q_{\text{нас}}^{i+1} = \Omega (h_N^{i+1} - h_N^i) / \Delta t, \quad (11.29)$$

где  $Q_N^{j+1}$  — расход притока в резервуар;  $Q_{\text{нас}}^{j+1}$  — расход, забираемый из резервуара.

С учетом зависимости (11.23) получим

$$q_N h_N^{j+1} + p_N - Q_{\text{нас}} = (\Omega/\Delta t) h_N^{j+1} - (\Omega/\Delta t) h_N^j, \quad (11.30)$$

откуда находим искомую величину  $h_N^{j+1}$ :

$$h_N^{j+1} = [Q_{\text{нас}} - p_N - (\Omega/\Delta t) h_N^{j+1}] / (q_N - \Omega/\Delta t). \quad (11.31)$$

Подставляя значение  $h_N^{j+1}$  в формулу (11.21), определим уровень воды по длине коллектора. Расход вычисляется по второму уравнению системы (11.10). Блок-схема вычислений приведена на рис. 11.4. В соответствии с этой схемой А. В. Благонравовым составлена программа на алгоритмическом языке ПЛ/1, которая находится в ЛИСИ. С разработанной математической моделью А. В. Благонравовым проводились числовые эксперименты, вначале на гипотетической канализационной сети, а затем на реальной, но с различной степенью детализации.

Начальные условия сформулированы исходя из предположения, что в начальный момент при  $t=0$  в канализационной сети в общем случае движение сточной жидкости носит установившийся неравномерный характер, обусловленный боковым распределенным установившимся притоком бытовых сточных вод.

Таким образом, задача вычисления начальных условий сводится к построению кривой свободной поверхности с помощью уравнения неравномерного движения (10.1), которое для расчета глубин потока против течения жидкости при заданной конечной глубине представим в разностном виде:

$$h_i = h_{i+1} - \frac{i_0 - Q_{i+1}^2/K_{i+1}^2}{1 - Fr_{i+1}} \Delta S. \quad (11.32)$$

Численные эксперименты с зависимостью (11.32), показали, что для получения устойчивых результатов необходимо брать величину шага по длине  $\Delta S$  довольно малой. Расчеты также показали, что на величину шага  $\Delta S$  в сильной степени влияет вид функции модуля расхода  $K$ . Более устойчивые результаты получаются, если при вычислении модуля расхода воспользоваться формулой Н. Н. Павловского (3.71).

Величину  $h_N$  определяем из условия равномерного, установившегося движения: по заданному значению  $Q$  и уклона  $i_0$  находим  $K = Q/\sqrt{i_0}$ , а затем методом последовательных приближений находим  $h_N$ . После этого, используя зависимость (11.32), вычисляем  $h_{N-1}$ ,  $h_{N-2}$  и т. д. до  $h_0$  для последнего участка сети. Переход к следующему расчетному участку осуществляется из условия



За расчетный принимаем такой участок, конструктивные характеристики которого (длина, уклон, диаметр) не изменяются во времени. Расчетные участки начинаются либо с сосредоточенного источника сточных вод (начальные участки), либо из слияния двух участков (рис. 11.5). В этом случае в качестве левого граничного условия принимаются зависимости (11.23; 11.31). Пронумеруем теперь все

участки канализационной сети следующим образом: последнему участку сети присвоим номер  $N$  ( $N$  — общее число участков рассматриваемой сети); остальным участкам сети последовательно присвоим номера в порядке уменьшения. В случае ветвления сети нумеруем вначале ту ветвь, которая имеет наименьшее количество участков. Таким образом, участок с номером 1 — самый удаленный от конечного и является начальным.

Теперь с помощью нумерации легко задать конфигурацию сети, т. е. взаимное расположение участков. Для этого разветвленную канализационную сеть выразим целочисленным вектором  $E$ , представленным в ЭВМ как одномерный массив с числом элементов, равным количеству участков  $N$  в системе. Элементы массива упорядочены таким образом, что первому элементу соответствует первый участок, второму — второй и т. д.

Определим теперь вектор  $E$ . Элементом вектора  $E$ , отвечающим начальным участкам, присвоим значение  $e=0$ ; если участок начинается с сосредоточенного бокового притока, то  $e=-1$ . В случае, если участок с номером  $i$  начинается из слияния двух участков с номерами  $i-1$  и  $j$ , то соответствующий элемент вектора  $e=j$ . Таким образом, заданием вектора  $E$  однозначно определяется топология канализационной сети. Например, для сети, изображенной на рис. 11.5, вектор сети имеет вид:

$$E^T = |0, 0, 1, 0, 3, -1, -1, 0, 0, 8, 7, 0, 11|.$$

Следует отметить, что номера участков в память ЭВМ вводить не следует, так как номер элемента вектора  $E$  соответствует номеру участка. Этим экономится оперативная память ЭВМ, что важно при расчете больших систем.

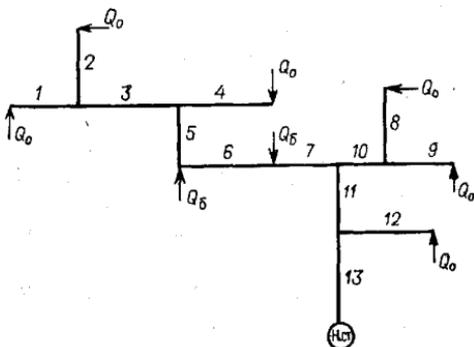


Рис. 11.5. К заданию топологии сети водоотведения

Цифрами обозначены номера участков

### 11.3. Приближенный расчет дождевых паводков

Ведущее место в разработке численных методов решения уравнений Сен-Венана на ЭВМ принадлежит Институту гидродинамики СО АН СССР. Алгоритм метода прогонки по неявной разностной схеме широко использован в Киевском автомобильно-дорожном институте для расчета на ЭВМ неустановившегося движения ливневых вод в открытых руслах.

В первом приближении уравнения (11.2) и (11.3) представим в виде одного линейного дифференциального уравнения второго порядка:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial S^2} (\alpha v_0^2 - c^2) + 2 \sqrt{\alpha} v_0 \frac{\partial^2 h}{\partial S \partial t} + \beta \frac{\partial h}{\partial t} + \gamma \frac{\partial h}{\partial S} = 0, \quad (11.33)$$

где

$$c^2 = g \omega_0 / B_0; \quad \beta = 2 g t_0 / v_0; \quad \gamma = 2 g t_0 (1 + 0,5 N c^2 / h_0). \quad (11.34)$$

Индексом «0» обозначены параметры потока при равномерном движении, показатель  $N$  принят по (8.53).

Наиболее близкую к действительным условиям характеристику потока при дождевом паводке можно получить путем решения уравнения (11.33) с помощью двойных ортонормированных рядов Лаггера

$$h(\tau) = h_n + e^{-\tau/2} \left[ P_0 + P_1 (1 - \tau) + P_2 (1 - 2\tau + \tau^2/2) + P_3 (1 - 3\tau + 1,5\tau^2 - \tau^3/6) + \dots + \frac{P_n}{n!} e^\tau \cdot \frac{d^n (\tau^n e^{-\tau})}{d\tau^n} \right]. \quad (11.35)$$

Коэффициенты  $P$ , зависящие от  $S$ , представим в виде полиномов Лежандра

$$P_l = b_{l0} + b_{l1} (2s - 1) + \frac{1}{2} b_{l2} [3(2s - 1)^2 - 1] + \frac{1}{2} b_{l3} (2s - 1) [5(2s - 1)^2 - 3] + \dots + b_{lm} \frac{1}{2^m m!} \cdot \frac{d^m [(2s - 1)^2 - 1]^m}{d(2s - 1)^m}. \quad (11.36)$$

Постоянные  $b_{ik}$  находятся из граничных условий и условия ортогональности:

$$\int_0^{\theta} \int_0^1 G(s, \tau) M(b_{ik}) ds d\tau = 0, \quad (11.37)$$

где  $G(s, \tau)$  — уравнение (11.33) после подстановки в него  $h$  по (11.35);  $M(b_{ik}) = \Phi_i(\tau) \Psi(s)$  — функция при любом коэффициенте  $b_{ik}$ , состоящая из произведения  $i$ -й функции Лаггера и  $k$ -го члена полинома Лежандра; здесь  $s = S/L$  и  $\tau = t/t_0$ ;  $t_0$  — время от начала паводка до максимальной глубины  $h_m$  в начальном сечении (при  $s=0$ ) канала длиной  $L$ .

А. М. Кургановым значения коэффициентов  $b_{ik}$  получены для постоянного уровня воды в конечном сечении ( $s=1,0$ ) канала, когда отметку поверхности воды в конце канала  $y$  выпуска ( $S=L$ ) можно принимать равной отметке уровня воды в водоеме.

При безнапорном течении в трубопроводах с наполнением  $a > 0,5$  и с учетом (8.6) в уравнении (11.33) следует принимать  $N = 0$ , а вместо глубины потока  $h$  — площадь живого сечения  $\omega$ .

Максимальный расход проходит раньше наступления максимального уровня воды в момент  $\tau_* < 1,0$  и по отношению к расходу при полном заполнении трубы и равномерном движении  $Q_{\Pi}$  составляет:

$$Q_{\max}/Q_{\Pi} = \sqrt{1 + (8/3) D/(i_0 t_0 v_{\Pi}) \partial(\omega/\omega_{\Pi})/\partial\tau} \omega/\omega_{\Pi} \approx \approx [(1 + 4/3 A (\partial\omega_*/\partial\tau))] \omega_*, \quad (11.38)$$

где  $\omega_* = \omega/\omega_{\Pi}$ .

Момент  $\tau_*$  находится из условия  $dQ/d\tau = 0$ , т. е. из уравнения

$$4/3 A [\omega_* (\partial^2 \omega_*/\partial\tau^2) + (\partial\omega_*/\partial\tau)^2] = -\partial\omega_*/\partial\tau. \quad (11.39)$$

В качестве расчетного уравнения изменения уровня или площади живого сечения в начальном сечении можно принять первые четыре члена ряда Лаггера в виде:

$$\omega_* = \omega/\omega_{\Pi} = \omega_n/\omega_{\Pi} + [1 - (\omega_n/\omega_{\Pi})] \times \times (1 + 1/2 \tau - 1/2 \tau^2) \tau e^{(1-\tau)/2}. \quad (11.40)$$

**Пример.** Коллектор  $D=900$  мм, длиной  $L=480$  м отводит дождевые воды в водоем. При начальном расходе  $Q_n=363$  л/с и уклоне  $i_0=0,0016$  наполнение составляет  $a_0=0,5$ . За время  $t_0=664$  с от начала паводка коллектор заполняется полностью.

Требуется определить максимальный расход паводка и время его наблюдения.

Подставляя в (11.39)

$$\tau \omega_*/\partial\tau = (1 + 1/2 \tau - 7/4 \tau^2 + 1/4 \tau^3) e^{(1-\tau)/2} (1 - \omega_{*n})$$

и

$$\partial^2 \omega_*/\partial\tau^2 = -1/8 \tau (30 - 13 \tau + \tau^2) e^{(1-\tau)/2} (1 - \omega_{*n}),$$

при

$$A = D/(i_0 t_0 v_{\Pi}) = 0,9/(0,0016 \cdot 644 \cdot 1,14) = 0,764$$

находим  $\tau_* = 0,5$ .

По (11.38) при  $\partial\omega_*/\partial\tau = 0,542$  и  $\omega_* = 0,861$  имеем:

$$Q/Q_{\Pi} = 0,861 \sqrt{1 + 8/3 \cdot 0,764 \cdot 0,542} = 1,25;$$

$$v/v_{\Pi} = 1,25/0,861 = 1,45;$$

следовательно, в момент  $t = \tau_* t_0 = 0,5 \cdot 664 = 332$  с будет наблюдаться в начальном сечении максимальный расход  $Q_{\max} = 363 \cdot 2 \times \times 1,25 = 910$  л/с, при этом средняя скорость течения будет на 45% больше, чем при полном заполнении равномерного потока.

## Глава двенадцатая

### ФИЛЬТРАЦИЯ

#### 12.1. Основной закон фильтрации

Явление движения воды в порах грунта называется *фильтрацией*. Грунт характеризуется коэффициентом пористости  $n$ , который представляет собой отношение объема пор грунта к сумме объемов пор и частиц грунта;  $n < 1$ .

При фильтрации зависимость между гидравлическим уклоном  $i$  и действительной скоростью течения  $u$  имеет вид:

$$i = A \nu u / (g R^2) + B u^2 / (g R), \quad (12.1)$$

где  $A$  и  $B$  — безразмерные коэффициенты ( $5 < A < 12$ ;  $0,2 < B < 0,5$ ).

Гидравлический радиус  $R$  однородного сыпучего пористого материала определяется по формуле

$$R = n d / [6 k_{\Phi} (1 - n)], \quad (12.2)$$

где  $d$  — диаметр шара, равновеликого (по объему) зерну сыпучего материала (см. 14.2);  $k_{\Phi}$  — коэффициент формы (см. 14.3); отношение поверхности зерна к поверхности шара диаметром  $d$  (см. табл. 14.1); обычно  $1 < k_{\Phi} < 1,05$ . Для неоднородного сыпучего материала

$$1/d = \sum_{i=1}^m \gamma_i / d_i, \quad (12.3)$$

где  $\gamma_i$  — доля (объемная) материала с зернами диаметром  $d_i$ ;

$$\sum_{i=1}^m \gamma_i = 1.$$

В соответствии с зависимостью (12.1) гидравлический уклон можно выразить через скорость фильтрации:

$$i = \nu / k + (\nu / k_T)^2, \quad (12.4)$$

где  $k$  — коэффициент фильтрации;  $k_T$  — коэффициент турбулентной фильтрации.

Из (12.1) и (12.4) имеем:

$$k = n g R^2 / (A \nu); \quad (12.5)$$

$$k_T = \sqrt{n^2 g R / B}. \quad (12.6)$$

Уравнение (12.1) приводится к виду формулы Дарси:

$$i = \lambda / (4 R) u^2 / (2 g), \quad (12.7)$$

где

$$\lambda = 8 A / \text{Re} + 8 B; \quad (12.8)$$

$$Re = uR/\nu. \quad (12.9)$$

При  $Re < 1 \div 5$  наблюдается линейная зависимость между скоростью фильтрации и гидравлическим уклоном, так как второе слагаемое правой части (12.1) мало по сравнению с первым; это закон Дарси

$$v = ki, \quad (12.10)$$

описывающий ламинарную фильтрацию.

При фильтрации в каменной наброске и трещиноватой скале наблюдается квадратичная зависимость:

$$v = k_T \sqrt{i}; \quad (12.11)$$

в данном случае фильтрация называется турбулентной. Формула (12.5) применима для чистых песков.

Изложенная теория справедлива и для расширяющихся загрузок (звешенного слоя), что было доказано Д. М. Минцем. В этом случае основным расчетным уравнением является:

$$i = (\rho_3/\rho - 1) (1 - n)/n, \quad (12.12)$$

где  $i$  — гидравлический уклон, определяемый по (12.1);  $\rho_3$  — плотность зерен пористого материала.

При расширении загрузки устанавливается такая пористость ее  $n$ , которая удовлетворяет (12.12). Линейный закон фильтрации (12.10) применим при скоростях ее меньше некоторых критических значений:

$$v < v_{кр}. \quad (12.13)$$

Критическую скорость можно выразить формулой М. Д. Миллионщикова

$$v_{кр} = 0,022 n \nu \sqrt{n/c}, \quad (12.14)$$

где  $c$  — коэффициент проницаемости, характеризующий фильтрационные свойства среды независимо от рода жидкости (табл. 12.1); он имеет размерность площади и связан с коэффициентом фильтрации следующей зависимостью:

$$c = k \nu/g. \quad (12.15)$$

Таблица 12.1. Фильтрационные свойства типичных пористых материалов

Материал	Коэффициент пористости $n$	Удельная поверхность, $10^3 \cdot \text{см}^2/\text{см}^3$	Коэффициент проницаемости $c$ , $\text{см}^2$
Кварцевый порошок	0,37—0,49	6,8—8,9	$(13...51) \cdot 10^{-10}$
Керамзитовый песок*	0,67—0,72	—	$(147d...13) \cdot 10^{-8}$
Рыхлый песок	0,37—0,50	0,15—0,22	$(2...18) \cdot 10^{-6}$
Почва	0,43—0,54	2—4	$(2,9...14) \cdot 10^{-6}$
Песчаник	0,08—0,38	15—100	$5 \cdot 10^{-11}...3 \cdot 10^{-7}$
Известняк	0,04—0,10	1,5—13	$2 \cdot 10^{-11}...4,5 \cdot 10^{-9}$
Кирпич	0,12—0,34	30—50	$4,8 \cdot 10^{-10}...2,2 \cdot 10^{-8}$
Жопа	0,56—0,59	1,2—21	$9,5 \cdot 10^{-9}...1,2 \cdot 10^{-8}$
Стекловолокно	0,88—0,93	0,56—0,77	$(24...51) \cdot 10^{-7}$

\*  $d$  в мм.

В однородном грунте нарушение линейного закона наступает, по Г. М. Ломидзе, при

$$v > 10 (1 - n) v/d_{cp}, \quad (12.16a)$$

а в неоднородном грунте, по Ф. И. Котяхову, при

$$v > 0,3 v n^{1.5} / (4 \sqrt{2c}) \quad (12.16b)$$

Скорость фильтрации при турбулентном режиме в фильтрующем слое с частицами размером от 1 до 6 см определяется по формуле С. В. Избаша:

$$v = (20 - 14/d_{50}) n \sqrt{i d_{50}}, \quad (12.17a)$$

а в щебне угловатой формы с частицами размером от 1 до 5 см — по формуле М. Ф. Срибного:

$$v = (20 - 5/d_{50}) n \sqrt{i d_{50}}. \quad (12.17b)$$

Скорость фильтрации в фильтрующих ряжевых водоприемниках принимается около 0,03—0,04 м/с. Коэффициент фильтрации  $k_T$  (см/с) в (12.11) при  $n \approx 0,4$ , по П. И. Гордиенко, составляет:

$$k_T = 18 n \sqrt{d} \approx 7,2 \sqrt{d}, \quad (12.18)$$

где  $d$  — крупность загрузки фильтров, см.

Для начала фильтрации необходим некоторый градиент напора, при котором началось бы движение связанной воды. Поэтому можно считать, что при фильтрации воды в песчано-глинистых породах с гидравлическим уклоном  $i < 0,0001$  закон Дарси в большинстве случаев неприменим, а градиенты менее 0,00001 вообще недостаточны для определения скорости фильтрации воды.

## 12.2. Коэффициенты фильтрации и водоотдачи

Коэффициент фильтрации определяется опытами в полевых или лабораторных условиях. Для оценки коэффициента фильтрации различных горных пород и грунтов в табл. 12.2 приведены соответствующие данные. Коэффициент фильтрации можно оценить по эмпирической формуле В. С. Истоминой:

$$k = (1,114 - 0,114/n) (d_{cp}^0)^2 g n / (96 v), \quad (12.19)$$

где  $n$  — коэффициент пористости, определяемый по графику (рис. 12.1) в зависимости от коэффициента неоднородности грунта:

$$k_{60/10} = d_{60}/d_{10};$$

$d_{60}$  — контролирующий диаметр, менее размера которого в фильтре содержится 60% частиц;  $d_{10}$  — действующий диаметр, менее размера которого в фильтре содержится 10% частиц;  $d_{cp}^0$  — средний диаметр пор, определяемый по графику (рис. 12.1) через диаметр частиц

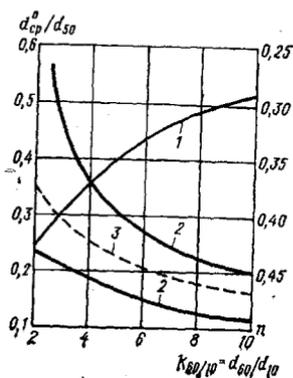
Таблица 12.2. Некоторые значения коэффициента фильтрации

Материал	$k$ , см/с	Материал	$k$ , см/с
Гравий с зернами размером:		Золослаковый материал* намытый в золоотвал при средней крупности, мм:	
4—7 мм	3,5	0,04	до $3 \cdot 10^{-4}$
2 мм	3,0	0,06	$> 2 \cdot 10^{-3}$
Гравий и галька	$0,1 \div 10$	0,08	$(5 \dots 60) \cdot 10^{-4}$
Песок:		0,10	$(1,4 \dots 10,5) \cdot 10^{-3}$
мелкозернистый	$10^{-4} \div 10^{-3}$	0,15	$(5 \dots 20) \cdot 10^{-3}$
среднезернистый	$10^{-3} \div 0,01$	0,20	$(9 \dots 25) \cdot 10^{-3}$
крупнозернистый	$0,01 \div 0,1$	Шунгзитобетон в контакте с песком обсыпки	0,05...0,13
керамзитовый крупностью $d$ , мм	$(147d \div 13) \cdot 10^{-3}$	Грунтосиликатный бетон	$(0,2 \div 2) \cdot 10^{10}$
кварцевый крупностью $d$ , мм	$(834d \div 92) \cdot 10^{-4}$	Пористый железобетон при коэффициенте армирования 2%, $V/U = 0,35 \div 0,45$ и количестве цемента 140—280 кг/м <sup>3</sup> , с гравийным заполнителем крупностью, мм:	
Грунты:		7—10	1,2—0,75
песчаный с примесью глины	$0,01 \div 0,005$	5—7	1,0—0,6
песчано-глинистые	$(50 \div 1) \cdot 10^{-4}$	3—5	0,7—0,4
иловатые	$0,001 \div 0,01$	2—3	0,4—0,08
торфянистые	$10^{-4} \div 10^{-3}$		
Глины	$10^{-4} \div 10^{-7}$		
Плотная (уграмбованная) глина	$10^{-7} \div 10^{-10}$		
Шамоты:			
тугоплавкий (из кудиновской глины)	$6,2 \cdot 10^{-6}$		
огнеупорный (из часовьярской глины)	$5,8 \cdot 10^{-6}$		
Многошамотная линейная масса при компоненте глины с каолином %:			
50	$22,2 \cdot 10^{-6}$		
40	$33,3 \cdot 10^{-6}$		
35	$41,6 \cdot 10^{-6}$		
25	$55 \cdot 10^{-6}$		
20	$208 \cdot 10^{-6}$		

\* Отложения золослакового материала характеризуются слоистой текстурой и по фильтрационным свойствам являются анизотропными, т. е. коэффициент фильтрации вдоль слоев  $k_{\parallel}$  в 2—5 раз выше, чем нормально к слоям  $k_{\perp}$ . В таблице даны значения  $k = \sqrt{k_{\parallel} k_{\perp}}$ .

Рис. 12.1. График зависимости коэффициента неоднородности песчаного грунта  $d_{60}/10$  от среднего диаметра пор  $k_{cp}^0$  от коэффициента пористости

1 — для коэффициента пористости; 2 и 3 — соответственно огибающая и осредненная кривые для коэффициента неоднородности



$d_{50}$  (мнее которого в фильтре содержится 50%) или с некоторым запасом по формуле

$$d_{\text{ср}}^0 = \alpha_{\text{п}} d_{50}, \quad (12.20)$$

где значения  $\alpha_{\text{п}}$ , учитывающего пористость грунта, следующие:

$n$ . . . . .	0,259—0,39	0,392	0,4	0,41	0,42
$\alpha_{\text{п}}$ . . . . .	0,155	0,156	0,168	0,184	0,204
$n$ . . . . .	0,43	0,44	0,45	0,46	0,47
$\alpha_{\text{п}}$ . . . . .	0,228	0,252	0,27	0,306	0,35

Коэффициент гравитационной водоотдачи  $\mu_{\text{гр}}$  представляет собой отношение объема воды  $V_{\text{в}}$  к объему осушенной части пород  $V_{\text{п.о}}$ , или количество воды, получаемое с единицы площади  $\omega$  пласта при понижении уровня свободной поверхности  $\Delta h$  на единицу его высоты:

$$\mu_{\text{гр}} = V_{\text{в}}/V_{\text{п.о}} = V_{\text{в}}/(\Delta h \omega). \quad (12.21a)$$

Величина  $\mu_{\text{гр}}$  изменяется от 0,1 (мелкозернистые пески и супеси) до 0,25—0,3 (крупнозернистые гравелистые пески); для известняков — от 0,005 до 0,1; для сланцев, песчаников и разнообразных изверженных пород — от 0,001 до 0,03. Для суглинков и глин ориентировочно можно принимать  $\mu_{\text{гр}} \approx 0,01 \div 0,05$ . Гравитационная водоотдача пород при их осушении приближенно обычно приравнивается эффективной пористости.

Для напорных водоносных пластов используется понятие упругой водоотдачи. Под коэффициентом упругой водоотдачи  $\mu_{\text{уп}}$  понимается отношение объема извлекаемой из пласта воды  $V_{\text{в}}$  к объему воронки депрессии  $V_{\text{деп}}$ , образующейся в пьезометрической поверхности пласта, или количество воды, которое может быть получено с единицы площади пласта  $\omega$  при понижении пьезометрического напора  $\Delta H$  на единицу его высоты:

$$\mu_{\text{уп}} = V_{\text{в}}/V_{\text{деп}} \approx V_{\text{в}}/(\Delta H \omega). \quad (12.21б)$$

В водоносных горизонтах, сложенных рыхлыми породами, значения  $\mu_{\text{уп}}$  при мощности пласта  $t \approx 20 \div 30$  м и пористости (пустотности) 0,2—0,3 составляют  $10^{-2} \div 10^{-4}$ , в плотных трещиноватых породах при пористости 0,01—0,1 они оцениваются в  $10^{-4} \div 10^{-6}$ .

Для ориентировочной оценки величины  $\mu_{\text{гр}}$  в песчаных отложениях при  $\mu_{\text{гр}} > 0,15$  П. А. Бецинский предлагает выражение

$$\mu_{\text{гр}} = 0,177 \sqrt{k}, \quad (12.22)$$

где  $k$  — коэффициент фильтрации, измеряемый в м/сут.

Водопроводимость грунтов и пород  $T$  ( $\text{м}^2/\text{сут}$  или  $\text{м}^2/\text{с}$ ) — это произведение коэффициента фильтрации  $k$  на мощность водоносного пласта  $t$ :

$$T = k h_{cp}; \quad T = k t. \quad (12.23)$$

Пьезопроводность водоносных пластов  $a$  представляет собой отношение водопроницаемости  $T$  к водоотдаче  $\mu_{уп}$ . Пьезопроводность является показателем скорости перераспределения напора и сработки запасов водоносного пласта в условиях неустановившейся фильтрации. Значения пьезопроводности в безнапорных пластах изменяются от  $10^2$  до  $10^4$ , а в напорных — от  $10^3$  до  $10^7$  м<sup>2</sup>/сут.

### 12.3. Фильтрационные свойства минеральной ваты, материалов и изделий из стеклянных и базальтовых волокон

Исследованиями последних лет установлено, что вместо песчано-гравийных фильтров в дренажах гидротехнических сооружений с успехом можно использовать обратные фильтры из искусственных минеральных волокнистых материалов (выпускаемых в виде плит, войлока, матов и т. д.).

В табл. 12.3 приведены значения коэффициента проницаемости для минеральной ваты и непропитанных войлока, матов и полос из штапельного, базальтового и стеклянного волокна диаметром  $d = 2 \div 40$  мкм в зависимости от прикладываемого удельного давления  $p$  на фильтрующий материал.

Коэффициент фильтрации для минеральной ваты, войлока, матов и скорлуп из стеклянных и базальтовых волокон, не пропитанных или пропитанных органическими и минеральными связующими, можно определять по рис. 12.2 или по формуле

$$k = c m_1 m_2 g/v. \quad (12.24)$$

В непропитанных войлоке, матах при направлении фильтрации поперек волокон и  $p = 2 \div 300$  кПа коэффициенты  $m_1 = m_2 = 1$ . При направлении фильтрационного потока вдоль волокон:

$m_1$ . . . . .	2,0	2,0—1,2	1,0
$p$ , кПа . . . . .	1—2	2—30	30

Для войлока, плит, матов или скорлуп из волокна на органических связующих (фенолоформальдегидные смолы или фенолоспирты при доле связующего по массе  $\leq 0,1$ ) или на магнезиальном связую-

Таблица 12.3. Значения коэффициента проницаемости  $c$ ,  $10^8 \cdot \text{см}^2$

$\Gamma$ , кПа	Диаметр волокна $d$ , мкм							
	1	4	8	12	16	24	32	40
0	20,6	63,3	338	620	728	1090	1325	1630
50	5,1	16,7	77,5	190	289	382	425	497
100	3,1	14,2	50,2	127	156	249	286	255
150	2,3	9,84	37,0	98,5	128	191	226	211
200	2,1	7,53	30,2	66,0	107	163	165	169
250	1,7	6,94	27,1	54,2	90,5	141	134	147

щем (при  $\varphi=0,25$ ) коэффициент  $m_2=0,8$ . Для изделий на бентоколлондном связующем при  $\varphi=0,25$  и  $p=2$  кПа значение  $m_2=0,4$ , а при  $p=200$  кПа коэффициент  $m_2=0,013$ . Изменение величин  $m_2$  между приведенными крайними значениями в зависимости от  $p$  происходит по линейному закону.

Значения коэффициента фильтрации, взятые по графику, при направлении фильтрационного потока вдоль волокон надо умножить на указанные выше величины коэффициента  $m_1$ .

Для придания матам необходимой прочности при транспортировке, монтаже, укладке или при работе фильтра в дренаже их покрывают одной или двумя внешними оболочками из

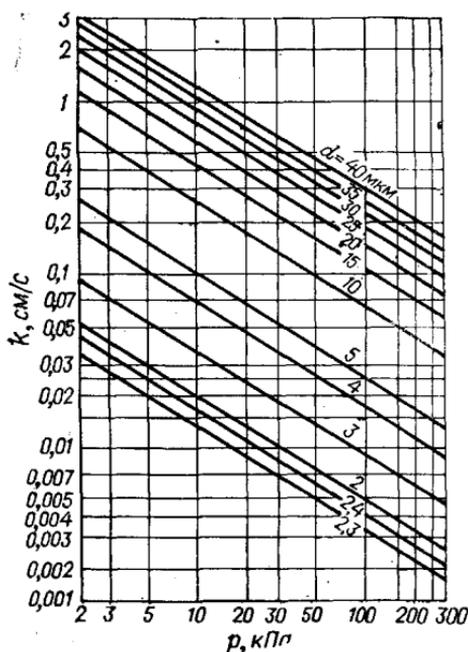


Рис. 12.2. График зависимости коэффициента фильтрации  $k$  поперек волокон от диаметра  $d$  элементарного штапельного или непрерывного стекляного и базальтового волокон и удельного давления  $p$  на фильтрующий материал

стеклотканей или нетканого стеклохолста (ВВГ). Для мелких трубчатых дренажей, пьезометрических и водопонизительных технических скважин можно изготовить фильтры из стеклохолста или иных стеклотканей.

Из графика зависимости между перепадом напоров  $\Delta H$  и скоростью фильтрования  $v$  через ткани (рис. 12.3) следует, что для каждой ткани имеются начальные участки с линейной связью

$$v = k_{в.т} \Delta H. \quad (12.25)$$

Значения коэффициента  $k_{в.т}$ , характеризующего водопроницаемость некоторых тканых и нетканых материалов, наиболее подходящих в качестве оболочек для фильтров, помещены в табл. 12.4.

#### 12.4. Расчет вертикальных скважин

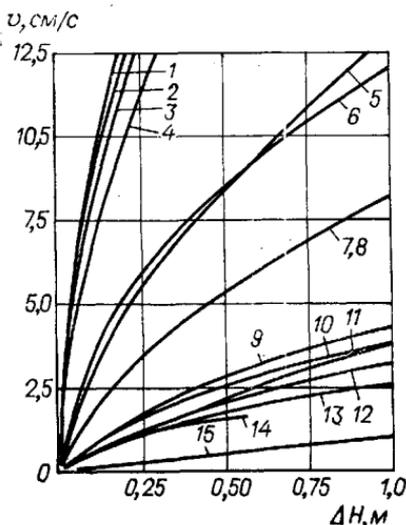
Различают два типа скважин: совершенные и несовершенные. Под совершенной понимают такую скважину, которая вскрывает

Таблица 12.4. Значения коэффициента водопроницаемости  $k$  в (12.26)

Материал	Предел изменения $\Delta H$ , см вод. ст.	$k$ в т. л/с
Уточный рукавный трикотаж из жгутов в 13 сложений (метрический номер жгута — 2)	0—3	1,5
Стеклохолст жесткий конструкционный из непрерывного волокна (ХЖКН)	0—3	1,3
Сетка стеклянная электроизоляционная (ССТЭ-6)	0—4	0—85
Стекловолокнистый холст из штапельного волокна (ВВГ)	0—6,5	0,75
Вязально-прошивной материал (ВП-2)	0—10	0,35
Четырехремизный усиленный двухлицевой сатин (ТССНФ)	0—10	0,34

Рис. 12.3. График зависимости перепада напоров  $\Delta H$  от скорости фильтрования  $v$  через ткани

1, 8 и 11 — уточный рукавный трикотаж из стекложгутов соответственно в 13, 30 и 60 сложений; 2 — стеклохолст жесткий конструкционный (ХЖКН); 3 — сетка стеклянная фильтровальная (ССТЭ-6); 4 — стекловолокнистый холст (ВВГ); 5, 7 — вязально-прошивной материал соответственно марок ВП-2 и ВП-1; 6 — четырехремизный усиленный двухлицевой сатин; 9, 10, 12 и 14 — соответственно стеклоткань марок АСТТ(6)-С<sub>2</sub>; АСТТ(6)-С<sub>1</sub>, ТСФ(6)-7с и Э008-70; 13 — четырехремизный сатин на кордной основе; 15 — стеклоткань текстолитовая



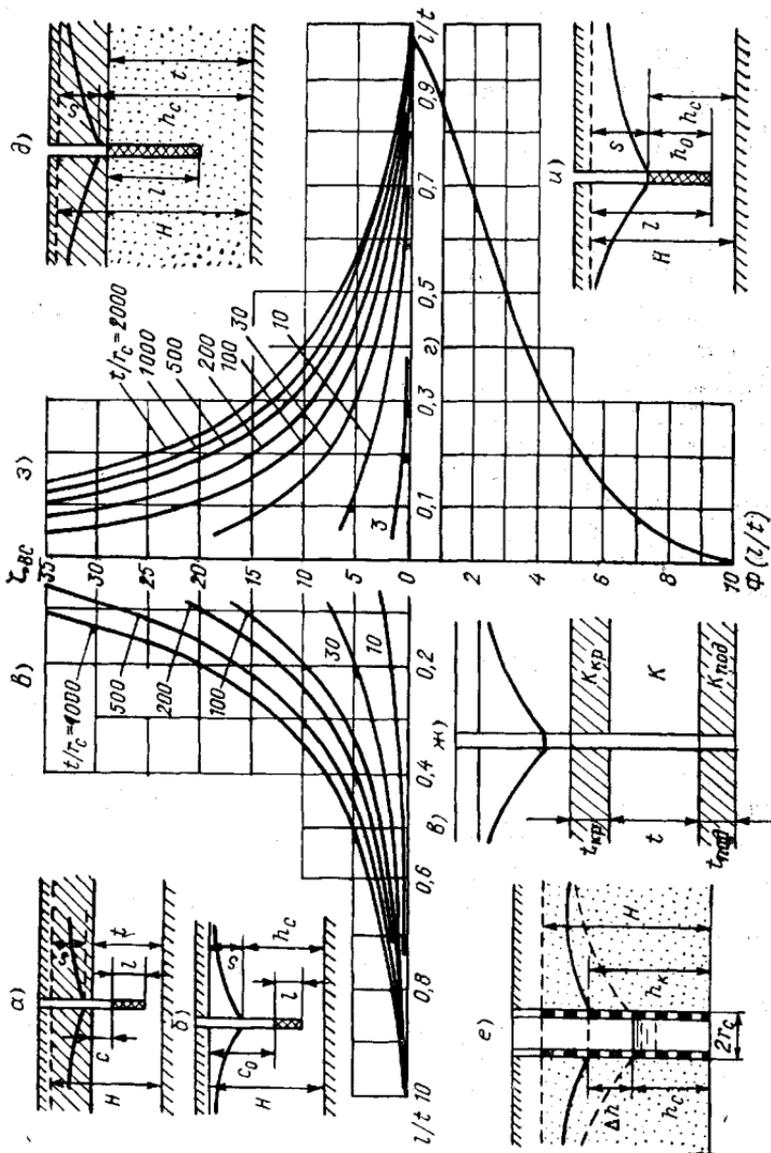
водоносный горизонт на полную мощность, причем стенки ее закреплены водоприемным устройством (рис. 12.4, е). Такие скважины могут сооружаться только в устойчивых, не склонных к обрушению породах.

В водозаборных скважинах, оборудованных фильтрами, различают два вида несовершенств:

- по степени вскрытия горизонта, которая зависит от длины фильтра по отношению к мощности пласта;
- по характеру вскрытия, который зависит от устанавливаемых в пласте конструкций фильтров.

Дебит скважин в напорном водоносном пласте (рис. 12.4, а и б) можно выразить следующей формулой:

Рис. 12.4. К расчету вертикальных скважин



$$Q = 2 \pi k t (H - h_c) / (R + \zeta) = 2 \pi k t s / (R + \zeta), \quad (12.26)$$

а в безнапорном водоносном горизонте (рис. 12.4, б и и):

$$Q = \pi k (H^2 - h_c^2) / (R + \zeta) = \pi k s (2H - s) / (R + \zeta), \quad (12.27)$$

где  $t$  — мощность водоносного пласта;  $H$  — статический напор в водоносном пласте;  $h_c$  — расстояние от уровня воды в колодце до подстилающего слоя;  $R$  — фильтрационное сопротивление, зависящее от геометрии водоносного горизонта в плане, схемы расположения в нем скважины и ее диаметра (табл. 12.5);  $s = H - h_c$  — глубина откачки;  $\zeta$  — фильтрационное сопротивление, обусловленное несовершенством скважины, состоящее, в соответствии с пп. а и б, из двух слагаемых:

$$\zeta = \zeta_{вс} + \zeta_{\phi}. \quad (12.28)$$

Радиус действия скважины (условный радиус влияния) приближенно может быть выражен формулой

$$R_k \approx 1,5 \sqrt{a \tau}, \quad (12.29)$$

где  $\tau$  — время эксплуатации (откачки);  $a$  — коэффициент пьезопроводности.

В случае поступления воды в эксплуатируемый горизонт мощностью  $t$  с коэффициентом фильтрации  $k$  из соседних пластов через слабопроницаемую кровлю и подошву (рис. 12.4, ж) радиус действия водозабора приближенно можно вычислить по формуле

$$R_k = 1,12 \sqrt{k t t_{кр} / (k_{кр} + k_{под} t_{кр} / t_{под})}, \quad (12.30)$$

где  $k_{кр}$ ,  $k_{под}$ ,  $t_{кр}$  и  $t_{под}$  — соответственно коэффициенты фильтрации и мощности слабопроницаемых слоев в кровле и подошве.

Фильтрационное сопротивление на несовершенство скважины по степени вскрытия в напорном пласте (рис. 12.4, д) может быть найдено по формуле И. А. Чарного:

$$\zeta_{вс} = (l/l - 1) \ln(4t/r_c) - t/(2l) \Phi(l/t), \quad (12.31)$$

где  $l$  — длина фильтра;  $r_c$  — радиус скважины;  $\Phi(l/t)$  — интегральная функция, представленная на рис. 12.4, з.

Параметр  $\zeta_{вс}$  можно определять по кривым, представленным на рис. 12.4, в и г.

Для несовершенных скважин в безнапорном пласте  $\zeta_{вс}$  определяется приближенно также по (12.31) или графикам на рис. 12.4 через расчетную глубину  $l_p$  и длину  $l_p$ :

$$l_p = H - 0,5 s; \quad (12.32)$$

для схемы и

$$l_p = l - 0,5 s, \quad (12.33)$$

и для схемы б

$$l_p = l \text{ и } c_p = c_0 - 0,5 s, \quad (12.34)$$

где  $c_0$  — глубина погружения водоприемной части фильтра от статического уровня.

Для  $\zeta_{\phi}$  В. И. Шуровым предложена следующая формула:

$$\zeta_{\phi} = 320 t / (d n l), \quad (12.35)$$

где  $d$  — диаметр фильтрующего отверстия, см;  $n$  — число отверстий на 1 м перфорированной части;  $t$  и  $l$  — соответственно в м.

Таблица 12.5. Зависимость сопротивления  $R$  от условий залегания водоносного грунта и положения скважины в плане  $\text{в}^{\circ}$

Описание водоносного пласта и положение скважины в нем в плане	Формулы для определения $R$
Скважина в центре кругового пласта с радиусом влияния $R$	$\ln \frac{R_K}{r_c}$
Центр скважины смещен относительно центра кругового пласта на расстояние $e$	$\ln \frac{R_K^2 - e^2}{r_c R_K}$
Скважина вблизи водоема на расстоянии $a$	$\ln \frac{2a}{r_c}$
Скважина в полосе шириной $L$ между двумя водоемами (междуречье) на расстоянии $l$ от одного из параллельных контуров питания	$\ln 0,64 \frac{L}{r_c} \sin \frac{\pi l}{L}$
Скважина в полосе шириной $L$ между водоупором и водоемом на расстоянии $l$ от водоупора	$\ln \frac{1,27 L}{r_c} \operatorname{ctg} \frac{\pi l}{2L}$
Скважина на расстоянии $l$ от непроницаемого прямолинейного контура	$\ln \frac{1,13 a \tau}{lr_c}$
Скважина в прямоугольном пласте с двумя пересекающимися под углом $90^\circ$ контурами питания на расстояниях $l_1$ и $l_2$ от них	$\ln \frac{2l_1 l_2}{r_c \sqrt{l_1^2 + l_2^2}}$
Скважина в прямоугольном пласте с двумя пересекающимися контурами на расстоянии $l_1$ от контура питания и $l_2$ от непроницаемого контура	$\ln \frac{2l_1 \sqrt{l_1^2 + l_2^2}}{r_c l_2}$
Скважина в прямоугольном пласте с двумя пересекающимися непроницаемыми контурами на расстояниях $l_1$ и $l_2$ от них	$2 \ln \frac{1,13 a \tau}{\sqrt{r_c l_1 l_2} \cdot 2 \sqrt{l_1^2 + l_2^2}}$
Скважина в полосе шириной $L$ между двумя непроницаемыми контурами на расстоянии $l$ от одного из параллельных контуров питания	$\frac{7,1 \sqrt{a \tau}}{2L} + \ln \frac{0,16L}{r_c \sin \frac{\pi l}{L}}$
Для любой скважины в однолинейном ряду, расположенном вдоль полосы шириной $L$ между областями питания и естественного дренажа. При этом расстояние между дренами в ряду $2l_0$ , от ряда дрен до области питания — $R_1$ , а до области естественного дренажа — $R_2$	$\ln \frac{l_0}{\pi r_c} + \frac{\pi R_1 R_2}{l_0 L}$
Для линейных симметричных на расстоянии $B$ ряда скважин с радиусом депрессии $R_K$	$\frac{\pi R_K}{l_0} + \ln \frac{l_0}{\pi r_c} \left  \frac{-\pi B}{1 - e^{-\frac{\pi B}{l_0}}} \right $

Описание водоносного пласта и положение скважины в нем в плане	Формулы для определения $R$
Для любой из $n$ скважин, расположенных по кругу радиусом $R_0$ и образующих радиус депрессии $R_k$	$\ln \frac{R_k^n}{n r_c R_0^{n-1}}$
Для $n$ дискретных скважин с расходами $Q_i$ на расстоянии $r_i$ от скважины, в которой расход $Q_0$ и понижение уровня $s$	$\frac{Q_0}{Q_{\text{сум}}} \ln \frac{R_k}{r_c} + \sum_{i=1}^n \frac{Q_i}{Q_{\text{сум}}} \ln \frac{R_k}{r_i}$

Примечания: 1. Понижение уровня в центре системы взаимодействующих скважин определяется по такой же зависимости, что и для одиночной скважины с расходом  $Q_{\text{сум}}$  и радиусом  $r_{\text{пр}}$ ; при этом для линейной системы скважин с длиной ряда  $2l_c$  радиус  $r_{\text{пр}} = 0,37l_c$ ; для кольцевой системы скважин, расположенных по окружности радиусом  $R_0$ , значение  $r_{\text{пр}} = R_0$ , для круговой площадной системы  $r_{\text{пр}} \approx 0,61R_0$ . 2. Сложные контуры реальных дренажей приводятся к равнозначному кругу по формуле  $R_0 = 0,56kF$ , где  $F$  — общая площадь дренажа. 3. Формулы для  $R$  действительны при длительности откачки  $t \geq 10^2 \frac{l_{\text{макс}}^2}{\text{макс } \lambda}$ , где  $l_{\text{макс}}$  — максимальное расстояние откачки.

Для скважины, оборудованной щелевым фильтром, при  $\eta < 0,3$  может быть рекомендована такая зависимость:

$$\zeta_{\Phi} = 2/N \ln [2/(\pi \eta)], \quad (12.36)$$

где  $N$  — число вертикальных рядов щелей;  $\eta$  — скважность, т. е. отношение суммарной площади всех щелей к поверхности всего фильтра.

Сопротивление фильтра приводит к уменьшению расхода скважины максимум на 12%. Максимальный расход скважины примерно равен:

$$Q_{\text{макс}} \approx \pi d_{\Phi} l_{\Phi} v_{\text{доп}}, \quad (12.37)$$

где  $d_{\Phi}$  и  $l_{\Phi}$  — диаметр и длина фильтра;  $v_{\text{доп}}$  — допустимая скорость фильтрации у стенки фильтра, выраженная С. К. Абрамовым в м/сут для скважин с сетчатыми, щелевыми и гравийными фильтрами в виде:

$$v_{\text{доп}} = 65 \sqrt[3]{\frac{k}{\lambda}}; \quad (12.38)$$

здесь  $k$  — коэффициент фильтрации, м/сут.

Ориентировочные значения радиусов влияния  $R_k$ , полученные по данным большого ряда откачек, в зависимости от крупности песчано-гравийных отложений, слагающих водоносный пласт, приведены в табл. 12.6. Там же приведены значения  $k$  и  $l_{\text{кр}}$ , соответствующие допустимым скоростям фильтрации при входе воды в фильтр.

Пример 1. В грунтовом потоке мощностью  $H=30$  м необходимо устроить скважины. Коэффициент фильтрации грунта  $k=20$  м/сут. Скважины могут быть оборудованы фильтрами диаметром  $d_1=0,1$  м и длиной  $l_1=10$  м или  $d_2=0,2$  и  $l_2=5$  м, т. е. поверхность их одинакова ( $\pi d_1 l_1 = \pi d_2 l_2$ ).

Таблица 12.6. Значения радиуса влияния, коэффициентов фильтрации, допустимых уклонов и скоростей для песков разной крупности

Параметры	Песок				
	тонко-зернистый	мелко-зернистый	средне-зернистый	крупно-зернистый	гравелистый
$R_k, \text{ м}$	101	100	300	600	1000
$k, \text{ м/сут}$	1—10	10—40	40—70	70—200	200—400
$i_{кр}$	11	11—6	6—4	4—2	2—1
$v_{доп}, \text{ м/сут}$	11—110	110—240	240—280	280—400	400

Требуется сопоставить дебит этих двух скважин.

При равных понижениях  $s=5$  м и радиусе влияния  $R_k=100$  м дебит скважины определяется по формуле

$$Q = \pi k s (2H - s) / (\ln R_k / r_c + \zeta_{вс}).$$

По рис. 12.4 получим  $\zeta_{вс1} = 8,5$  и  $\zeta_{вс2} = 17$ ; тогда  $Q_1 = 26,6 \text{ м}^3/\text{ч}$  и  $Q_2 = 15,6 \text{ м}^3/\text{ч}$ .

Из расчета видна значительная разница в дебитах скважин при равных водопримных поверхностях, но при разных соотношениях между длиной и диаметром фильтров.

Скважность  $\eta$  (%) проволочных фильтров выражается зависимостью

$$\eta = a_0 \cdot 100 / (a_0 + d_{пр}), \quad (12.39)$$

где  $a_0$  — просвет между витками проволоки;  $d_{пр}$  — диаметр проволочной обмотки.

При откачке воды из скважин, пробуренных в безнапорный водоносный горизонт, между уровнями воды в самой скважине и за ее наружными стенками наблюдается скачок уровней:

$$\Delta h = \Delta h_B + \Delta h_\phi, \quad (12.40)$$

где  $\Delta h_B$  — промежуток высачивания воды;  $\Delta h_\phi$  — потери напора в фильтре.

Величина  $\Delta h_B$  может быть определена по формуле

$$\Delta h_B = \{ [0,73 \lg (VQ/k/r_c) - 0,51] (Q/k) + h_0^2 \}^{0,5} - h_0; \quad (12.41a)$$

здесь  $h_0$  — глубина воды в скважине от ее дна.

Потери напора в фильтре составляют:

$$\Delta h_\phi = \zeta_\phi 4 Q^2 / (\pi d_\phi^2), \quad (12.41b)$$

где  $\zeta_\phi$  — коэффициент сопротивления фильтра, равный:

при  $7,3 \eta l_\phi / d_\phi > 6$

$$\zeta_\phi = 1 \quad (12.42a)$$

при  $7,3 \eta l_{\phi} / d_{\phi} < 1,5$

$$\epsilon_{\phi} = [2 d_{\phi} / (7,3 \eta l_{\phi})]^2. \quad (12.426)$$

С. А. Абрамовым предложена эмпирическая формула для определения величины скачка  $\Delta h$  (м) с учетом конструкции фильтра:

$$\Delta h = 0,01 a_k \sqrt{Qs / (k F_{\phi})}, \quad (12.43)$$

где  $a_k$  — коэффициент, учитывающий влияние конструкции фильтра, равный  $a_k \approx 20 \text{ м}^{0,5}$  для сетчатых и гравийных фильтров,  $a_k \approx 7 \text{ м}^{0,5}$  для дырчатого, щелевого и проволочного фильтров;  $Q$  — расход через фильтр,  $\text{м}^3/\text{сут}$ ;  $s$  — в м;  $k$  — в м/сут;  $F_{\phi}$  — рабочая площадь фильтра,  $\text{м}^2$ .

Для несовершенных скважин коэффициент  $a_k$  рекомендуется увеличивать в 1,25—1,5 раза в зависимости от степени несовершенства скважин.

### 12.5. Горизонтальные дрены

Ниже рассматриваются пять расчетных схем горизонтальных дрен.

Расход горизонтального водозабора на 1 м его длины может быть оценен по (12.26) и (12.27), в которых при расположении водозабора на междуречье на расстоянии  $l$  от реки (рис. 12.5, а)  $R = \pi l$ , а на расстоянии  $l_p$  от реки (рис. 12.5, б) —  $R = 2\pi l_p L / (l_p + L)$ ; здесь  $L$  — дальность действия горизонтального водозабора:

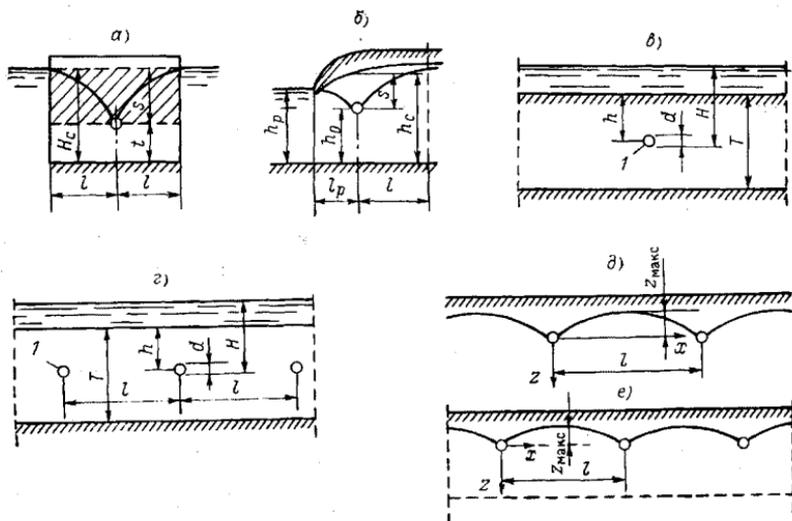


Рис. 12.5. Расчетные схемы горизонтальных дрен

а — дрена расположена на междуречье; б — то же, вблизи реки; в — подрусловая дрена; г — система многочисленных подрусловых дрен; д — кривая депрессии для системы из двух параллельных подрусловых дрен; е — кривая депрессии для системы из большого числа дрен

$$L = 1,12 \sqrt{a \tau}. \quad (12.44)$$

Дополнительное сопротивление  $\zeta$  в формулах (12.26) и (12.27) описывается следующими уравнениями:

в напорном пласте

$$\zeta = [3,11/(1 + 9 d/t) - 14/45] t; \quad (12.45)$$

в безнапорном потоке

$$\zeta = [3,11/(1 + 9 d/h_{cp}) - 14/45] h_{cp}. \quad (12.46)$$

Дебит подруслового водозабора (рис. 12.5, а) может быть определен по формуле

$$q = k (H - h_0)/B, \quad (12.47)$$

где  $k$  — расчетное значение коэффициента фильтрации подруслых отложений с учетом проницаемости донных осадков в водоеме;  $H$  — превышение горизонта воды в водоеме над дном водозабора;  $h_0$  — высота напора, или глубина наполнения в водозаборе, измеряемая от его дна.

Коэффициент  $B$  зависит от условий расположения дрены.

При залегании водоупора на глубине  $T$  от дна водоема и глубине заложения  $h$  подруслового водозабора диаметром  $d$

$$B = 0,37 \lg \{ \operatorname{tg} [\pi (4h - d)/(8T)] \operatorname{ctg} [\pi d/(8T)] \}; \quad (12.48)$$

при глубине залегания водоупора ( $T \rightarrow \infty$ )

$$B = 0,37 \lg (4h/d - 1), \quad (12.49)$$

а в случае дрены, лежащей на водоупоре:

$$B = 0,733 \lg \operatorname{ctg} [\pi d/(8T)]. \quad (12.50)$$

Фильтрационный расход каждой дрены из многочисленной их системы (рис. 12.5, з) определяется также по (12.47), при этом коэффициент  $B$  при расстоянии между дренами  $l < 0,67 T$  выражается формулой

$$B = 0,37 \lg \{ \operatorname{sh} [(\pi/4) (4h - d)/l] / \operatorname{sh} [\pi d/(4l)] \}. \quad (12.51)$$

Расход при симметричной фильтрации к дрене и при отсутствии водоупора может быть определен, если в уравнение кривой (рис. 12.5, д)

$$x k/q = \operatorname{sh}^2 [-\pi z k/(2q)] \quad (12.52)$$

подставить превышение одной из точек кривой депрессии  $z_0$  над дренаем, находящейся на расстоянии  $x_0$  от нее.

Ниже приведены результаты расчета по формуле (12.52), которые можно использовать для определения расхода  $q$ :

$x/z$ . . . . .	1,11	1,5	1,97	2,23	2,54	5,3
$zk/q$ . . . . .	0,4	0,5	0,6	0,65	0,7	1,0
$xk/q$ . . . . .	0,446	0,75	1,17	1,45	1,78	5,3

$x/z$ .....	5,95	6,7	8,5	14,1	23,7	35,9	66,6
$zk/q$ . . .	1,05	1,1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
$xk/q$ .....	6,25	7,4	10,2	19,8	38	70	133

Для системы из двух параллельных дрен (рис. 12.5, *д*), находящихся на расстоянии  $l$ , максимальное превышение междудренной ветви  $z_{\max}$  кривой депрессии над горизонтом воды в дренах при отсутствии водоупора составляет:

$$z_{\max} = 0,733 q/k \lg [1 + (l k/q)]; \quad (12.53)$$

для системы из большего числа дрен (рис. 12.5, *е*)

$$z_{\max} = 0,733 q/k \lg \operatorname{ctg} [\pi/(4k) q/(l + q/k)]. \quad (12.54)$$

Методика схематизации природных условий и выбора расчетной схемы с оценкой факторов, нарушающих принятые гипотезы, а также характеристика необходимых исходных данных и их средние значения содержатся в рекомендациях по расчету водозаборов подземных вод при использовании безнапорных водоносных горизонтов для сельскохозяйственного водоснабжения (Минск, ЦНИИКИВР, 1983).

Инфильтрационные расчеты освещены в Рекомендациях по проектированию сооружений для искусственного пополнения подаемых вод с целью хозяйственно-питьевого водоснабжения (М.: НИИКВОВ АКХ, 1982).

## 12.6. Основы расчета осветления воды фильтрованием

Интенсивность процесса фильтрования характеризуется скоростью фильтрования, представляющей собой частное от деления расхода фильтруемой воды на площадь фильтрующего слоя.

По характеру фильтрующего слоя фильтры разделяются на следующие виды:

зернистые, в которых фильтрующий слой состоит из зерен песка, дробленого кварца, антрацита, мрамора, магнезита и др.;

тканевые, в которых фильтрующим слоем служит ткань (хлопчатобумажная, льняная, сукно, капроновая или стеклоткань);

сетчатые, в которых фильтрующим слоем является сетка с отверстиями, достаточно малыми для задержания из воды смеси;

намывные, в которых фильтрующий слой образуется из вводимых в воду фильтрующих порошков, откладывающихся в виде тонкого слоя на каркасе фильтра; в качестве фильтрующих порошков применяют диатомит, древесную муку, асбестовую крошку и др., а каркасом служит пористая керамика, металлическая сетка или керамическая ткань.

Намывные фильтры работают по принципу задержания примесей воды в порах и на поверхности частиц фильтрующего материала в момент образования тонкого фильтрующего слоя или непосредственно после его нанесения, когда поверхность частиц доступна для непосредственного контакта с примесями.

По исследованиям Е. Ф. Кургаева, для этой цели наиболее выгоден перлит, который подается с интервалом 1—5 мин, причем толщина слоя, наносимого за один цикл (при общем количестве циклов 12—50 в 1 ч), равна одному-двум диаметрам зерен перлита. Это обеспечивает доступность поверхности зерен и пор между ними для отложения примесей в воде. Зерна перлита имеют гидратную оболочку, уменьшающую пористость и грязеемкость фильтрующего слоя и увеличивающую его гидравлическое сопротивление.

Зная исходную мутность воды  $M_{\text{н}}$  (кг/м<sup>3</sup>), плотность слоя чистого перлита  $\rho_{\text{п}}$  (кг/м<sup>3</sup>), массу сухого вещества в единице объема частиц взвеси в воде  $\rho_0$  (кг/м<sup>3</sup>) и объем пор  $m_{\text{п}}$ , занятый равномерно распределенными в них отложениями, определяем расход перлита  $q_{\text{п}}$  (кг/м<sup>2</sup>·ч) на количество удаленных из воды примесей при скорости фильтрации  $v_0$  (м/ч), т. е. удельный расход  $q_{\text{уд}}$  (кг/кг):

$$q_{\text{уд}} = q_{\text{п}} / (v_0 M_{\text{н}}) = \rho_{\text{п}} / (m_{\text{п}} \rho_0). \quad (12.55)$$

Примемлемые по технико-экономическим соображениям продолжительность фильтроцикла  $\epsilon$  (ч) и располагаемый напор  $H_{\text{р}}$  (м) принимаются по формуле

$$\tau = H_{\text{р}} \rho_{\text{п}} / (i q_{\text{п}}), \quad (12.56)$$

где  $i$  — гидравлический уклон.

Зернистые фильтры по скорости фильтрования разделяют на медленные (менее 0,5 м/ч), скорые (2—15 м/ч) и сверхскоростные (более 25 м/ч).

В осветлителях вода движется сквозь взвешенный слой твердых частиц [34]. Эти частицы являются продуктом процесса обработки воды реагентами и вместе с разделяющей их водой образуют гетерофазную систему. Вязкость этой системы (молярная вязкость)  $\eta_{\text{м}}$ , по Е. Ф. Кургаеву, зависит от объемной концентрации твердой фазы  $s_0$  в системе:

$$\eta_{\text{м}} = \eta_{\text{в}} [1 + 2 s_0 (1 + s_0)^2 / (1 - s_0)^2], \quad (12.57)$$

где  $\eta_{\text{в}}$  — динамическая вязкость жидкой фазы.

Кажущаяся плотность гетерофазной смеси описывается уравнением

$$\rho_{\text{с}} = \rho_{\text{в}} (1 - s_0) + \rho_{\text{т}} s_0. \quad (12.58)$$

где  $\rho_{\text{в}}$  и  $\rho_{\text{т}}$  — соответственно плотность жидкой фазы и твердых частиц.

Объемная концентрация  $s_0$  связана с массовой концентрацией взвеси  $s_{\text{в}}$  в контактной среде через удельную концентрацию взвеси

$\rho_0$  по твердой фазе, выражающую содержание твердой фазы по массе ( $\text{г/см}^3$ ) в единице объема неуплотненного осадка (рис. 12.6, а и в):

$$s_0 = s_B / \rho_0. \quad (12.59)$$

Плотность неуплотненной хлопьевидной взвеси  $\rho_{0 \text{ хл}}$ , выражающая массовое содержание в единице ее объема твердой фазы и воды, заключенной в ячейки каркаса хлопьев, выражается также через  $\rho_0$ :

$$\rho_{0 \text{ хл}} = \rho_B + \rho_0(1 - \rho_B / \rho_T) \approx \rho_B + 0,6 \rho_0. \quad (12.60)$$



Рис. 12.6. График зависимости удельной концентрации взвеси  $\rho_0$  и коэффициента уплотнения  $a$  от содержания в исходной воде механических примесей  $M$  и от величины  $\alpha_m = \text{Mg}(\text{OH})_2 / \text{CaCO}_3$

$a, б$  — коагулирование воды сернокислым алюминием при  $t = 20^\circ\text{C}$ ;  $v$  — иезвсткование воды при  $t = 15^\circ\text{C}$

Удельная концентрация  $\rho_{вз}$  и плотность  $\rho_{хл}$  взвеси зависят от давления слоя осадка  $p$ :

$$\rho_{вз} = \rho_0 + a p \quad \text{и} \quad \rho_{хл} = \rho_{0 \text{ хл}} + 0,6 a p, \quad (12.61)$$

где  $a$  — коэффициент уплотнения (рис. 12.6, б и в).

Эквивалентный диаметр  $d_3$  (см) частиц взвеси связан со скоростью свободного осаждения  $w_T$  (см/с) при коэффициенте формы частиц хлопьевидной вязкости  $k_\Phi = 1,65 \div 2,0$  зависимостью

$$d_3 = 0,136 \sqrt{v_B w_T k_\Phi / (\rho_{0 \text{ хл}} - \rho_B)} = 0,175 \div 0,192 \sqrt{v_B w_T / (\rho_{0 \text{ хл}} - \rho_B)}, \quad (12.62)$$

где  $v_B$  — кинематическая вязкость воды.

Условная скорость осаждения взвеси  $w$  зависит от механических примесей  $M$  (рис. 12.7, а), характеристики химического состава взвеси при умягчении воды  $\alpha_m = \text{Mg}(\text{OH})_2 / \text{CaCO}_3$  (рис. 12.7, б), температуры воды  $t^\circ\text{C}$  и степени стеснения  $s_0$ :

$$\omega = (b + 0,02 t) (1 - 3,5 s_0) \omega_0 = (1 - 3,5 c_0) \omega_0; \quad (12.63)$$

здесь  $b=0,6$ , когда взвесь в осветлителе сформирована при коагулировании воды сернокислым алюминием, и  $b=0,7$  при известковании воды.

В состав коагулянта входит большое количество воды, во много раз превышающее массу и объем твердого вещества, образующего каркас хлопьев взвеси. Вследствие этого плотность коагулянта  $\rho_0$  хл незначительно отличается от плотности воды, а скорость осаждения взвеси, несмотря на относительно большие геометрические размеры частиц, равна 1—2 мм/с.

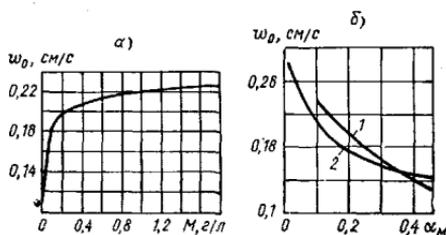


Рис. 12.7. График зависимости условной скорости  $\omega_0$  свободное осаждения взвеси от исходного содержания механических примесей  $M$  в воде и от величины  $\alpha_M$

$a$  — коагулирование воды  $Al_2(SO_4)_3$  при  $t=20^\circ C$ ;  $b$  — известкование воды при  $t=15^\circ C$ ; 1 — обработка воды без коагулянта; 2 — то же, при коагулировании

Гидравлический уклон во взвешенном слое твердых частиц определяется по формуле

$$i = s_0 (\rho_T - \rho_B) / \rho_B = 6 s_0 \Psi_C v_0^2 / (\pi g d_3 n^3), \quad (12.64)$$

а скорость движения воды над слоем в пространстве, свободном от твердых частиц:

$$v_0 = d_3^2 n^2 g (\rho_T - \rho_B) / (v_M k_\Phi \rho_B), \quad (12.65)$$

где  $\Psi_C$  — коэффициент сопротивления частицы при стесненном ее осаждении;  $n$  — пористость;  $v_M$  — кинематическая вязкость гетерофазной смеси.

Продолжительность защитного действия загрузки, по Д. М. Минцу:

$$t_3 = K^{-1} (h_\Phi - X_0/b) (a/b)^{-1}, \quad (12.66)$$

где  $h_\Phi$  — толщина слоя загрузки, м;  $b$  — параметр, характеризующий интенсивность прилипания,  $m^{-1}$ ;  $a/b$  — скорость проникновения хлопьев в глубь загрузки;  $K$  и  $X_0$  — константы, зависящие от заданного эффекта очистки  $s_\Phi/s_0$  ( $s_0$  и  $s_\Phi$  — концентрация суспензии до и после фильтра):

при  $bh_\Phi < 16$

$s_\Phi/s_0 \dots\dots$	0,02	0,03	0,05	0,10	0,15	0,20	0,3	0,4	0,5
$X_0 \dots\dots\dots$	—	4,2	3,7	3,0	2,2	1,8	1,20	0,92	0,70
$K \dots\dots\dots$	—	1,86	1,69	1,51	1,45	1,36	1,23	1,10	1,0

при  $14 < bh_\phi \leq 50$

$s_\phi / s_o \dots\dots\dots$	0,05	0,03	0,05	0,10	0,15	0,20	0,3	0,4	0,5
$X_o \dots\dots\dots$	8,2	—	6,8	5,6	4,9	4,3	2,8	1,9	0,7
$K \dots\dots\dots$	1,4	—	1,29	1,24	1,19	1,15	1,11	1,04	1,0

Значения параметров  $a$  и  $b$ , а также насыщенность порового пространства  $\sigma = (n/n_0 - 1)$ , где  $n_0$  — пористость в плотном слое, могут быть получены по формулам пересчета:

$$b = b_M (v/v_M)^{\alpha_1} (d/d_M)^{\beta_1}, \quad (12.67)$$

$$a/b = (a/b)_M (v/v_M)^{\alpha_2} (d/d_M)^{\beta_2}, \quad (12.68)$$

$$(1 - \sigma) = (1 - \sigma)_M (v/v_M)^{\alpha_3} (d/d_M)^{\beta_3}, \quad (12.69)$$

где  $b_M$ ,  $(a/b)_M$  и  $(1 - \sigma)_M$  — параметры фильтрования для данной обрабатываемой воды на модели фильтра при определенных значениях скорости фильтрования  $v_M$  и крупности зерен  $d_M$ .

На основании экспериментальных исследований процесса фильтрования через кварцевый песок крупностью 0,95—1,58 мм при скорости фильтрования от 5 до 10 м/ч получены:

$$\alpha_1 = \beta_2 = 0,7; \quad \beta_1 = \alpha_2 = 1,7; \quad \alpha_3 = 0,5 \quad \text{и} \quad \beta_3 = 0,25.$$

Для керамзитовой загрузки крупностью 1,0—2,4 мм при скоростях 5—25 м/ч показатели степени  $\alpha$  и  $\beta$  в книге [49] выражены через обобщенный параметр  $(a/s)^*$  при эталонных значениях  $v^* = 10$  м/ч и  $d^* = 1,0$  мм:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1 = 1,85 - 3,22 (a/b)^*; \quad \beta_1 = 0,36 + 8,9 (a/b)^*; \quad \alpha_2 = 1,45; \\ \beta_2 = 0,7; \quad \alpha_3 = 0,53 - 0,53 (a/b)^*; \quad \beta_3 = 0,41 - 1,17 (a/b)^*. \end{aligned} \right\} (12.70)$$

При осветлении воды с прочной взвесью фильтр выводят на промывку не по проскоку взвеси в фильтрат, а по достижении предельной потери напора  $H_{пр}$ ; в этом случае продолжительность фильтроцикла составляет:

$$T_\phi = (H_{пр} - H_0) / (H_0 \Phi) i_0 h_\phi / (h/t), \quad (12.71)$$

где  $\Phi$  — параметр, характеризующий степень неоднородности зернистого слоя;  $h/t$  — темп прироста потери напора;  $i_0$  — гидравлический уклон в чистой фильтрующей загрузке.

Применительно к кварцевой и антрацитовой загрузке фильтра, по В. П. Криштулу:

$$\Phi = (d_{3K}/d_{20})^2, \quad (12.72)$$

где  $d_{20}$  — средний диаметр зерен первого по движению фильтрационного потока слоя загрузки толщиной 20% от его полной высоты;  $d_{3K} = \sum d_i / p_i$  — эквивалентный диаметр;  $p_i$  — содержание фракций со средним диаметром зерен  $d_i$ . Для сооружений с восходящим фильтрованием  $d_{3K}/d_{20} > 1,0$ , а с нисходящим — меньше 1,0.

Для дробленого керамзита параметр, характеризующий степень неоднородности, находят [49] по формуле

$$\varphi = \sqrt{d_{3k}/d_{20}}. \quad (12.73)$$

Предельный гидравлический уклон, при котором накопившийся в толще загрузки осадок начинает разрушаться, ибо касательные напряжения в нем достигают прочности осадка на сдвиг, можно определить по зависимости

$$i_{\text{пр}} = 3,42 \cdot 10^{-4} k_{\text{ф}}^{0,25} \tau_{\text{пр}}^{1,6} \eta^{-1} v^{-0,6} d^{-0,5}; \quad (12.74)$$

здесь  $\tau$  измеряется в Па;  $\eta$  — в Па·с;  $v$  — в м/с;  $d$  — в мм.

Коэффициент фильтрации в процессе заилиenia загрузки фильтра уменьшается согласно данным З. К. Киселевой по зависимости

$$k = k_0 [1 - \alpha M / (n_0 W_3)]^3 = k_0 [1 - W_{\text{вз}} / (n_0 W_3)]^3, \quad (12.75)$$

где  $n_0$  — коэффициент пористости чистой загрузки;  $W_3$  — объем загрузки в фильтре;  $\alpha M = W_{\text{вз}}$  — объем задержанной взвеси в порах загрузки;  $\alpha$  — удельный объем взвеси в порах загрузки, примерно равный: для ила  $0,0083 \div 0,046$ , для коагулированного ила  $0,016 \div 0,022$ , для глины  $0,0019 \div 0,008$ , для коагулированной глины  $0,0044 \div 0,0085$  м<sup>3</sup>/кг;  $M/W_3$  — грязеемкость загрузки, практически пропорциональная времени работы фильтра (примерно равна  $2,6 \div 1,4$  кг/м<sup>3</sup>).

При расчете фильтров назначают толщину фильтрующего слоя, диаметр его зерен и скорость фильтрования. При выборе расчетной скорости следует пользоваться графиком на рис. 12.8, составленным для осветления вод средней полосы территории Советского Союза.

Расчетный темп прироста потери напора, равный предельно

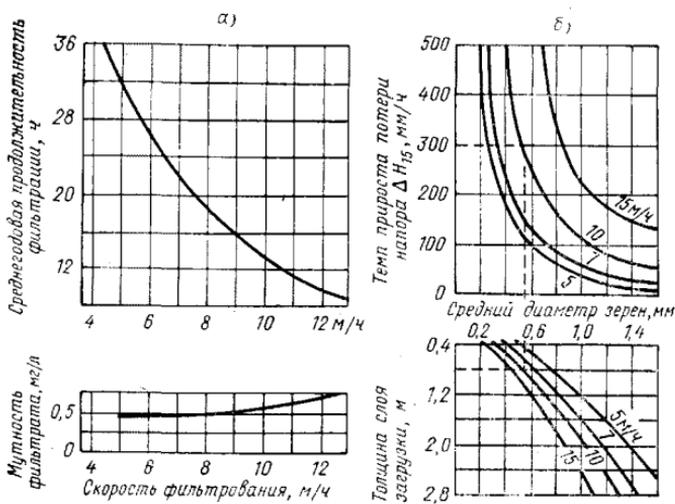


Рис. 12.8. Основные показатели работы фильтров

а — зависимость среднегодовой продолжительности фильтроцикла и мутности фильтрата от скорости фильтрования; б — зависимость прироста потери напора и толщины слоя загрузки от среднего диаметра зерен загрузки

допустимой величине напора в фильтре, деленной на расчетную продолжительность межпромывочного периода работы фильтра, может быть принят для открытых фильтров равным 250, для напорных — 850 мм/ч.

При осветлении воды мутностью  $M \approx 15$  мг/л пересчет темпа прироста потери напора (мм/ч) производится по формуле

$$\Delta H_p = \alpha \Delta H_{15}/15, \quad (12.76)$$

где  $\alpha$  — коэффициент, учитывающий свойства взвеси; при осветлении коагулированной речной воды  $\alpha=1$ ; при осветлении воды, умягченной известкованием с коагулированием,  $\alpha=0,75$ .

Пример 2. Вода реки, поступающая на открытые фильтры, содержит 24 мг/л взвеси и умягчается известкованием.

Требуется выбрать расчетную скорость фильтрования и характеристики фильтрующего слоя (фильтр промывается раз в 12 ч).

Темп прироста потери напора в фильтре, работающем на воде мутностью 25 мг/л, составляет:

$$\Delta H_p = 0,75 \cdot 250 \cdot 24 / 15 = 300 \text{ мм/ч.}$$

Для определения искомого величин проводим через точки на оси ординат (рис. 12.8,б) соответствующую  $\Delta H_p = 300$  мм/ч линию, параллельную оси абсцисс. Снося на эту ось точки пересечения данной линии с кривыми скорости фильтрования 5, 7, 10 и 15 м/ч, получаем интересующие нас величины:

Скорость фильтрования, м/ч	5	7	10	15
Средний диаметр зерен фильтрующего слоя, мм	0,28	0,35	0,54	0,86
Толщина фильтрующего слоя, мм	180	360	800	1860

Для оценки толщины фильтрующего слоя крупнозернистых фильтров (средний диаметр зерен  $d=0,8 \div 1,5$  мм) может быть использована формула для определения глубины  $H$  (см) проникания загрязнений в толщу загрузки фильтра, работающего до потери напора 2,5 м и осветляющего речную воду при температуре 25°C:

$$H = 3,6 d^{2,46} v^{1,56}, \quad (12.77)$$

где  $v$  — скорость фильтрования, м/ч;  $d$  — диаметр зерен, мм.

Необходимая площадь фильтров или контактных осветлителей  $F$  (м<sup>2</sup>) может быть определена по формуле

$$F = Q / [v_p (T - n t_2 - n t_3) - 3,6 n w t_1], \quad (12.78)$$

где  $Q$  — полезная расчетная производительность фильтровальной станции, м<sup>3</sup>/сут;  $T$  — продолжительность работы станции в течение суток, ч (при  $Q > 2000$  м<sup>3</sup>/сут выгодна ее трехсменная работа:  $T=24$  ч);  $v_p$  — расчетная скорость фильтрования при нормальном режиме работы станции, м/ч;  $n$  — число промывок каждого фильтра в сутки;  $n=1,5 \div 2$  для частично автоматизированных,  $n=3 \div 4$  для полностью автоматизированных станций;  $w$  — расчетная интенсивность промывки, принимаемая в пределах 12–20 л/(с·м<sup>2</sup>);  $t_1$  — продолжительность промывки, которую принимают равной 0,084–0,1 ч для скорых фильтров 0,1–0,12 ч для двухслойных, 0,12–0,13 ч для контактных осветлителей 0,13–0,15 ч для фильтров АКХ;  $t_2$  — время простоя фильтра в связи с его промывкой, равное 0,3–0,5 ч для обычных скорых крупнозернистых двухслойных фильтров и контактных осветлителей и 0,5 ч для фильтров АКХ;  $t_3$  — продолжительность спуска первого фильтра или продолжительность работы фильтра после промывки при сниженной производительности;  $t_2, t_3$  принимают равным 0,17–0,2 ч в зависимости от мутности фильтруемой воды.

Скорость фильтрования в медленных фильтрах при содержании взвешенных частиц в исходной воде до 25 мг/л принимается при работе всех фильтров 0,2 м/г, а при выключении одного из фильтров в ремонт или чистку до 0,3 м/г; при содержании взвешенных частиц свыше 25 мг/л — соответственно 0,1 м/г и 0,2 м/г.

Чтобы взвесь не выносилась из осветлителя в фильтрат, максимально допустимая потеря напора  $H_{пр}$  в слое при его заливании должна быть:

$$H_{пр} = h_{ф} (1 - n_0) (\rho_з / \rho_в - 1), \quad (12.79)$$

где  $\rho_з$  и  $\rho_в$  — плотность песка и воды;  $h_{ф}$  — толщина фильтрующего слоя загрузки.

Для обычных песков при пористости чистой загрузки  $n_0 = 0,4$  и  $\rho_з = 2,65 \text{ т/м}^3$  величина  $H_{пр} \approx h_{ф}$ . Предельно допустимая потеря напора в фильтрующем слое не должна превышать его толщину.

Количество промывной воды  $Q_{п}$  определяют по следующей зависимости:

$$Q_{п} = F w; \quad (12.80)$$

здесь  $w$  — интенсивность промывки в период наиболее высокой температуры промывной воды, л/(с·м<sup>2</sup>):

$$w = S d_{э\text{кв}}^{1,33} (e + n_0)^{1,77} / [(e + 1)^{1,33} \eta^{0,54}], \quad (12.81)$$

где  $S = 17,3$  для песков,  $S = 9,7$  для дробленого антрацита;  $n_0 \approx 0,4$ ;  $e$  — расширение фильтрующего слоя при промывке в долях его первоначальной высоты (принимается от 30 до 50%);  $d$  — диаметр зерен, мм;  $\eta$  — вязкость воды, Па·с

Интенсивность промывки водой с температурой 20°C, при которой начинается взвешивание нижних наиболее крупных ( $d_{\text{макс}}$ ) фракций загрузки:

$$w_{кр} = (15 \div 8) d_{\text{макс}}^{1,33}, \quad (12.82)$$

где коэффициент 15 — для кварцевого песка, а 8 — для антрацитовой крошки;  $d$  — диаметр зерен, мм.

Для определения напора  $h_{г.с} + h_{ф.с}$  при промывке необходимо найти:

потерю напора  $h_{г.с}$  (м) в гравийных поддерживающих слоях

$$h_{г.с} = 0,22 H_{г.с} w, \quad (12.83)$$

где  $H_{г.с}$  — толщина слоев гравия в фильтре, м;

потерю напора  $h_{ф.с}$  (м) в фильтрующем слое

$$h_{ф.с} = (a + b w) h_{ф}, \quad (12.84)$$

где  $a$  и  $b$  — параметры, равные для кварцевого песка с размером зерен 0,5—1 мм соответственно 0,76 и 0,017, а для песков с размером зерен 1—2 мм — 0,86 и 0,004;  $h_{ф}$  — толщина слоя загрузки;  $w$  — интенсивность промывки, л/(с·м<sup>2</sup>).

Для удаления из воды растворенных органических веществ природного и не природного происхождения целесообразно применять

Таблица 12.7. Потери напора в слое активного угля

Средний диаметр зерен угля, мм	Потери напора (м вод. ст) в слое угля толщиной 1 м при скорости фильтрования, м/ч			
	5	10	20	30
1	0,20	0,38	0,80	1,25
1,5	0,07	0,17	0,32	0,50
2	0,04	0,08	0,15	0,25

фильтры с активным углем, потери напора в котором могут приниматься по данным табл. 12.7.

### 12.7. Расчет дренажа скорых водоочистных фильтров из пористого бетона

Дренаж скорых водоочистных фильтров из пористого бетона имеет ряд экономических и эксплуатационных преимуществ перед трубчатым дренажем с поддерживающими гравийными слоями.

По исследованиям Н. П. Заволоки и Г. М. Басса при изготовлении дренажа можно применять разнозернистый заполнитель крупностью 2—20 мм, средний диаметр которого определяется на основе ситового анализа по формуле

$$d = \sum_{i=1}^m p_i d_i, \quad (12.85)$$

где  $p_i$  — относительное весовое содержание частиц заполнителя на сите калибра  $d_i$ .

Чтобы зерна фильтрующей загрузки не просыпались через поры дренажа, должна соблюдаться следующая зависимость наибольшего допускаемого диаметра заполнителя  $d_n$  (мм) от наибольшего размера зерен загрузки  $d_{100}$ :

при  $d_{100} < 1,5$  мм

$$d_n = 6,35 d_{100} - 1,0; \quad (12.86a)$$

при  $d_{100} > 1,4$  мм

$$d_n = 3,56 d_{100} + 3,16. \quad (12.86b)$$

Дренаж скорых фильтров обычно устраивают из пористых бетонных блоков с продольными каналами длиной  $L_0$ , через которые распределяется промывная вода.

При шаге продольных каналов  $2d_0$  ( $d_0$  — диаметр продольного канала) наиболее равномерное распределение промывной воды обеспечивается при следующем равенстве:

$$(8 L_0 / \pi d_0) I = 2140 \{ [A_0^{1/2} / (1 - A_0)^{1/2}] (d_0 d / 2 b_0^2) \}^{1/4}, \quad (12.87)$$

где  $I$  — интенсивность промывки фильтра, см/с;  $b_0$  — толщина слоя пористого

бетона над каналом, см;  $A_0$  — объемная относительная пористость бетона, величина которой для бетона, приготовленного виброуплотнением на гранитном щебне крупностью 2—20 мм, следующая:

$d$ , мм . . . . .	2,26	,87	5,12	5,91	6,68	7,46
$A_0$ . . . . .	0,131	0,116	0,108	0,103	0,101	0,101
$d$ , мм . . . . .	8,76	9,7	10,9	11,7	12,38	13,21
$A_0$ . . . . .	0,104	0,112	0,126	0,135	0,152	0,162

Уклон трения в дренаже из пористого бетона при обратной промывке фильтров

$$i = (456/g) \sqrt[4]{[(1 - A_0)^{5/3} / A_0^{5/3}] (v/d^5) v^7}, \quad (12.88)$$

где  $d$  — диаметр дренажных труб.

Для выравнивания расходов воды из центрального или бокового подающего канала в продольные распределительные каналы на входе в последние надо предусматривать патрубки диаметром на один калибр меньше диаметра продольного распределительного канала с площадью отверстий в заглушке патрубка

$$f_0 = 20 d_0 L_0 I / (0,6 \sqrt{2 g h_w}), \quad (12.89)$$

где  $h_w$  — потери напора в трубке большого сопротивления, принимаемые 2—2,5 м вод. ст.

Продолжительность службы (в годах) пористобетонного дренажа в условиях реагентной очистки воды может быть определена по формуле Н. П. Заволока и Г. М. Басса:

$$T = \frac{1}{365} \exp \left\{ \frac{B}{2A} \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{4A}{B^2} \left( 1 - \frac{0,6}{k_3} \right) R_m \cdot 10^5} \right] \right\}, \quad (12.90)$$

где  $B$  — фактор стойкости пористого бетона (для портландцемента  $B=0,161$ , для пуццоланового  $B=0,183$ );  $A$  — фактор агрессивности воды (для портландцемента  $A=0,967$ , для пуццоланового  $A=0,648$ );  $k_3$  — коэффициент запаса прочности на сжатие;  $R_m$  — исходная прочность пористого бетона на сжатие, Па.

Если активная реакция очищаемой воды  $pH \geq 7$  и щелочность ее не менее 3 мг — экв/л, то дренаж можно выполнить из портландцемента; в противном случае — из пуццоланового цемента.

## 12.8. Гидравлические характеристики керамзитовых загрузок фильтров

Исследованиями В. Н. Мартенсена и других установлено, что применение дробленого керамзита в качестве фильтрующего мате-

риала по сравнению с кварцевым песком позволяет улучшить качество очистки, увеличить производительность фильтров, повысить грязеемкость загрузки, уменьшить потери напора и снизить удельные расходы воды на регенерацию загрузки. Объемная масса дробленого керамзита  $\rho_{др}$  (кг/м<sup>3</sup>) зависит от объемной массы гранулированного керамзита  $\rho_r$  и от среднего диаметра фракции  $d$ , мм:

$$\rho_{др} = (0,29 \lg d + 0,93) \rho_r - 0,25 \lg d + 1, \quad (12.91)$$

Кажущаяся плотность  $\rho_k$  (г/см<sup>3</sup>), учитывающая наличие внутри частиц замкнутых пор, может быть выражена через объемную массу:

$$\rho_k = (0,27 d + 1,0) \rho_{др} - 0,2 d + 1,55. \quad (12.92)$$

Величина общей пористости  $n_{общ}$  и незамкнутой  $n_{нз}$  (при двухминутном контакте) может быть подсчитана по формулам через  $\rho_{др}$ , кг/м<sup>3</sup>:

$$n_{общ} = 1,0 - 0,4 \rho_{др}; \quad (12.93)$$

$$n_{нз} = 0,79 - 0,35 \rho_{др}, \quad (12.94)$$

а кажущаяся плотность зависит от времени контакта с водой  $t$ :

$$\rho_{k t} = \rho_{k1} (0,93 + t^{0,275} - 0,335 \rho_{др}), \quad (12.95)$$

где  $\rho_{k1}$  — кажущаяся плотность после одних суток замачивания.

Гидравлическая крупность (см/с) при температуре воды 20°C зависит от  $\rho_{др}$  и  $d$ :

$$\omega_0 = (10,6 \lg d + 8) \rho_{др} + 1,03 d - 1,6. \quad (12.96)$$

Для диаметра 0,75 мм и объемной массы 390 кг/м<sup>3</sup> гидравлическая крупность  $\omega_0 = 1,84$  см/с, а для  $d = 4$  мм и  $\rho_{др} = 575$  кг/м<sup>3</sup> величина  $\omega_0 = 10,8$  см/с.

Гидравлические уклоны при движении воды ( $t = 20^\circ\text{C}$ ) сверху вниз через загрузку после свободного осаждения керамзита, без специального уплотнения, составляют:

$$I = 0,026 v \rho_{др}/d, \quad (12.97)$$

где  $v$  — скорость фильтрации, м/ч.

При скорости фильтрации 50 м/ч через загрузку с диаметрами фракции 0,75 мм уклон  $I = 1,7$ , а при  $v = 5$  м/ч и  $d = 2,75$  мм равен  $I = 0,01$ .

Интенсивность промывки  $\omega$ , л/(с·м<sup>3</sup>), может быть оценена по формуле

$$\omega = [(11 d + 17,5) \varepsilon - 5 d - 10] \rho_{др} + (7,5 d - 9,5) \varepsilon - 4,5 d + 5,25, \quad (12.98)$$

где  $\varepsilon$  — коэффициент расширения загрузки.

Значения интенсивностей промывки колеблются в широких пределах: от 3 л/(с·м<sup>2</sup>) для диаметра зерен загрузки 0,75 мм, коэффи-

циента расширения 1,2 и объемной массы 350 кг/м<sup>3</sup> до 46 л/(с·м<sup>2</sup>) для диаметра зерен загрузки 2,75 мм, коэффициента расширения 1,8 и объемной массы 575 кг/м<sup>3</sup>.

Условие несмешиваемости многослойной загрузки фильтров имеет вид:

$$d_{в.макс} = d_{н.мин} [(9,3 \omega_{о.в}/\omega_{о.н} - 5,2) \Delta \rho_r + 1,0], \quad (12.99)$$

где  $d_{в.макс}$ ,  $d_{н.мин}$  — максимальный и минимальный диаметры верхнего и нижнего смежных слоев;  $\omega_{о.в}$  и  $\omega_{о.н}$  — гидравлические крупности максимального диаметра верхнего слоя и минимального диаметра нижнего слоя;  $\Delta \rho_r$  — разность объемных масс загрузок смежных слоев, кг/м<sup>3</sup>.

---

## Глава тринадцатая

### ВОДОПРОВОДНЫЕ И ВОДООТВОДЯЩИЕ СЕТИ

---

#### 13.1. Выбор диаметров труб, работающих под напором, с учетом экономического фактора

Выбор диаметров труб внешних водопроводных сетей и канализационных напорных труб следует производить с учетом требований экономичности водоводов, сети и всего комплекса сооружений, непосредственно связанных с сетью, и в первую очередь — насосных станций. Экономически наимыгоднейшими будут те диаметры, при которых оказываются наименьшими затраты средств на строительство и эксплуатацию водоводов, сети и указанного комплекса сооружений за принятый расчетный период.

Обычно за обобщенный критерий экономичности системы принимается приведенная величина ежегодных затрат (капитальные и эксплуатационные затраты, приведенные к одному году работы системы). Наивыгоднейшие диаметры труб кольцевой сети могут быть найдены путем полного технико-экономического расчета [2, 40, 52]. Однако такой расчет трудоемок, а из-за непрерывного изменения характера работы отдельных участков полный технико-экономический расчет не гарантирует точного отражения действительных колебаний расхода энергии, затрачиваемой на работу системы. Вследствие этого в практике проектирования широко используются различные приближенные способы технико-экономического расчета кольцевых сетей.

Общее выражение наивыгоднейшего диаметра ( $d$ ) участка первой категории (по Л. Ф. Мошнину) разветвленной сети с одним источником питания при круглосуточной подаче воды ко всем точкам водотбора имеет вид:

$$d = \mathcal{E}^{1/(\alpha+m)} [X'_{\max} + \Sigma (q/q_{\max})^n X']^{1/(\alpha+m)}, \quad (13.1)$$

а для участка второй категории

$$d = \mathcal{E}^{1/(\alpha+m)} (X'_{\max})^{1/(\alpha+m)} q^{n/(\alpha+m)}, \quad (13.2)$$

где  $\mathcal{E} = m \beta / (\alpha b)$  — экономический фактор, включающий экономические характеристики, а также гидравлические и режимные коэффициенты;

$$X'_{\max} = X_{\max} T_{\max} / 24, \quad X' = X T / 24; \quad (13.3)$$

$T_{\max}$ ,  $q_{\max}$ ,  $X_{\max}$  — соответственно продолжительность режима максимального водопотребления в течение суток (ч), расход ( $\text{м}^3/\text{с}$ ) и фиктивный расход по данной линии при режиме максимального водопотребления;  $T$ ,  $q$  и  $X$  — то же, при других режимах водопотребления (суммарная продолжительность всех режимов водопотребления  $T_{\max} + \Sigma T = 24$  ч);  $b$  и  $\alpha$  — коэффициент и показатель степени в (13.4), определяющей стоимость строительства единицы длины трубопровода диаметром  $d$ :

$$c = b_0 + b d^\alpha; \quad (13.4)$$

$b_0$  — минимальная стоимость укладки 1 м трубопровода; руб.;  $n$  и  $m$  — показатели степени в формуле (3.6), определяющей гидравлический уклон в трубопроводе диаметром  $d$  при пропуске по нему расхода воды  $q$ ;

$$\beta = 86 \cdot 10^3 \sigma \gamma_9 k / [\eta (R + T^{-1})]; \quad (13.5)$$

здесь  $\sigma$  — стоимость 1 кВт·ч электроэнергии;  $\gamma_9$  — коэффициент неравномерности расходования энергии, зависящий от коэффициента неравномерности потребления и подачи воды;  $k$  — коэффициент в (3.6);  $\eta$  — КПД насосных агрегатов, подающих воду;  $R$  — сумма амортизационных отчислений, включая затраты на капитальный ремонт, и отчислений на текущий ремонт в процентах от строительной стоимости данной линии (для чугунных и железобетонных труб — 3,3%, для стальных и пластмассовых — 4,6%, для асбестоцементных — 7,3%);  $T$  — срок окупаемости в годах, обычно принимаемый равным 7 годам.

Л. Ф. Мошнин к первой категории относит линии, по которым вода передается от начала сети к диктующей концевой точке, ко второй — все остальные линии.

Потери напора на участках сети определяются по формулам: на участках первой категории

$$h = S_\Phi [X'_{\max} + \Sigma (q/q_{\max})^n X']^{-m/(\alpha+m)}, \quad (13.6)$$

на участках второй категории

$$h = S_\Phi (X'_{\max})^{-m/(\alpha+m)}, \quad (13.7)$$

где

$$S_\Phi = k \mathcal{E}^{-m/(\alpha+m)} q_{\max}^{\alpha n/(\alpha+m)} (q/q_{\max})^n l. \quad (13.8)$$

Фиктивные расходы  $X'$  по участкам сети являются частью суммарных фиктивных расходов, поступающих в сеть при соответствующих режимах водопотребления и равных  $QT/24$ , где  $Q$  — расход воды ( $\text{м}^3/\text{с}$ ), поступающей в сеть при рассматриваемом режиме водопотребления.

Л. Ф. Мошнин обоснован также технико-экономический расчет разветвленных сетей с одним источником питания при поочередной подаче воды к точкам водоотбора, разветвленных сетей с не-

сколькими источниками питания и разветвленных сетей с контррезервуарами с учетом изменения режима их работы.

Для случая, когда режим работы сети постоянен, формулы (13.1), (13.2), (13.6) и (13.7) упрощаются:

$$d = \mathcal{E}^{1/(\alpha + m)} X^{1/(\alpha + m)} q^{n/(\alpha + m)}; \quad (13.9)$$

$$h = k \mathcal{E}^{-m/(\alpha + m)} q^{\alpha n/(\alpha + m)} l X^{-m/(\alpha + m)}, \quad (13.10)$$

где  $X = xQ$  — фиктивные расходы по линиям при поступлении расхода  $Q$  от одной точки питания;  $x$  — коэффициент, учитывающий роль участка в расходовании энергии на подачу воды.

Если сеть имеет несколько источников питания, то фиктивные расходы по линиям сети являются суммой произведений  $Q_n x_n = X_n$ , где  $X_n$  — фиктивный расход, поступивший в данную линию от источника  $n$ .

Оптимальные диаметры труб, определяемые по формуле (13.9), в общем случае отличаются от сортаментных, округление диаметров до стандартных приводит к перераспределению по линиям сети как расходов воды  $g$ , так и фиктивных расходов  $X$ . С этим связаны трудности практического использования метода фиктивных расходов для расчета кольцевых сетей.

Линии, диаметры которых округлены до стандартных (так же, как и уже существующие линии), могут рассматриваться как насосные станции, развивающие напор, равный потерям напора в этих линиях.

При распределении по линиям сети как расходов воды  $g$ , так и фиктивных расходов  $X$  необходимо соблюдать первый закон Кирхгофа, а потери напора  $h$  по любому замкнутому контуру, определяемые по формуле (13.10) в зависимости от значений  $g$  и  $X$ , должны быть равны нулю. Кроме того, необходимо, чтобы свободные напоры в конечных точках схода были равны требуемым, а в диктующих промежуточных точках схода были не ниже требуемых.

Для преодоления затруднений по распределению расходов воды по линиям сети возможно использовать граф, т. е. водопроводную сеть представляют в виде графа, в которых вершины соответствуют узлам, а ребра — участкам сети. В ориентированном графе сети можно выделить путь движения воды от начальной вершины и конечной. В орграфе кольцевой сети существует конечное множество возможных путей от начальной к конечной вершине. Каждый из возможных путей отличается от остальных хотя бы одним ребром (участком). Количество возможных путей, проходящих через рассматриваемую линию, обозначим через  $r$ . Общее число возможных путей от начальной до конечной вершины равно  $N$ . Отношение  $r/N$  определяет значение данного участка в работе водопроводной сети. После определения значений коэффициентов  $x = r/N$  исполь-

зование формулы (13.10) позволяет найти такое распределение расходов  $q$  по линиям, при котором сеть оказывается «увязанной».

Для кольцевых сетей в виде прямоугольной сетки, состоящих из  $k$  колец в продольном и  $u$  колец в поперечном направлениях с одной начальной и одной конечной вершинами, общее число возможных путей  $N$  равно числу перестановок из  $k$  по  $u$ :

$$N = (u + k)! / (u! k!).$$

А. И. Гузыниным (в Полтавском ИСИ) составлена программа GA1001 технико-экономического расчета на ЭВМ кольцевых сетей водоснабжения произвольной конфигурации с любым числом ребер и вершин, основанная на анализе топологии сетей и вычислении значений  $r/N$  каждого ребра.

Диаметры труб можно выбирать по таблицам предельных расходов [93], для независимо работающих одиночных линий без полупутных расходов по приведенным расходам:

$$q_{\text{пр}} = q (\partial/\partial_T)^{1/(n+1)} (X/q)^{1/(n+1)}, \quad (13.11)$$

где  $\partial$  и  $\partial_T$  — значения экономического фактора соответственно для рассматриваемых условий и для условий, которым отвечает используемая таблица предельных расходов;  $q$  — расход воды, транспортируемой по данной линии.

Для каждого диаметра при определенных условиях строительства и эксплуатации, характеризуемых экономическим фактором  $\partial$ , существует «предельный» расход, при котором он оказывается экономически равноценным следующему диаметру по сортаменту.

Величину предельного расхода определяют по формуле

$$Q_{\text{пр}} = (b/\beta)^{1/(n+1)} \left[ \frac{(d_2^\alpha - d_1^\alpha)}{(d_1^{-m} - d_2^{-m})} \right]^{1/(n+1)}, \quad (13.12)$$

где  $d_1$  и  $d_2$  — меньший и больший смежные диаметры по сортаменту;  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $b$  и  $m$  — составляющие экономического фактора; значения  $\alpha$  и  $b$  даны в табл. (13.1).

Стоимость электроэнергии зависит от тарифа, установленного для энергосистемы, питающей данную систему водоснабжения [2] (в среднем 1—4 коп. за 1 кВт·ч). Значение КПД можно приближенно принимать в пределах от 0,7 до 0,8.

Коэффициент неравномерности расходования энергии, приведенный в учебном пособии [2]:

$$\gamma_\Sigma = [\sqrt{N}/k_0 k_{\text{сут}} \alpha_{\text{бл}} (1 + \sqrt{N})]^3, \quad (13.13)$$

где  $N$  — количество жителей в населенном пункте;  $k_0 = 1,01 \div 1,03$  — коэффициент, учитывающий рост водопотребления по годам в течение расчетного срока действия водопровода;  $k_{\text{сут}} = 1,1 \div 1,3$  — коэффициент суточной неравномерности;  $\alpha_{\text{бл}} = 1,2 \div 1,4$  — коэффициент, учитывающий степень благоустройства зданий и другие местные условия.

При современных стоимостях строительства и тарифах на электроэнергию можно принимать следующие средние значения экономического фактора  $\partial$ :

Таблица 13.1. Значения  $b$  и  $a$ , входящих в (13.4)

Тип и класс труб	$b$	$a$	Тип и класс труб	$b$	$a$
По данным [2]			По данным [7]		
Чугунные (ЛА, А, Б):			Чугунные:		
для водоводов	107	} 1,6	$d \leq 500$ мм	114	1,5
> сети	130		$d > 500$ мм	118	1,6
Асбестоцементные для водоводов:			Асбестоцементные		
ВТ-6	54	} 1,95	$d \leq 500$ мм:	50	} 1,8
ВТ-9	78		ВТ-3	60	
ВТ-12	85		ВТ-6	90	
Асбестоцементные для сети:			ВТ-9	44	2,4
ВТ-6	80	} 1,95	Железобетонные		
ВТ-9	107		Стальные:	95	1,6
ВТ-12	115		$d \leq 500$ мм	122	1,7
Стальные:			$d > 500$ мм		
для водоводов	53	} 1,4	Асбестоцементные		
> сети	61		$d > 500$ мм:	65	} 1,3
Пластмассовые для водоводов:			ВТ-3	78	
СЛ	150		ВТ-6	117	
С	210	} 1,95	ВТ-9		
Т	306				
Пластмассовые для сети:					
СЛ	174				
С	240				
Т	336				

для Сибири и Урала (большая глубина заложения труб, относительно дешевая электроэнергия) . . . . . 0,5  
 для центральных и западных районов европейской части СССР . . . . . 0,75  
 для южных районов (небольшая глубина заложения труб, относительно дорогая электроэнергия) . . . . . 1,0

Расход  $Q_{opt}$  ( $m^3/c$ ), соответствующий диаметру  $d$  независимо работающей линии, при котором приведенные годовые затраты оказываются наименьшими, назовем оптимальным:

$$Q_{opt} = d^{(\alpha + m)/(n + 1)} \vartheta^{-1/(n + 1)}. \quad (13.14)$$

Показатель степени  $(\alpha + m)/(n + 1)$  при изменении  $\alpha$  от 1,4 до 1,95 практически можно принять равным  $1,78 + 0,33\alpha$ .

Предельный расход можно выразить через оптимальный расход:

$$Q_{пр} = Q_{opt} (d_{6л}/d)^{0,72 + 0,2\alpha}, \quad (13.15)$$

где  $d_{6л}$  — ближайший к  $d$  больший сортаментный диаметр.

Если решается вопрос о прокладке дополнительной нитки к существующей линии или об увеличении числа ниток проектируемого водовода, то граничный расход определяется по формуле

$$Q_{гр} = \left\{ \frac{\beta^{-1} d_1^m (b_0 + b d_2^\alpha)}{1 - [(d_2/d_1)^{m/(n+1)} + (d_1/d_2)^{m/[n(n+1)]}]^{-(n+1)}} \right\}^{1/(n+1)} = F(d_1/d_2) Q_{гр}^*, \quad (13.16)$$

где  $d_1$  — диаметр существующего трубопровода (проложенного в одну нитку);  
 $d_2^*$  — диаметр дополнительно прокладываемого трубопровода (второй нитки);  
 $Q_{гр}^*$  — граничный расход, при  $d_1 = d_2 = d$  равный

$$Q_{гр}^* = [\beta^{-1} d^m (b_0 + b d^a) / (1 - 0,5^{n+1})]^{1/(n+1)}. \quad (13.17)$$

При  $n=2$  и  $m=5,3$  получены следующие значения  $F(d_1/d_2)$ :

$d_1/d_2$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1	1,2	1,5	1,8	2,0
$F$	0,28	0,39	0,52	0,66	0,82	1,19	1,39	2,06	2,82	3,37

В табл. 13.2 приведены значения  $Q_{опт}$ ,  $Q_{пр}$  и  $Q_{гр}^*$  ( $m=5,33$ ,  $n=2$ ), а для труб из различных материалов — в [2, 8, 93] или на рис. 13.1—13.3 (составленных Н. П. Трошневым).

Оптимальный расход сточных вод в канализационных напорных трубопроводах, стоимость прокладки которых выражается по (13.4), при  $\mathcal{E}=1,0$  можно принимать по табл. 13.2 независимо от концентрации  $B$ . В то же время концентрация  $B$  оказывает существенное влияние на экономический фактор.

Сопоставляя оптимальный расход с расходом, соответствующим незаляющей скорости, выраженной по формуле Н. Ф. Федорова, нетрудно доказать, что при  $\mathcal{E} > 1,72 D^{0,438}$  для асбестоцементных труб ( $\alpha=1,95$ ) и при  $\mathcal{E} > 1,72 D^{0,078}$  для чугунных труб ( $\alpha=1,6$ ) незаляющие скорости оказываются больше оптимальных. Например, для асбестоцементных труб диаметром  $D=0,1$  м или  $D=0,2$  м рас-

Таблица 13.2. Значения оптимальных и предельных расходов (л/с) при  $\mathcal{E}=1,0$ ,  $m=5,33$  и  $n=2,0$

$D$ , мм	$Q_{опт}$ по (13.14)		$Q_{пр}$ по (14.12)			$Q_{гр}^*$ по (13.17)		
	$\alpha=1,6$	$\alpha=1,95$	$\alpha=1,4$	$\alpha=1,6$	$\alpha=1,95$	$\alpha=1,4$ , $b_0=6,9$ $b=53$	$\alpha=1,6$ , $b_0=8,4$ $b=107$	$\alpha=1,95$ , $b_0=11$ , $b=78$
150	12,5	9,95	19	16,9	13,8	32,7	26,8	27,5
200	24,3	20	34	30,8	25,9	57,5	47,8	47,5
250	40,7	34,4	53,7	49,4	42,5	90	75,8	73,5
300	61,9	53,6	78,8	73,1	64,2	130	111	106
350	88,5	78	109	102	91,1	174	155	145
400	120,5	108	145	137	124	237	206	193
450	158	144	186	177	163	304	267	255
500	202	186	234	224	208	379	337	313
550	252	234	288	277	260	464	416	387
600	307	289	343	333	314	560	505	468
700	439	420	485	474	456	780	715	666
800	597	581	647	640	624	1045	962	905
900	784	775	840	834	826	1350	1260	1190
1000	1000	1000	1108	1110	1120	1692	1600	1526
1100	1246	1260	1360	1360	1395	2230	1986	1910
1200	1521	1560	1770	1805	1860	2930	2420	2430
1400	2176	2264	2300	2350	2445	3550	3440	3380
1500	2550	2680	2665	2750	2885	4130	4030	3985
1600	2960	3140	3260	3370	3590	4770	4740	4650
1800	3880	4160	3960	4120	4430	6220	6200	6170
2000	4960	5480	5250	5500	6000	7830	7800	7950
2200	6180	6180	6710	7120	7850	9680	9700	10000

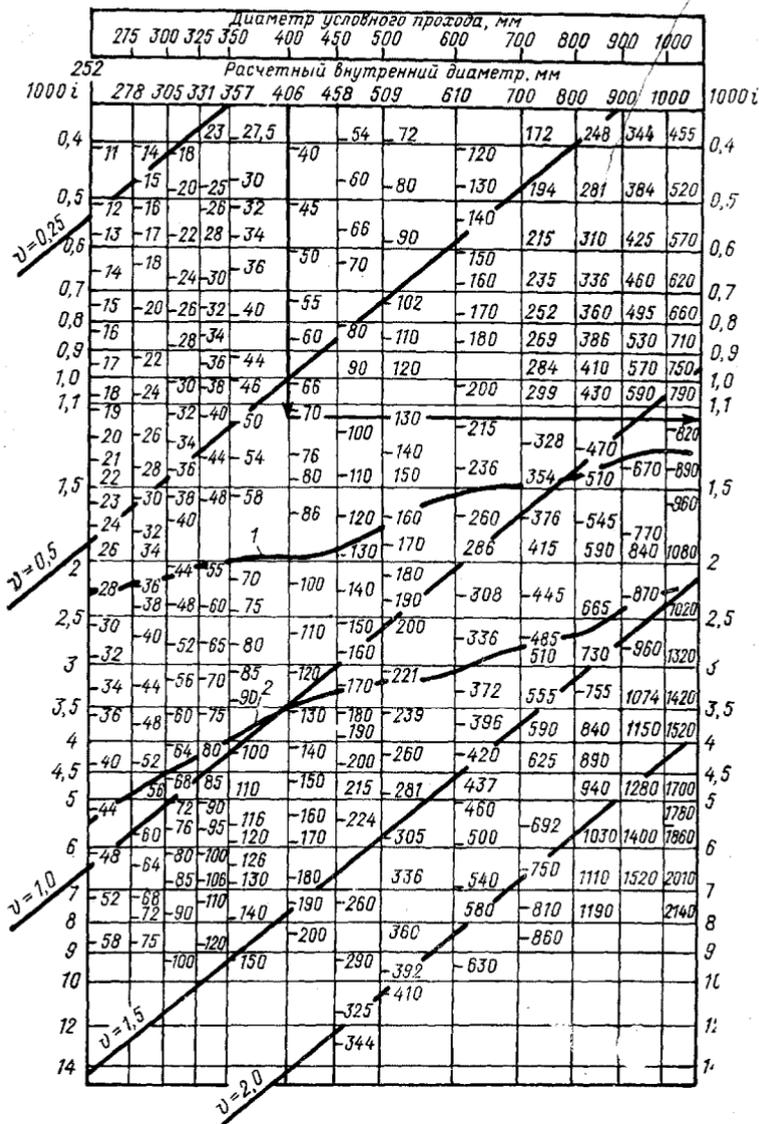


Рис. 13.1. Номограмма для расчета стальных водопроводных труб (по таблицам Ф. А. Шевелева)

1, 2 — верхние и нижние экономически целесообразные расходы для различных диаметров труб; вертикальные линии — расходы  $Q$  (л/с) для трубопроводов различных диаметров; горизонтальные — уклоны (1000*i*); наклонные — скорости  $v$  (м/с). При пользовании номограммой на рис. 13.1 следует иметь в виду, что поправочные коэффициенты к уклону  $i$  зависят от толщины стенок труб  $\delta$  при диаметре условного прохода  $D_y \leq 1$  м по формуле  $k=1+0,01(\delta-10)/D_y$ , где  $D_y$  — в м;  $\delta$  — в мм.

ход следует назначать по незаияющей скорости при  $\mathcal{E} > 0,64$  или при  $\mathcal{E} > 0,85$ , а для чугунных труб соответственно при  $\mathcal{E} > 1,46$  или  $\mathcal{E} > 1,53$ .

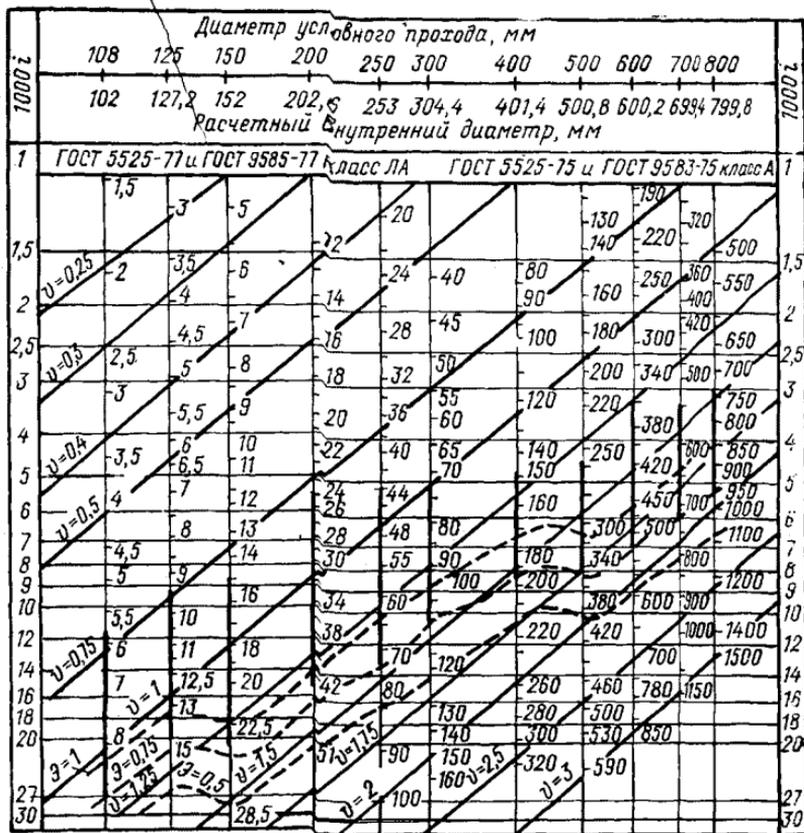


Рис. 13.2. Номограмма для расчета водопроводов из чугунных труб (по таблицам Ф. А. Шевелева)

Жирными линиями выделены значения расходов и уклонов, для которых применение данного диаметра труб наиболее рационально, пунктирными — влияющие экономические факторы

### 13.2. Расчет разветвленных (тупиковых) сетей

В результате подготовительной работы (рис. 13.4) становятся известны: трассировка сети; длины отдельных участков сети, т. е. линий между Узловыми точками:  $l_{1-2}$ ,  $l_{2-6}$  и т. д.; расходы воды, забираемые в узловых точках сети:  $Q_2$ ,  $Q_3$ ,  $Q_4$  и т. д.; расход  $q$ , забираемый с 1 м длины того или иного участка трубопровода (см. трубопровод 2—6 или 3—5); геодезические отметки по-

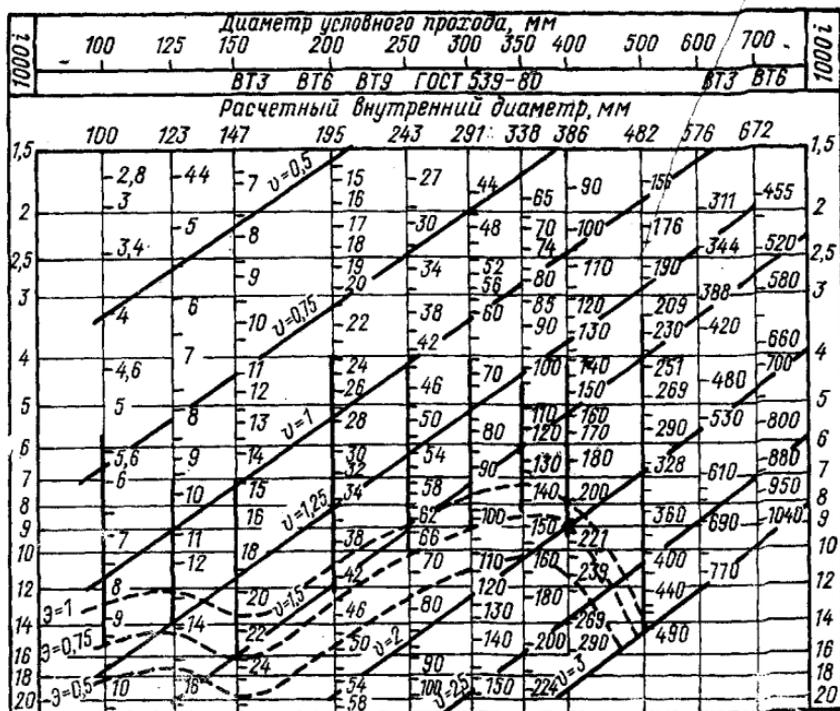


Рис. 13.3. Графики для расчета водопроводов из асбестоцементных труб (по таблицам Ф. А. Шевелева)

верхности в узловых точках:  $z_6, z_1, \dots, z_k$ ; свободные напоры в концевых точках сети  $h_{св4}, h_{св5}, h_{св7}$  и т. д.

По СНиП 2.04.02—84 минимальный свободный напор на вводе в здание над поверхностью земли при хозяйственно-питьевом водопотреблении должен приниматься при одноэтажной застройке не менее 10 м. При большой этажности напор на каждый этаж увеличивается на 4 м. В часы минимального водопотребления увеличение напора на каждый этаж принимается 3 м. Свободный напор в сети у водозаборных колонок должен быть не менее 10 м.

В результате гидравлического расчета определяются диаметры труб, а также высота водонапорной башни, обеспечивающей подачу заданных расходов воды в заданные точки сети, и потребный напор насосов второго подъема.

Порядок расчета разветвленных сетей следующий:

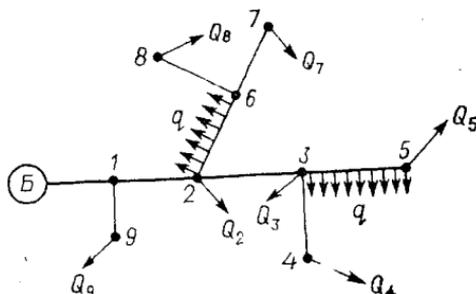
- 1) устанавливаются расчетные расходы для отдельных участков сети;
- 2) выбирается магистраль и выполняется ее расчет;

3) производится выбор и расчет сложных ответвлений;

4) осуществляется выбор и расчет ответвлений.

**Установление расчетных расходов.** Расчетные расходы устанавливаются для определения диаметров труб и потерь напора на всех участках сети. Расчетный расход для какого-либо участка сети равен сумме всех расходов, забираемых из сети в конце и ниже (по течению) этого участка.

Рис. 13.4. Схема разветвленной (тупиковой) сети  
1—9 — границы расчетных участков



Если на каком-либо участке длиной  $l$  имеется равномерно распределенный по длине «путевой» расход  $Q_{\text{п}}$  интенсивностью  $q$ , то он заменяется эквивалентным по потерям расходом, равным  $\beta Q_{\text{п}} = \beta q l$  и сосредоточенным в конце рассматриваемого участка. Так, расчетные расходы для участков 2—3 и 2—6 (рис. 13.4):

$$Q_{2-3} = Q_4 + Q_5 + q l_{3-5} + Q_3; \quad Q_{2-6} = Q_7 + Q_8 + \beta q l_{2-6}.$$

На участке 2—3 нет распределенного расхода, и поэтому расчетный расход равен сумме всех расходов, идущих транзитом от узла 2 к узлу 3 через весь участок.

На участке 2—6 происходит равномерная отдача по длине «путевого» расхода  $Q_{\text{п} 2-6} = q l_{2-6}$  и, поэтому при определении расчетного расхода, этот расход с коэффициентом  $\beta$  условно отнесен к концу данного участка и просуммирован как узловой с остальными расходами, идущими транзитом от узла 2 к узлу 6 через весь участок. Для упрощения расчетов часто принимают  $\beta = 0,5$ . При  $\beta = 0,5$  расход  $q l$  распределяется поровну между крайними узлами (правило М. М. Андрияшева).

**Выбор магистрали сети и ее расчет.** В качестве магистрали намечается линия трубопровода, начинающаяся от водонапорной башни и заканчивающаяся в одной из конечных точек тупиковой сети, наиболее нагруженная расходами, самая длинная, характеризуемая максимальными пьезометрическими напорами, благодаря чему от магистральной сети можно подать расход в любую конечную точку ответвления с необходимым свободным напором.

При неизвестной высоте водонапорной башни расчет магистрали производится по таблицам предельных расходов следующим образом.

1. По расчетным расходам из таблиц предельных расходов (табл. 13.2) выбирают диаметры трубопроводов для каждого участка магистрали.

2. Для принятых диаметров и соответствующих расчетных расходов вычисляются средние скорости  $v$  и гидравлические уклоны  $I$ . Затем для каждого участка магистрали находят общие потери напора

$$h_w = 1,05 I l. \quad (13.18)$$

3. Пьезометрический напор или отметку пьезометрической линии в любом сечении трубопровода определяют как отметку пьезометрической линии в конце магистрали  $\nabla_k = (z + h_{св})_k$  плюс потери напора на всех участках от конца трубопровода до рассматриваемого сечения.

4. Высоту водонапорной башни определяют по следующей формуле

$$H_б = (h_{св} + z)_k + \sum_k^6 h_w - z_б, \quad (13.19)$$

где  $z_б$  — геодезическая отметка поверхности земли на предполагаемом месте установки башни;  $z_k$  — геодезическая отметка поверхности в конечном пункте магистрали.

В схемах с пневматическими установками высоте башни ( $H_б$ ) будет соответствовать пьезометрическая высота минимального давления ( $p_{мин}$ ) сжатого воздуха в закрытом баке. Если высота водонапорной башни задана, то расчет магистрали сети производится как сложного ответвления. Все вычисления удобнее всего свести в табл. 13.3.

**Расчет сложных ответвлений.** Ответвления — это трубопроводы, отходящие от магистрали. При гидравлическом расчете их делят на простые и сложные. Простые ответвления состоят из одного, а сложные — из двух и более участков трубопровода. Линию сложного ответвления выбирают исходя из тех же условий, что и магистраль. Расчет сложных ответвлений, равно как и расчет магистрали при заданной высоте водонапорной башни, производится по так называемому среднему гидравлическому уклону в следующем порядке.

1. После установления расчетных расходов и выбора линии

Таблица 13.3. Расчет магистрали

Номера участков $i$	$Q_p, л/с$	$d, мм$	$v, м/с$	$I$	$l, м$	$h_w$ по (13.18), м	Отметка пьезометрической линии в конце участка $\nabla_i = (z + h)_i$
Б-1	318	500	1,62	0,00686	1100	7,93	69,68
1-2	258	450	1,62	0,00789	1500	12,4	57,23
2-3	135	350	1,38	0,00950	700	6,98	50,3
3-5	62	250	1,23	0,00972	1500	15,3	35,0

сложного ответвления определяют допустимые потери напора  $h_w^{\text{доп}}$  и средний гидравлический уклон  $I_{\text{ср}}$ :

$$h_w^{\text{доп}} = (h+z)_{\text{н}} - (h+z)_{\text{к}}, \quad (13.20)$$

$$I_{\text{ср}} = 0,95 h_w^{\text{доп}} / \sum_{\text{к}}^{\text{н}} l, \quad (13.21)$$

где  $(h+z)_{\text{н}}$  и  $(h+z)_{\text{к}}$  — пьезометрические напоры в начале и в конце сложного ответвления;  $\sum_{\text{к}}^{\text{н}} l$  — сумма длин всех участков сложного ответвления.

2. По таблицам Ф. А. Шевелева для гидравлического расчета стальных, чугунных, асбестоцементных и пластмассовых водонапорных труб согласно расчетным данным на каждом участке находят гидравлические уклоны — ближайšie бóльшие ( $I^* > I_{\text{ср}}$ ) и меньšie ( $I^{**} < I_{\text{ср}}$ ) среднего значения уклона и соответствующие им диаметры  $d^*$  и  $d^{**}$  ( $d^* < d^{**}$ ). Затем по формуле (13.18) вычисляют соответствующие им значения  $h_w$ . Все вычисления сводят в табл. 13.4.

3. Рассматривают различные комбинации найденных сортаментных диаметров. Например, 1-й вариант:

$d_1^*, d_2^{**}, d_3^*, d_4^{**}$  и т. д.; 2-й вариант:  $d_1^*, d_2^*, d_3^{**}, d_4^*$  и т. д.

Если число отдельных участков магистрали равно  $n$ , то число возможных комбинаций (вариантов) будет  $2^n$ . Из этого числа технически возможных вариантов нужно отобрать только те комбинации диаметров, для которых выполняется основное условие:

$$\sum_{\text{к}}^{\text{н}} h_w \leq h_w^{\text{доп}}, \quad (13.22)$$

где  $\sum_{\text{к}}^{\text{н}} h_w$  — сумма потерь напора для всех участков магистрали.

4. По экономическим соображениям из отобранных вариантов останавливаются на том, для которого вес трубопровода, а следовательно, и стоимость оказываются минимальными. Предпочтение следует отдать варианту, при котором средние скорости по длине трубопровода более равномерны.

**Расчет простых ответвлений.** При расчете простых ответвлений сначала вычисляют по (13.20) допустимые потери напора  $h_w^{\text{доп}}$ , а затем по (13.18) — требуемый гидравлический уклон  $I_{\text{тр}}$ . По таб-

Таблица 13.4. Расчет сложного ответвления

Номера участков	$l, \text{ м}$	$Q_{\text{р}}, \text{ л/с}$	$I_{\text{ср}}$	$I^{**} < I_{\text{ср}}$			$I^* > I_{\text{ср}}$		
				$I^{**}$	$d^{**}, \text{ мм}$	$h_w^{**}, \text{ м}$	$I^*$	$d^*, \text{ мм}$	$h_w^*, \text{ м}$
2—6	180	87	,0107	0,00720	300	13,6	0,0191	250	36,0
6—8	80	35	,0107	0,00102	200	8,7	0,0454	150	38,1

лицам Ф. А. Шевелева при расчетном расходе в данном ответвлении определяют ближайший меньший к  $I_{тр}$  уклон и соответствующий ему расчетный диаметр. Фактический свободный напор в конце ответвления не должен быть меньше заданного.

**Пример 1.** Для сети, представленной на рис. 13.4, примем следующие исходные данные. Геометрические отметки  $z$ , расходы  $Q$  и свободные напоры  $h_{св}$  в узлах:

Номера узлов . . . . .	Б	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$z_i$ , м . . . . .	30	23	21	20	17	19	19	18	18	22
$Q_i$ , л/с . . . . .	—	—	10	45	40	32	—	16	35	60
$h_{свi}$ , м . . . . .	—	—	6	16	10	16	—	16	10	12

Длины  $l$  и расчетные расходы  $Q_p$  для участков сети между узлами

Номера участков . . . . .	Б-1	1-2	2-3	3-4	3-5	2-6	6-7	6-8	1-9
$l_i$ , км . . . . .	1,1	1,5	0,7	0,9	1,5	1,8	1,2	0,8	2,0
$Q_p$ , л/с . . . . .	318	258	135	40	62	87	16	35	60

На участках 2-6 и 3-5 удельный расход составляет  $q=0,04$  л/с на 1 м.

Требуется рассчитать указанную сеть.

1. За магистраль принимаем линию Б-1-2-3-5. По рис. 13.2 при  $\varepsilon=0,75$  находим диаметры трубопроводов на всех участках магистрали. Все вычисления сводим в табл. 13.3.

2. Высота водонапорной башни (или минимальное давление сжатого воздуха в пневмоустановке)

$$H_6 = 77,61 - 30 = 47,61 \text{ м.}$$

3. За сложное ответвление примем линию 2-6-8. По формулам (13.20) и (13.21) вычисляем:

$$h_w^{\text{доп}} = 57,28 - (18 + 10) = 29,28 \text{ м,}$$

$$I_{ср} = 0,95 \cdot 29,28 / (1800 + 800) = 0,0107.$$

Найденные по таблицам Ф. А. Шевелева значения  $I^*$ ,  $d^*$  и  $I^{**}$ ,  $d^{**}$  сведем в табл. 13.4.

Из возможных вариантов: а)  $d_{2-6} = 300$  мм,  $d_{6-8} = 200$  мм; б)  $d_{2-6} = 300$  мм,  $d_{6-8} = 150$  мм; в)  $d_{2-6} = 250$  мм,  $d_{6-8} = 200$  мм; г)  $d_{2-6} = 250$  мм,  $d_{6-8} = 150$  мм условию (13.22) удовлетворяет только первая комбинация диаметров; их мы и принимаем за расчетные. При этом заметим, что они оказались в области экономически выгодных диаметров.

4. Участки 6-7, 1-9 и 3-4 рассчитываем как простые ответвления: на участке 6-7

$$h_w^{\text{доп}} = (57,28 + 13,6) - (18 + 16) = 36,88 \text{ м;}$$

$I_{\text{доп}} = 36,88 \cdot 0,95 / 1200 = 0,0291$ ;  $a = 152$  мм;  $I = 0,0248$ ;  
 $h_w = 31,3$  м;  $h_{\text{св}}^{\text{факт}} = 70,88 - (18 + 31,3) = 21,58$  м  $> 16$  м;  
 На участке 1—9

$$h_w^{\text{доп}} = 69,68 - (22 + 12) = 35,68 \text{ м};$$

$I_{\text{доп}} = 0,95 \cdot 35,68 / 2000 = 0,017$ ;  $d = 250$  мм;  $I = 0,00913$   
 $h_w = 19,2$  м;  $h_{\text{св}}^{\text{факт}} = 69,68 - (22 + 19,2) = 28,48$  м  $> 12$   
 На участке 3—4

$$h_w^{\text{доп}} = 50,3 - (17 + 10) = 23,3 \text{ м};$$

$I_{\text{доп}} = 0,95 \cdot 23,3 / 900 = 0,0246$ ;  $d = 200$  мм;  $I = 0,0131$ ;

$h_w = 12,4$  м;  $h_{\text{св}}^{\text{факт}} = 50,3 - (17 + 12,4) = 20,9$  м  $> 10$  м.

Выбор диаметров труб по экономическому фактору обладает тем недостатком, что не учитывает взаимного влияния участков. Более совершенными способами технико-экономического расчета разветвленных сетей являются методы Л. Ф. Мошнина и Б. Л. Шифрина.

### 13.3. Гидравлический расчет кольцевых сетей

Гидравлический расчет кольцевой сети (рис. 13.5) обычно производят в следующем порядке.

1. Определяют путевые расходы на всех участках сети и приводят их к узловым расходам.

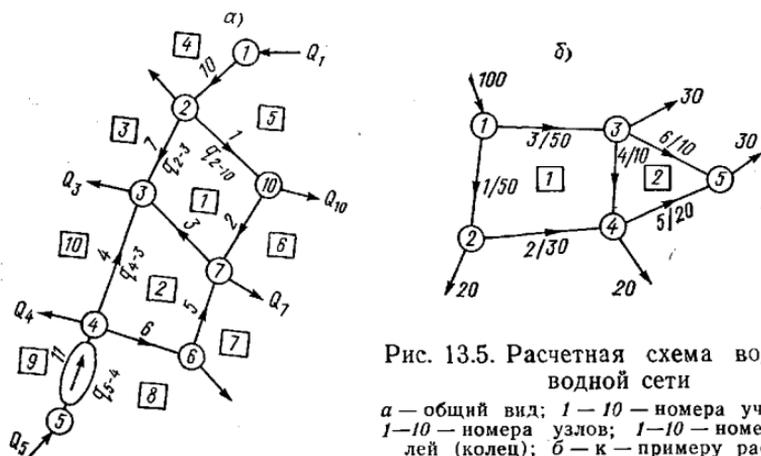


Рис. 13.5. Расчетная схема водопроводной сети

*a* — общий вид; 1—10 — номера участков;  
 1—10 — номера узлов; 1—10 — номера полей (колец); *b* — к — примеру расчета

2. При заданных диаметрах труб предварительно намечают желательное направление потоков воды по отдельным линиям сети, соответствующее принципу подачи по кратчайшему пути транзитных расходов для питания удаленных районов, а также взаимозаменя-

емость отдельных участков при аварии. По принятым расходам линий назначают диаметры труб исходя из технико-экономических соображений.

3. При заданных диаметрах труб задаются предварительным распределением узловых расходов между участками.

В обоих случаях в конечном итоге расходы на участках в первом приближении оказываются известными.

При любом принятом распределении потоков воды по сети количество воды, притекающей к какому-либо узлу сети, должно быть равно количеству воды, отходящей от этого узла (включая и отбор воды в узле), т. е. для каждого узла должно быть соблюдено условие баланса расходов:

$$\sum_{r \in k_j} q_{rj} - Q_j = 0, \quad (13.23)$$

где  $j$  — рассматриваемый узел;  $Q_j$  — расход из узла;  $q_{rj}$  — расходы воды по примыкающим к узлу  $j$  участкам;  $r$  — узел, имеющий общий с узлом  $j$  участок;  $k_j$  — множество узлов, имеющих общий с узлом  $j$  участок.

В уравнении (13.23) следует иметь в виду, что

$$q_{rj} = -q_{jr}. \quad (13.24)$$

Например, для узла 3 сети, показанной на рис. 13.5, б, уравнение (13.23) имеет вид (здесь  $j=3$ ;  $r=1$ ; 4 и 5);

$$q_{13} - q_{34} - q_{35} - Q_3 = 0$$

или

$$q_{13} + q_{43} + q_{53} - Q_3 = 0.$$

В (13.23) число неизвестных расходов на участках равно числу участков  $t$ , а число таких уравнений равно числу узлов  $n$  без одного. Недостающие  $t-n+1$  уравнений ( $m=t-n+1$  — число колец) имеют вид:

$$\sum_{rb \in E_k} h_{rb} = \sum (\text{sign } q_{rb}) s_{rb} q_{rb}^2 = 0, \quad (13.25)$$

где  $E_k$  — множество участков  $rb$ , образующих  $k$ -е кольцо;  $\text{sign } q_{rb}$  — (+1) или (−1) в зависимости от того, совпадает направление расхода  $q_{rb}$  с направлением обхода кольца или нет;  $s_{rb}$  — сопротивление участка, явное произведение модуля удельного сопротивления на длину участка.

Уравнения (13.25) представляют собой равенства нулю алгебраических сумм потерь напора по кольцам сети.

4. Так как первоначально принятые значения участковых расходов, вообще говоря, не удовлетворяют условию (13.25), то эти расходы должны быть исправлены. Расходы по участкам корректируют с помощью «увязочных» расходов:

$$\Delta q_k = -\Delta h_k \left/ \left( 2 \sum_{rb \in E_k} s_{rb} |q_{rb}| \right) \right., \quad (13.26)$$

где  $\Delta h_k$  — левая часть уравнения (13.25).

Новые значения расходов на участках получаются равными:

$$q_{rb}^{(i+1)} = q_{rb}^{(i)} + \Delta q_k - \Delta q_j, \quad (13.27)$$

где  $\Delta q_k$  и  $\Delta q_j$  — увязочные расходы смежных колец, границей между которыми является участок  $rb$ ; знак  $q_{rb}$  назначается при обходе  $k$ -го кольца.

Полученные расходы приходится уточнять неоднократно, пока невязки  $\Delta h_k$  не окажутся малыми по модулю. Расчеты удобно свести в таблицу.

**Пример 2.** Требуется произвести гидравлический расчет кольцевой сети, показанной на рис. 13, 5, б.

Предварительные значения расходов на участках, представленных в знаменателях дробей, написанных против участков. Трубы чугунные.

В табл. 13.5 переписывают номера участков по принадлежности их к кольцам (графы 1 и 2), диаметры и соответствующие удельные сопротивления (графы 3—5), а затем подсчитывают сопротивления участков  $s=Al$  (графы 6). Эта часть таблицы сохраняется неизменной до конца вычислений. В графу 7 переписывают предварительные значения участковых расходов, по которым заполняются графы 8 и 9; в последней потери подсчитываются по формуле

$$h_{rb} = (\text{sign } q_{rb}) s_{rb} q_{rb}^2. \quad (13.28)$$

Для каждого кольца суммируют данные графы 8 и 9; сумма чисел последней дает невязку по кольцу  $\Delta h$ . При малых по модулю невязках расчет можно закончить. В противном случае следует подсчитать по формуле (13.26) увязочные расходы и записать их в графы 10 и 11. Для рассматриваемого примера

$$\Delta q_1 = -3,25 / (2 \cdot 0,4608) \approx 3,5 \text{ л/с};$$

$$\Delta q_2 = -1,71 / (2 \cdot 0,5565) \approx 1,5 \text{ л/с}.$$

Для участков, являющихся границами между кольцами, выписывают по два увязочных расхода; в примере такой участок имеет номер 4.

После подсчета по (13.27) новых значений участковых расходов весь процесс повторяется. Заметим, что сопротивления участков при расчете остаются неизменными. Строго говоря, их надо было бы изменять, так как они зависят от скорости. Однако соответствующие поправки к сопротивлениям можно внести в конце вычислений. Впрочем, при удельных сопротивлениях, принятых для скоростей порядка 1—1,2 м/с, уточняющий расчет практически не нужен.

Формулу для поправочного расхода одним из первых предложил В. Г. Лобачев, поэтому описанный метод гидравлического расчета кольцевых сетей принято называть методом Лобачева. Этот метод обычно дает хорошую сходимость, хотя иногда у многокольцевых сетей наблюдаются повышенные значения невязок по большим объемлющим контурам.

Таблица 13.5. Результаты расчета

Номера ко- лец	Номера учас- тков	Длина $l$ , м	Диаметры $d$ , мм	Удельные сопротивле- ния $\lambda$ , $\text{с}^2/\text{л}^2$	Сопротивле- ния $s$ , $\text{м}\cdot\text{с}^2/\text{л}^2$	Первое приближение				
						$q$ (1), л/с	$s q $ , $\text{м}\times$ $\times\text{с}/\text{л}$	$h$ , м	$\Delta q_k$ , л/с	$\Delta q_j$ , л/с
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	1	500	250	$2,75 \times 10^{-6}$	$1375 \cdot 10^{-6}$	-50	0,0688	-3,44	3,5	-1,5
	3	400	250	$2,75 \times 10^{-6}$	$1100 \cdot 10^{-6}$	50	0,0550	2,75	3,5	
	4	450	150	$41,9 \times 10^{-6}$	$1890 \cdot 10^{-5}$	10	0,1885	1,89	3,5	
	2	550	200	$9,0 \times 10^{-6}$	$4950 \cdot 10^{-6}$	-30	0,1485	-4,45	3,5	
$\Sigma s  q $ , $\Sigma h$ и $\Delta q$							0,4608	-3,25	3,5	-
2	6	600	150	$41,9 \times 10^{-6}$	$2520 \cdot 10^{-5}$	10	0,2510	2,51	1,5	-3,5
	5	650	200	$9,0 \times 10^{-6}$	$5850 \cdot 10^{-6}$	-20	0,1170	-2,34	1,5	
	4	450	150	$41,9 \times 10^{-6}$	$1890 \cdot 10^{-5}$	-10	0,1885	-1,89	1,5	
$\Sigma s  q $ , $\Sigma h$ и $\Delta q$							0,5565	-1,71	1,5	-

М. М. Андрияшев предложил производить увязку расходов не по отдельным кольцам, а по контурам, охватывающим целые группы колец. Определив при пробной увязке величины  $\Delta h^{(1)}$  и  $\Delta q^{(1)}$ , величины поправочных расходов при последовательно проводимых увязках находят из соотношения

$$\Delta q^{(1)}/\Delta h^{(1)} = \Delta q^{(2)}/\Delta h^{(2)} \text{ и т. д.} \quad (13.29)$$

Для определения увязочных расходов контуров, имеющих малоразняющиеся величины длины и диаметров отдельных участков, предлагается простая формула:

$$\Delta q = q_{\text{ср}} \Delta h / (2 \Sigma |h_i|), \quad (13.30)$$

где  $q_{\text{ср}}$  — средняя величина расхода для всех входящих в контур участков;  $\Delta h$  — невязка в контуре.

5. Перед выбором диаметров предварительно распределенные

кольцевой сети (рис. 13,5,б)

Второе приближение					Третье приближение					Четвертое приближение
$q^{(2)}$ , л/с	$\frac{s q }{\chi c/l}$ , мх	$h$ , м	$\Delta q_k$ , л/с	$\Delta q_j$ , л/с	$q^{(3)}$ , л/с	$\frac{s q }{\chi c/l}$ , мх	$h$ , м	$\Delta q_k$ , л/с	$\Delta q_j$ , л/с	
13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
-46,5	0,0638	-2,96	0,6		-45,9	0,0631	-2,90	0,5		-45,4
53,5	0,0589	3,15	0,6	-1,1	54,1	0,0596	3,22	0,5	-0,2	54,6
12,0	0,2260	2,71	0,6		11,5	0,2170	2,50	0,5		11,8
-26,5	0,1310	-3,47	0,6		-25,9	0,1280	-3,31	0,5		-25,4
-	0,4797	-0,57	0,6	-	-	0,4677	-0,49	0,5	-	-
11,5	0,2890	3,32	1,1		12,6	0,3160	3,98	0,2		12,8
-18,5	0,1080	-2,00	1,1	-0,6	17,4	0,1020	-1,77	0,2	-0,5	-17,2
-12,0	0,2260	-2,71	1,1		-11,5	0,2170	-2,50	0,2		-11,8
-	0,6230	-1,39	1,1	-	-	0,6350	-0,29	0,2	-	-

расходы желательно увязать так, чтобы сумма потерь напора, выраженных формулой

$$h_i = k l \vartheta^{-m/(a+m)} q_i^{(an-m)/(a+m)} = B l_i q_i^{(an-m)/(a+m)}, \quad (13.31)$$

по кольцу была бы равна нулю или меньше наперед заданной величины  $\Delta h_{\text{зад}}$ , т. е. сумма потерь напора на участках, где движение воды совершается по часовой стрелке (по отношению к данному контуру), примерно равна сумме потерь напора на участках, на которых вода движется против часовой стрелки:

$$\Delta h = \sum h_i \leq (\Delta h)_{\text{зад}} \approx 0; \quad (13.32)$$

при этом должно быть выдержано условие (13.23)

Согласно данным табл. 13.6, для металлических труб  $(an-m)/(a+m) = -0,375$ , а для асбестоцементных и пластмассовых

$-0,19$ . Для определения величины  $q \frac{an-m}{a+m}$  служит график, приведенный на рис. 13.6.

Таблица 13.6. Значения параметров, входящих в (13.31)

Материал труб	$m/(a+m)$	$(an-m)/(a+m)$	$B = k\varepsilon^{-m/a+m}$		
			$\varepsilon=0,5$	$\varepsilon=0,75$	$\varepsilon=1,0$
Стальные	0,785	-0,375	0,00378	0,00224	0,00179
Чугунные	0,76	-0,308	0,00303	0,00223	0,00179
Асбестоцементные	0,715	-0,187	0,00194	0,00145	0,00118
Полиэтиленовые	0,71	-0,195	0,00172	0,00129	0,001052

Суммировать удобнее не потери, а величины  $h_i/B$ , и тогда (13.32) примет вид:

$$\sum l_i q_i^{(an-m)/a+m} \leq (\Delta h/B)_{\text{зад}}. \quad (13.33)$$

Поправочные расходы при такой увязке можно определять по формуле

$$\Delta q_i = \left[ \frac{(a+m)/(an-m)}{\sum l_i q_i^{(an-m)/(a+m)}} \right] \sum \frac{l_i q_i^{(an-m)/(a+m)}}{q_i}. \quad (13.34)$$

6. По линейным расходам, после их предварительной увязки, из таблиц предельных расходов (см. табл. 13.2) выбирают диаметры всех участков рассчитываемой сети.

7. Производят собственно гидравлический расчет (увязку) сети, т. е. определяют при назначенных диаметрах величины действитель-

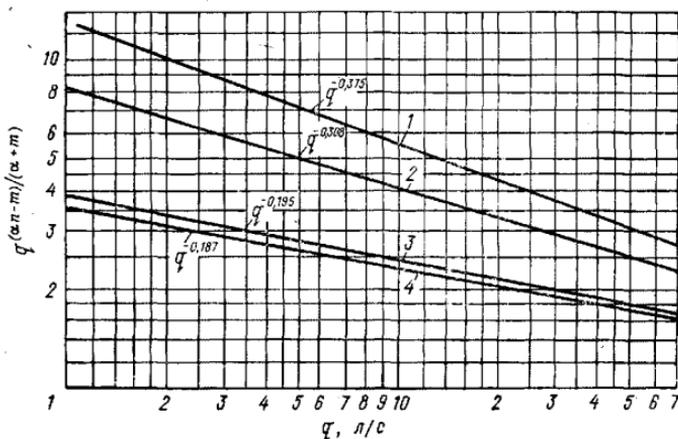


Рис. 13.6. График для определения величины  $q^{(an-m)/(a+m)}$ , входящей в формулы (13.31) и (13.34)

1 — трубы стальные; 2 — то же, чугунные; 3 — то же, полиэтиленовые; 4 — то же, асбестоцементные

Рис. 13.7. Схема увязки четырехкольцевой сети поселка

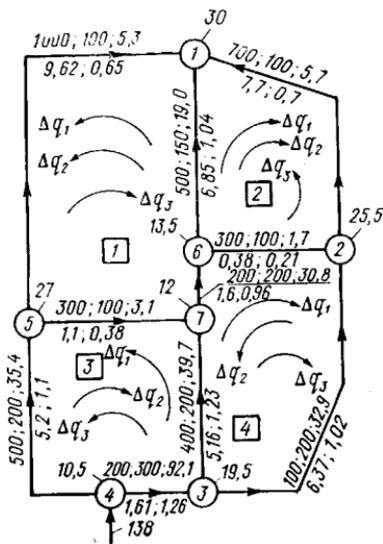
ных расходов и потери напоров по линиям сети. При этом потери напора по линиям лучше всего выражать через гидравлический уклон

$$h_i = I_i l_i, \quad (13.35)$$

а поправочный расход — по формуле

$$\Delta q = (\Delta h/n) / \sum |I_i l_i / q_i|, \quad (13.36)$$

где  $n$  — показатель степени в выражении (3.6);  $\Delta h$  — невязка, т. е. алгебраическая сумма потерь напора в любом кольце сети.



Поправочному расходу для определения его направления придается знак, обратный знаку  $\Delta h$ . Величина невязки по отдельным кольцам принимается не более 0,5 м, а по объемлющему контуру сети — не более 1—1,5 м. Полученные из расчета величины потерь напора используются для определения высоты водонапорной башни или напора насоса.

Многими авторами (Л. Ф. Мошниним, М. П. Васильченко, В. П. Сироткиным, В. М. Митяшиным и др.) предложены иные методы расчета и увязки кольцевых сетей. Из них наиболее точным является метод Л. Ф. Мошнина, расчет по которому целесообразно производить с помощью ЭВМ.

**Пример 3.** Требуется произвести расчет водопроводной сети из чугунных труб для поселка (рис. 13.7), застроенного зданиями высотой в три этажа и выше. Вода поступает в сеть в точке 4.

Расчетный расход 138 л/с и магистральная сеть длиной 4800 м распределены по участкам так:

Номера участков . . . . .	1—2	2—3	3—4	4—5	5—1	1—6	6—7	7—3	5—7	6—2
Длина, м . . . . .	700	700	200	500	1000	500	200	400	300	300
Расход $q_{уд}$ $l$ , л/с . . . . .	19,5	21,78	6	15,3	28,08	12,78	4,5	10,5	10,8	9

Таблица 13.7. Расчет четырехкольцевой водопроводной

Кольцо	Участок	l, м	d, мм	Предварительное распределение расходов			$l_g$	Первый цикл увязки		
				b, л/с	$\frac{(Ln-m)}{(L+m)}$	$\frac{(Ln-m)}{(Ln+m)}$		q, л/с	1000 i	iL, м
1	5-1	1000	100	7,5	4,4	+4430	586	5,2	9,29	+9,29
	1-6	500	150	15,0	3,6	-1800	120	18,0	12,4	-6,2
	6-7	200	200	16,5	3,5	-700	42,5	31,2	8,24	-1,62
	5-7	300	100	9,0	4,2	-1260	140	0,6	0,3	-0,1
				$\Delta q_1 = -2,3$ л/с		$\Sigma = +640$	888	$\Delta q_2 = -0,3$		$\Sigma = +1,34$
2	1-6	500	150	15,0	3,6	+1800	120	18	12,4	-6,2
	6-2	300	100	12,0	3,8	+1140	95	0,3	0,0	0,0
	1-2	700	100	7,5	4,4	-3030	410	6,8	15,2	-10,6
				$\Delta q_1 = +0,7$ л/с		$\Sigma = -140$	625	$\Delta q_2 = +1,2$		$\Sigma = -4,4$
3	4-5	400	200	43,5	2,6	+1300	30	32,8	9,03	+0,52
	5-7	300	100	9,0	4,2	+1260	140	0,6	0,3	-0,1
	3-7	400	200	19,5	3,3	-1320	68	42,6	14,9	-5,96
	4-3	200	300	84,0	2,2	-440	5	94,0	8,5	-1,7
				$\Delta q_1 = -10,7$ л/с		$\Sigma = +800$	243	$\Delta q_2 = +4,1$		$\Sigma = -3,14$
4	3-7	400	200	19,5	3,2	+1320	68	42,6	14,9	+5,95
	7-6	200	200	16,5	3,5	+700	42	31,2	8,24	+1,65
	6-2	300	100	12,0	3,8	-1140	95	0,3	0,0	0,0
	2-3	700	200	45,0	2,6	-1820	40	32,6	8,9	-6,25
				$\Delta q_1 = +12,4$ л/с		$\Sigma = -940$	245	$\Delta q_2 = -1,9$		$\Sigma = +1,39$

Узловые расходы равны:

Узел . . . . .	1	2	3	4	5	6	7
Расход, л/с	30	25,5	19,5	10,5	27	13,5	12

Намечаем предварительное распределение расчетных расходов так, как показано в табл. 13.7. Прежде чем назначать диаметры труб, производим предварительный расчет невязки.

Невязки первого предварительного цикла оказались больше заданных:  $(\Delta h/B)_{\text{зад}} = 224$ , т. е. условие (13.33) не выполняется. По (13.34) находим поправочные расходы  $\Delta q_1$ , и по исправленным расходам выбираем диаметры труб. Как правило, для выбора диаметров достаточно одного-двух циклов предварительных увязок. Назначенные после предварительной увязки расходы диаметры труб отличаются от диаметров труб, принимаемых по предварительным распределенным расходам.

После выбора диаметров труб производим увязку сети двумя циклами с использованием (13.35) и (13.36) при  $n=1,9$  (табл. 13.7). На рис. 13.7 записаны окончательно полученные расчетные парамет-

$l \ l \ l \ q$	Второй цикл увязки			$l \ l \ l \ q$	Третий цикл увязки			
	$q, \text{ л/с}$	$1000 \ l$	$l \ l, \text{ м}$		$q \ \text{л/с}$	$1000 \ l$	$l \ l, \text{ м}$	$v \ \text{м/с}$
1,78 0,34 0,05 0,1	4,9 19,5 29,6 5,0	8,34 14,4 7,44 8,65	+8,34 -7,2 -1,49 -2,6	1,70 0,37 0,05 0,52	5,3 19,0 30,8 3,1	+9,67 13,7 8,05 3,65	+9,62 -6,85 -1,6 -1,1	0,65 2,04 0,96 0,38
2,27	$\Delta q_s = 0,4$		$\Sigma = -2,95$	2,64			$\Sigma =$	
0,34 0,0 1,56	19,5 3,4 5,6	14,4 4,3 10,6	+7,2 +1,29 -7,42	0,37 0,38 1,33	19,0 1,7 5,7	13,7 1,26 11,0	+6,85 +0,38 -7,7	1,04 0,21 0,70
1,9 0,14 0,1 0,14 0,02	$\Delta q_s = -0,1$	11,3 8,65 11,0 7,77	+5,65 +2,6 -4,4 -1,55	0,15 0,52 0,12 0,02	35,4 3,1 39,7 92,1	10,4 3,65 12,9 8,04	-0,47 +5,2 +1,1 -5,16 -1,61	1,10 0,38 1,23 1,26
0,40 0,14 0,05 0,0 0,19	$\Delta q_s = -1,5$	11,0 7,44 4,3 9,94	+4,4 +1,49 -1,29 -6,95	0,12 0,05 0,38 0,20	39,7 30,8 1,7 32,9	12,9 8,05 1,26 9,1	-0,47 +5,16 +1,6 0,38 -6,37	1,23 0,96 0,21 1,02
0,38	$\Delta q_s = +1,6$		$\Sigma = -2,35$	0,75			$\Sigma =$	
							+0,01	

ры: в числителе — длина  $l$  в м, диаметр  $d$  в мм и расчетный расход  $q$  в л/с; в знаменателе — потеря напора на участке  $h$  в м и скорость  $v$  в м/с.

### 13.4. Средства вычислительной техники, используемые при расчетах сетей

Поскольку сети содержат большое число элементов (колец, узлов и участков), расчет водопроводной сети сводится к решению многомерной нелинейной задачи, поэтому его следует механизировать.

Стоимость водопроводной сети составляет более половины всей стоимости объекта водоснабжения, вследствие чего качеству расчетов следует уделять много внимания исходя из соображений экономии.

Все средства вычислительной техники, которые используются в настоящее время для расчета водопроводных сетей можно разделить на три большие группы: электронные вычислительные машины (ЭВМ); аналоговые вычислительные машины (АВМ) и аналого-цифровые вычислительные машины. Последние, несмотря на свои несомненные достоинства, пока практически не применяются.

При использовании ЭВМ для расчета инженерных объектов не рационально ориентироваться на переложение на язык ЭВМ применявшихся на протяжении многих лет способов ручного счета. ЭВМ обладают большими вычислительными возможностями, которые должны быть использованы для получения экономического эффекта. Простой подсчет показывает, что замена ручного труда таким же расчетом на ЭВМ из-за большой стоимости машинного времени дает весьма небольшую экономию. Применение более совершенной методики, которая может быть реализована лишь на ЭВМ и которая позволяет снизить благодаря более полному учету факторов стоимость сооружения, дает значительный эффект.

Например, при технико-экономическом расчете водопроводной сети небольшого города при использовании ЭВМ удастся понизить приведенные затраты, полученные при ручном счете, на несколько процентов, что дает десятки тысяч рублей экономии.

Со времени создания К. П. Вишневым первой отечественной программы для гидравлической увязки водопроводных сетей разработано много методов их расчета с применением ЭВМ.

Задачи расчета водопроводных сетей можно разделить на две группы: технико-экономические и гидравлические. В технико-экономических задачах в отличие от гидравлических фигурируют денежные критерии — как в явном, так и в неявном виде. Более детальная классификация приведена на рис. 13.8. Под блоками схемы указаны программы, используемые для расчета.

Важнейшей технико-экономической задачей является определение диаметров труб водопроводной сети (как для новой сети, так и для реконструируемой). Эта задача может решаться по двум программам — TRULPI и SLORES.

В ряде населенных мест водопроводная сеть питается от нескольких точек, расположенных в различных частях сети. Затраты на подачу воды будут зависеть от того, как распределен общий потребляемый расход между этими точками питания. Соответствующая задача решается по ЭВМ-программе SETNAS в режиме диалогов машины и человека.

В сельской местности часто встречаются групповые водопроводы, снабжающие водой целый ряд усадеб. Рациональное начертание группового водопровода представляет собой важную технико-экономическую задачу, которая может быть решена по ЭВМ-программе NACWOD.

Начертание водопроводной сети со схемой отбора воды из нее — это расчетная модель, которая лишь приблизительно, схематично передает работу функции реального объекта. Начертание водопроводной сети представляет собой совокупность участков, соединенных между собой в узлах (см. пример сети на рис. 13.9). С математической точки зрения такой объект называется графом, но здесь

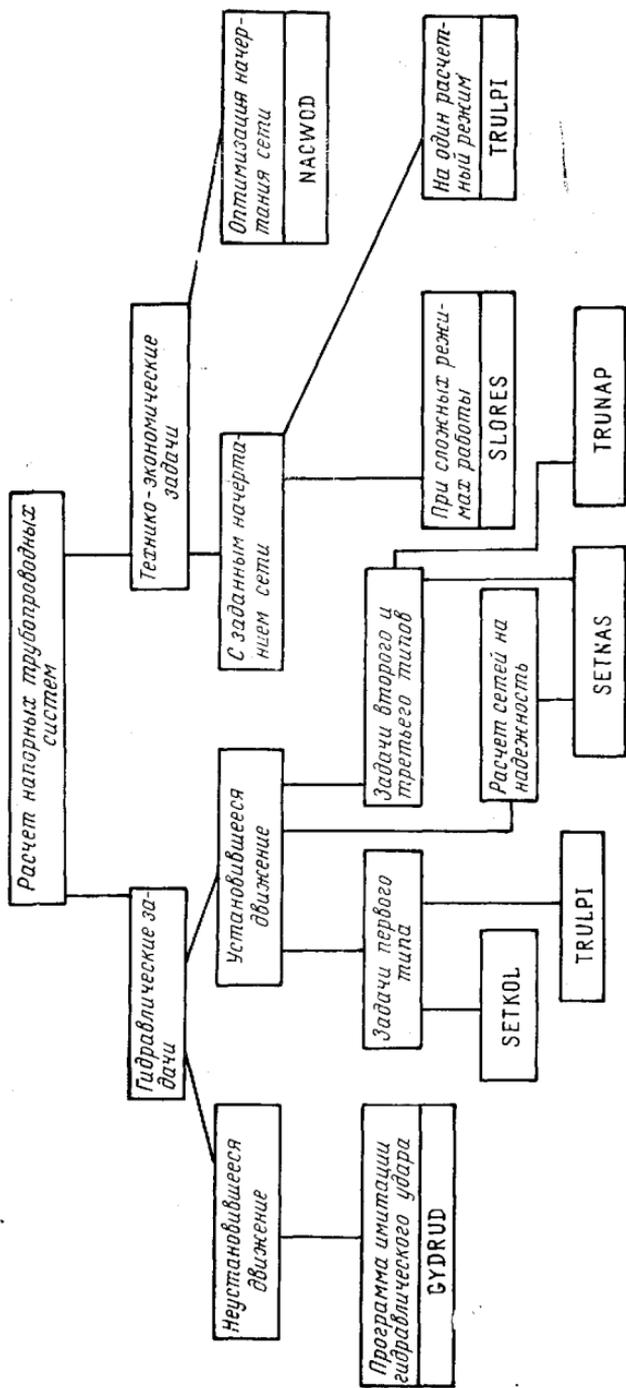


Рис. 13.8. Схема программ по расчету напорных трубопроводных систем

будем пользоваться эквивалентным термином «сеть». Сеть может иметь кольца и быть разветвленной, т. е. состоять только из тупиков; сеть может иметь и тупики, и кольца; такая сеть показана рис. 3.2, б.

У разветвленной сети число узлов  $n$  на единицу больше числа участков  $t$ . Для образования у такой сети одного кольца необходи-

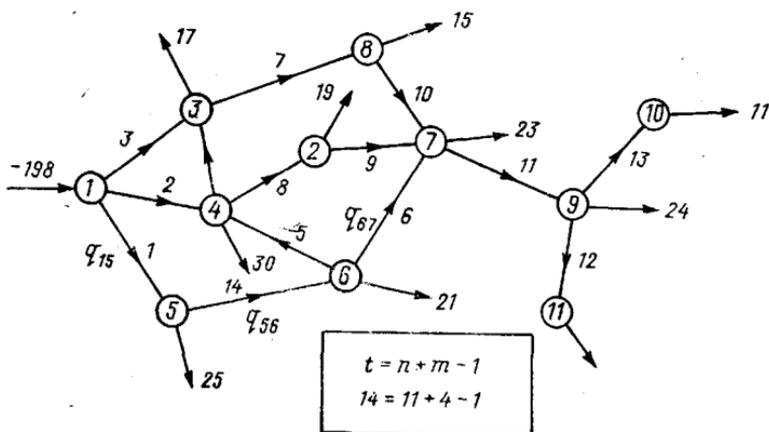


Рис. 13.9. Пример графа, отображающего водопроводную сеть

мо совместить два узла, т. е. потерять один узел. Это значит, что при образовании  $m$  колец теряется  $m$  узлов. По этой причине

$$t = n + m - 1. \quad (13.37)$$

У сети могут быть скрещивающиеся участки, т. е. участки, пересекающиеся на плоскости без образования узла. Такая сеть называется неплоской. Для неплоской сети уравнение (13.37) также справедливо, но понятие кольца в ней заменяется более общим понятием контура. Если сеть содержит насосные установки, то они рассматриваются как участки, которые называются особыми.

В сети могут быть узлы трех категорий. Если расход в узле  $Q$  зависит от напора, то он называется особым. Примером такого узла может служить фонтан.

Если напор в узле не зависит от расхода, то это узел с постоянным напором.

В большинстве узлов расход считается не зависящим от напора. Это означает, что каков бы ни был в узле напор, потребитель воды будет забирать ее в нужном для него количестве.

При кодировании сети для ввода в память ЭВМ узлы и участки нумеруются числами натурального ряда с учетом категорий участков и категорий узлов согласно инструкции к ЭВМ-программе. Числовая информация о начертании сети, вводимая в память ЭВМ, состоит из массивов сведений по участкам и из массивов сведений по

узлам. Массивы сведений по участкам содержат: массив номеров узлов в началах участков; массив номеров узлов на концах участков; массив длин; массив диаметров; массив расходов на участках и т. п.

Для рассмотренного примера (рис. 13.9) первые два массива имеют вид:

массив  $r$  — 1, 1, 1, 4, 6, 6, 3, 4, 2, 8, 7, 9, 9, 5;

массив  $b$  — 5, 4, 3, 3, 4, 7, 8, 2, 7, 7, 9, 11, 10, 6.

Наименование участка имеет вид  $r-b$ . Например, для участка 1 это  $1-5$ .

Массивы сведений по узлам состоят из: массива номеров узлов; массива напоров; массива расходов и т. п. Например, для рассматриваемого случая массив узловых расходов имеет вид: —198; 19; 17; 30; 25; 21; 23; 15; 24; 11; 13.

Такой способ кодирования начертания водопроводной сети не является единственно возможным.

Расчетное начертание сети далеко не всегда совпадает с истинным, так как ради упрощения обычно в расчет не вводятся второстепенные линии, а рассматриваются лишь магистрали. Совершенно обоснованно предполагается, что такое упрощение создает запас в отношении пропускной способности. При использовании ЭВМ представляется возможным рассчитать сеть более детально, с учетом многих из опускаемых при ручном счете участков, что позволит дать более экономичное решение.

Гидравлический расчет водопроводной сети или ее увязка — весьма часто встречающаяся задача как при проектировании новой сети, так и при проектировании реконструкции. В простейших случаях водопроводная сеть является плоской, не имеет насосов и у нее одна точка питания, или, если формулировать более строго, сеть не имеет особых участков и особых узлов, во всех узлах заданы расходы, а в одном узле, например в точке питания, задан напор. Это — гидравлическая задача первого типа и ее можно решать на ЭВМ по одной из программ — SETKOL и SETNAS.

Если сеть имеет более одного узла с заданными напорами, например два или три резервуара с фиксированными отметками уровня воды, то задача получается намного сложнее предыдущей и относится к задачам второго типа. Если же дополнительно в сети есть особые участки (например насосы) или особые узлы, то это задача третьего типа.

Задачи второго и третьего типа, по терминологии В. Г. Ильина, — это задачи о совместной работе насосов, сети и резервуаров. Все эти сложные задачи могут быть решены по ЭВМ-программам SETNAS или TRUNAP.

Согласно СНиП 2.04.02—84 водопроводные сети должны про-

веряться на надежность. Такая проверка, выполняемая по ЭВМ-программе SETNAS, сводится к гидравлическим расчетам сети при выключенных в ремонт участках. Для сетей из слабых (например, асбестоцементных) труб, в особенности для сетей орошения, весьма важной гидравлической задачей является проверка прочности труб на повышенные давления, возникающего при гидравлическом ударе. Такую проверку можно выполнить, если воспользоваться имитационной ЭВМ-программой GIDRUD, которая демонстрирует развитие неустановившихся процессов в трубопроводной сети, возникающих при закрытии задвижек, пуске или остановке насоса, разрыве труб и т. п.

Приведенная классификация задач не является полной. Более того, она охватывает лишь тот круг задач, которые решаются по стандартным ЭВМ-программам. Автором приведенных ЭВМ-программ является Н. У. Койда (ЛИИЖТ):

В связи с разработкой и внедрением новейшего раздела математики — математического программирования — классические методы технико-экономических расчетов, разработанные Л. Ф. Мошниним и другими учеными, в середине 1960-х годов начали вытесняться более простыми и более общими методами. Ниже приведены методы оптимизации по критерию приведенной стоимости на множестве узловых напоров.

При технико-экономических расчетах, предназначенных для определения диаметров труб, имеются предложения по оптимизации на множестве диаметров или на множестве сопротивлений участков, т. е. на величинах, относящихся не к узлам, а к участкам.

Задачу об определении диаметров труб Г. Е. Кикачейшвили [29] удалось свести к задаче линейного программирования (программа AWPIDK). В таком случае каждый участок представляется состоящим из участков трубопроводов различных диаметров и ставится задача найти такие длины этих участков, при которых приведенная стоимость имеет наименьшее значение.

Программа AWPIDK написана на языке Фортран-4 в ОС ЕС и используется в ГПИ Грузгипрокоммунстрой. Она позволяет рассчитывать системы, содержащие до 150 участков и до семи источников питания.

Разработка методов оптимизации трубопроводных сетей имеет место и в теплоснабжении, и в газоснабжении, причем первый отечественный технико-экономический расчет на ЭВМ был выполнен для тепловой разветвленной сети. Задача об оптимизации начертания разветвленной сети [40] решалась также Г. Х. Азизовым, но с применением линейного математического программирования.

При проектировании и эксплуатации водопроводных сетей чаще всего применяются ЭВМ. Эти машины универсальны. На них могут быть решены любые задачи о водопроводных сетях.

Аналоговые вычислительные машины используются в настоящее время для расчета сетей значительно реже, чем ЭВМ. Между тем процесс подготовки задачи к решению на АВМ менее трудоемок, чем на ЭВМ, а скорость получения решения (быстродействие машины) несоизмеримо выше. Точность получаемых на АВМ решений, как правило, невысокая, но обычно она достаточна для большинства инженерных расчетов, поскольку соизмерима с точностью исходных данных. Аналоговые вычислительные машины, которые применяются при расчете водопроводных сетей, используются лишь для гидравлических расчетов, для решения задач первого и второго типов, хотя и имеются попытки моделирования насосных установок.

Все АВМ, применяемые при проектировании и эксплуатации водопроводных сетей, можно разделить на две группы: электронные АВМ общего назначения и аналоговые модели.

АВМ первой группы проводят математическое моделирование, расчлняя по операциям подлежащие решению уравнения, т. е. являются счетно-решающими устройствами. Они позволяют решать весьма широкий круг задач, так как содержат электронные блоки для суммирования, интегрирования, умножения, воспроизведения функций и т. п. Эти блоки можно компоновать для решения уравнений рассматриваемой задачи. Разработана методика составления необходимых для этих целей структурных схем. Примерами АВМ данного типа служат МН-7М, МН-10, МН-14, ЭМУ-10. АВМ общего назначения применяются для расчетов водопроводных сетей редко.

Аналоговые модели воспроизводят процессы по составным частям (в случае водопроводных сетей — по участкам), таким образом они являются устройствами, воспроизводящими решение задачи в физической постановке на основе использования аналогий. Различают гидравлические и электрические аналоговые модели.

В гидравлических моделях физическая природа модели и натур-ры одинаковы. Элементом-аналогом, который на гидравлической модели отвечает участку натурной водопроводной сети, является диафрагма или щель. Здесь имеет место математическое подобие зависимостей между потерями напора и расходом в натуре и на модели. Гидравлические аналоговые модели недороги, они универсальны, но громоздки и неудобны в работе, поэтому в настоящее время практически не применяются.

Электрические аналоговые модели основаны на аналогии уравнений, описывающих явления различной физической природы, происходящие на модели и на натурной водопроводной сети [40]. Электрические модели проще всего классифицировать по типу элемента аналога. Как известно, для участка водопроводной сети зависимость между напором и расходом имеет вид степенной функции. Назовем ее напорно-расходной характеристикой участка. Элементы электрической модели должны быть такими, чтобы соблюдалась

пропорциональность напорно-расходной характеристики участка водопроводной сети вольт-амперной характеристике участка электрической сети модели [40].

Если потери напора в натуре приняты пропорциональными падению напряжения, то моделирование называется прямым, если же потери напора пропорциональны силе тока, — то обратным. В настоящее время чаще всего применяется прямое электрическое моделирование. В противоположном случае моделирование очертания натурной водопроводной сети и модельной электрической оказываются различными, и это усложняет решение задач.

В качестве элементов прямого электрического моделирования чаще всего используются обычные лампы накаливания, имеющие вольт-амперную характеристику. Существует следующий ряд элементов с управляемой вольт-амперной характеристикой:

элементы в виде потенциометров или регулируемых резисторов; регулирование производится вручную, контроль регулировки осуществляется по вольт-амперной характеристике, нанесенной на экран электронно-лучевой трубки;

аналогичные элементы, управляемые автоматически с помощью специальных электромоторов;

кусочно-линейные аппроксиматоры, состоящие из диодов, потенциометров и автономных источников питания, которые вместо гладкой нелинейной зависимости дают кусочно-линейную ломаную, некоторым образом аппроксимирующую вольт-амперную характеристику.

Электрические аналоговые модели весьма перспективны, и им, по-видимому, пока уделяется мало внимания. При разработке соответствующей элементной базы эти модели смогут успешно конкурировать с ЭВМ.

### 13.5. Техничко-экономические расчеты водопроводных сетей на ЭВМ

Различают строительную  $K$  стоимость сооружения (установки или объекта) в руб. и годовые эксплуатационные расходы после ввода в его эксплуатацию  $\mathcal{E}$ , руб. Пусть имеется два технически равноценных варианта проекта сооружения: для первого варианта стоимость строительства  $K_1$  и эксплуатационные расходы  $\mathcal{E}_1$ , а для второго варианта соответственно  $K_2$  и  $\mathcal{E}_2$ .

В случае, когда  $K_1 > K_2$ , но  $\mathcal{E}_1 < \mathcal{E}_2$ , задача решается так: составляется выражение

$$t = (K_1 - K_2) / (\mathcal{E}_2 - \mathcal{E}_1), \quad (13.38)$$

которое представляет собой время, через которое превышение строительной стоимости первого варианта над строительной стоимостью

второго варианта  $K_1-K_2$  уравнивается ежегодной экономией на эксплуатационных расходах  $\mathcal{E}_2-\mathcal{E}_1$ . Если это время меньше некоторого времени  $T$ , указанного директивно, то принимается первый вариант проекта. Время  $T$  называется сроком окупаемости и ориентировочно равно 8 годам.

Процесс сравнения вариантов упрощается путем введения понятия приведенной стоимости

$$P = K + T \mathcal{E}. \quad (13.39)$$

Тогда из множества вариантов принимается тот, у которого приведенная стоимость наименьшая. Для сравнения берутся варианты технически равноценные и, кроме того, следует учитывать срок строительства сооружения (он должен быть весьма коротким).

При подсчете приведенных стоимостей незачем принимать во внимание те затраты, которые во всех вариантах одинаковы. Установлено, что приведенная стоимость сети в области минимума слабо зависит от диаметра. Изменение значения диаметра до очередного большего или меньшего его значения из таблицы сортамента труб обычно приводит к незначительному изменению приведенной стоимости.

Из формулы (13.14) следует, что экономически наивыгоднейший диаметр приблизительно пропорционален корню квадратному из величины расхода. Установлено также, что экономически наивыгоднейшему диаметру труб отвечает скорость, несколько превышающая величину 1 м/с, и уклоны от 0,014 до 0,012, причем для большего диаметра получается меньший уклон.

Обычно задачей технико-экономического расчета является нахождение такого решения, которому соответствует некоторая минимальная стоимость, например стоимость сооружения. Эта стоимость не может уменьшаться беспрдельно; она не может быть принята, например, равной нулю, ибо на конструктивные размеры сооружений налагаются определенные ограничения, чаще всего технические, они-то и ограничивают стоимость объекта.

Дадим математическую интерпретацию сказанному для случая, когда размеры и стоимость объекта определяются двумя аргументами:  $x$  и  $y$ . Линии равных значений стоимости  $F(x, y)$  изображены на рис. 13.10 (сплошные). Из рисунка видно, что при уменьшении  $y$  и небольшом увеличении  $x$  можно снизить стоимость со 100 до 50, перейдя из точки  $E$  в точку  $K$ . Вероятно, уменьшая далее  $y$  и несколько увеличивая  $x$ , можно получить еще меньшие значения стоимости. Однако на стоимость  $F(x, y)$  налагаются определенные ограничения. Примером ограничения может служить, например, зависимость между расходом  $x$  и напором  $y$  для трубопровода, которая может представить собой приближенно неравенство  $y \geq Kx^2$ .

Пунктирными линиями на рисунке показаны три ограничения

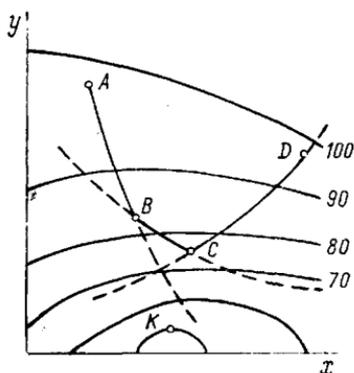


Рис. 13.10. К формулировке задачи математического программирования

вида  $y_i = f_i(x) \geq 0$  ( $i=1, 2, 3$ ) — линии  $AB$ ,  $BC$  и  $CD$ . Эти ограничения требуют, чтобы точка, отвечающая решению задачи, находилась выше заштрихованной области, т. е. выше линии  $ABCD$ . Из рисунка видно, что решением является  $(x_c, y_c)$ , так как в этой точке функция  $F(x, y)$  достигает минимального значения, допустимого ограничениями и равного 74.

Рассмотренная задача на языке математического программирования формулируется следующим образом: минимизировать функцию цели (стоимость)  $F(x, y)$  при ограничениях в виде неравенств:

$$\Phi_1(x, y) = f_1(x) - y_1 \leq 0;$$

$$\Phi_2(x, y) = f_2(x) - y_2 \leq 0;$$

$$\Phi_3(x, y) = f_3(x) - y_3 \leq 0.$$

На практике встречаются и такие технико-экономические задачи, в которых необходимо найти не минимальное, а максимальное значение функции цели при ряде ограничений.

Задача математического программирования может иметь функцию цели и ограничения линейные, это задача линейного математического программирования. Решение таких задач освоено хорошо. Иначе обстоит дело с задачами нелинейного математического программирования, весьма часто при их решении встречаются непреодолимые трудности. Пока на успешное решение нелинейной задачи математического программирования можно рассчитывать лишь в том случае, если функция цели и ограничения относятся к так называемым выпуклым функциям.

Понятие о выпуклой функции дает рис. 13.11, где график функции показан сплошной линией. Для выпуклой функции должно выполняться неравенство  $BC \leq AC$ .

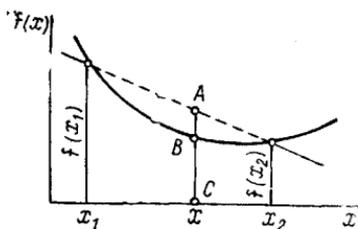


Рис. 13.11. Выпуклая функция

Пусть параметр  $\lambda$  изменяется в пределах  $0 \leq \lambda \leq 1$ . Примем  $x = \lambda x_1 + (1 - \lambda) x_2$ . Можно показать, что  $AC = \lambda f(x_1) + (1 - \lambda) f(x_2)$ . Таким образом, для выпуклой функции

$$f(x) = f[\lambda x_1 + (1 - \lambda) x_2] \leq \lambda f(x_1) + (1 - \lambda) f(x_2). \quad (13.40)$$

Иногда удобно пользоваться следующим свойством широкого класса выпуклых функций. Если второй дифференциал функции положительен

$$d^2 f(x_1, x_2, \dots, x_n) = \sum_{i,j=1}^n \frac{\partial^2 f}{\partial x_i \partial x_j} dx_i dx_j > 0, \quad (13.41)$$

то она является выпуклой. Если, кроме того, функция ограничена снизу, т. е. не может быть меньше некоторого значения, то она имеет единственный минимум, который называют строгим.

При минимизации выпуклой функции при выпуклых ограничениях обычно может быть получено единственное решение. На рис. 13.10 показаны выпуклая функция цели (о чем можно судить по линиям ее уровней) и выпуклые ограничения. Решение  $(x_c, y_c)$  здесь единственное.

Наряду с термином «технико-экономический расчет» встречается термин «оптимизация». Под оптимизацией понимают нахождение наилучшего решения. Говоря об оптимизации, необходимо указать ее критерий и множество аргументов. В зависимости от того, на множестве каких аргументов производится оптимизация приведенной стоимости, задача о нахождении диаметров может формулироваться по-разному. Если в качестве аргументов принять узловые напоры, то формулировка получается весьма краткой, а ЭВМ-программа — простой.

Имея в виду, что разность узловых напоров есть потеря напора на участке между этими узлами, и вводя понятие проводимости  $P = 1/\sqrt{s} = K/\sqrt{l}$ , согласно формуле (3.10) расход на участке  $r-b$  может рассматривать как функцию узловых напоров:

$$q_{rb} = P_{rb} \sqrt{H_r - H_b}. \quad (13.42)$$

Второй закон Кирхгофа для  $j$ -го узла сети будет иметь вид:

$$P_{rj} \sqrt{H_r - H_j} - P_{jb} \sqrt{H_j - H_b} - Q_j = 0; \quad (13.43)$$

Здесь предполагается, что подкоренные выражения положительные.

При подсчете приведенных затрат достаточно принимать во внимание те стоимости, которые зависят от диаметров трубы. К ним относят стоимость монтажа единицы длины трубопровода, стоимость содержания сети и затраты на подачу воды насосами. Приведенные затраты можно представить в виде функции узловых на-

поров. При заданных расходах на участках  $q_{r\sigma}$ , длине участка и напора в начале ( $H_r$ ) и конец участка ( $H_o$ ) диаметр трубы согласно (13.28) определяется однозначно. По известному диаметру трубы может быть найдена по (13.4) удельная стоимость монтажа  $c$ .

Напор насосной станции  $H^H$  (рис. 13.12) выражается через узловые напоры формулой

$$H^H = H_k - H_i. \quad (13.44)$$

В таком случае приведенную стоимость сети (13.39) представим в виде:

$$П = \sum_{\text{уч.}} U (H_r - H_b)^{\alpha/m} l + \sum_{\text{нас.}} B (H_k - H_i), \quad (13.45)$$

где первая сумма распространяется на все участки, а вторая — на все участки-насосы;  $H_i$  — напор в начале участка-насоса (рис. 13.12),  $H_k$  — напор в конце такого участка (ниже по течению).

Для каждого узла должно выполняться условие

$$H \geq H_{\text{мин}}, \quad (13.46)$$

здесь  $H_{\text{мин}}$  — минимально допускаемое значение напора в узле.

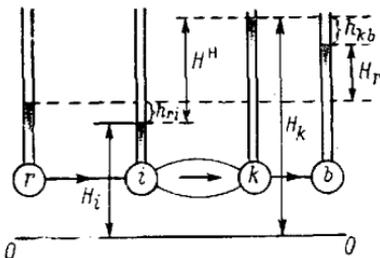


Рис. 13.12. Расчетная модель насосной установки

Технико-экономический расчет сведется к минимизации функции цели  $H$  при  $n$  ограничениях в виде нестрогих неравенств (13.46) и  $n-1$  ограничений в виде равенства (13.43) ( $n$  — число узлов). Для сети, показанной на рис. 13.13, функция цели будет иметь вид

$$\begin{aligned} П = & U [(H_8 - H_6)^{\alpha/m} \cdot 231 + (H_6 - H_7)^{\alpha/m} \cdot 318 + (H_4 - H_7)^{\alpha/m} \times \\ & \times 411 + (H_5 - H_4)^{\alpha/m} \cdot 197 + (H_8 - H_5)^{\alpha/m} \cdot 297 + (H_8 - H_1)^{\alpha/m} \times \\ & \times 318 + (H_1 - H_3)^{\alpha/m} \cdot 403 + (H_4 - H_2)^{\alpha/m} \cdot 517 + \\ & + (H_2 - H_3)^{\alpha/m} \cdot 318] + B (H_8 - H_9). \end{aligned}$$

Ограничения первой группы в виде неравенств:

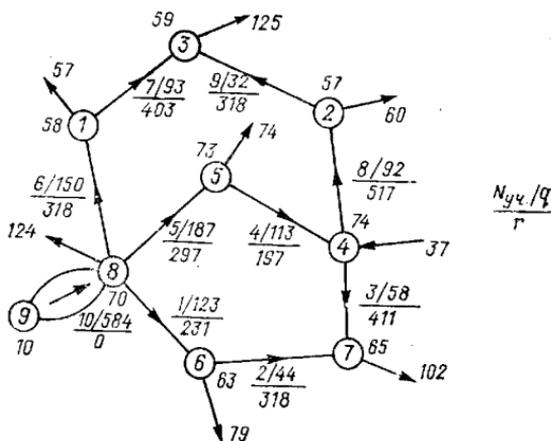
$$\begin{aligned} H_1 & \geq 58; \quad H_2 \geq 57; \quad H_3 \geq 59; \quad H_4 \geq 74; \quad H_5 \geq 73; \\ H_6 & \geq 63; \quad H_7 \geq 65; \quad H_8 \geq 70; \quad H_9 \geq 10. \end{aligned}$$

Ограничения второй группы в виде равенств:

$$P_{81} \sqrt{H_8 - H_1} - P_{13} \sqrt{H_1 - H_3} - 57 = 0;$$

Рис. 13.13. Сеть, подготовленная к технико-экономическому расчету

Цифры в узлах означают минимально возможные напоры; у стрелок — узловые расходы



$$P_{41} \sqrt{H_4 - H_1} - P_{23} \sqrt{H_2 - H_3} - 60 = 0;$$

$$P_{23} \sqrt{H_2 - H_3} - P_{31} \sqrt{H_3 - H_1} - 125 = 0;$$

$$P_{54} \sqrt{H_5 - H_4} - P_{47} \sqrt{H_4 - H_7} - P_{42} \sqrt{H_4 - H_2} + 37 = 0;$$

$$P_{85} \sqrt{H_8 - H_5} - P_{54} \sqrt{H_5 - H_4} - 74 = 0;$$

$$P_{86} \sqrt{H_8 - H_6} - P_{67} \sqrt{H_6 - H_7} - 79 = 0;$$

$$584 - P_{81} \sqrt{H_8 - H_1} - P_{85} \sqrt{H_8 - H_5} - P_{86} \sqrt{H_8 - H_6} - 124 = 0$$

При составлении этих выражений предполагалось, что направления движения воды в сети при оптимизации остаются без изменения, т. е. такими, как они показаны на рис. 13.13. С учетом возможных изменений направлений функции цели и ограничения второй группы будут представлены более сложными выражениями.

Второй дифференциал приведенной стоимости приводится к виду ( $H_r > H_0$ ):

$$d^2 \Pi = (\alpha/m) (\alpha/m + 1) \sum_{уч.} U l (H_r - H_b)^{\alpha/m - 2} (dH_r - dH_b)^2, \quad (13.47)$$

т. е. он положителен. Таким образом, функция цели выпуклая. Ограничения в виде нестрогих неравенств также выпуклые (линейные), а ограничения в виде равенства (13.43) выпуклыми не являются. В целом расчет не сводится к решению задачи выпуклого программирования из-за ограничения в виде равенств (13.43). Это сильно затрудняет решение. Даже не решая этой задачи можно утверждать, что минимум  $\Pi$  (13.45) будет обеспечиваться на некоторой разветвленной сети, участки которой входят в состав кольцевой сети. Иными словами, кольцевая сеть при оптимизации вырождается в

разветвленную, ибо последняя намного дешевле. С точки зрения требований надежности это недопустимо.

Как правило, технико-экономическую задачу упрощают путем предварительного потокораспределения. Для этого узловые расходы распределяются между участками согласно первому закону Кирхгофа.

На рис. 13.13 приведен вариант такого потокораспределения (см. числа против участков).

При заданных расходах на участках ограничения в виде равенств отпадают, и расчет сводится к решению относительно простой задачи выпуклого математического программирования.

Выше была описана модель оптимизации водопроводной сети, имеющей один основной расчетный режим работы — максимальное водопотребление. Практически в большинстве случаев приходится иметь дело с задачами такого рода. Но нередко встречаются задачи, в которых функционируют два и более расчетных режима. Так, для сети с контррезервуаром основных расчетных режима два: максимальное водопотребление и транзит воды в резервуар в часы минимального водопотребления. Задача о сети, имеющей сложные режимы, формулируется аналогично.

Существует бесчисленное множество вариантов распределения узловых расходов между участками, удовлетворяющего первому закону Кирхгофа (13.23). Например, для первого узла сети, показанной на рис. 13.9, можно предложить:

$$\text{вариант 1: } q_{13} = 66; \quad q_{14} = 66; \quad q_{15} = 66;$$

$$\text{вариант 2: } q_{13} = 41; \quad q_{14} = 116; \quad q_{15} = 41;$$

$$\text{вариант 3: } q_{13} = 99; \quad q_{14} = 0; \quad q_{15} = 99.$$

Интуиция показывает, что первый вариант, по-видимому, лучше других. После предварительного потокораспределения будет произведен технико-экономический расчет сети, при котором назначаются диаметры труб и большему расходу, как правило, отвечают большие диаметры. Тогда при аварии на одном из участков (1—3, 1—4 или 1—5) наиболее тяжелая ситуация получится при выключении в ремонт участка 1—4 во втором варианте и 1—3 или 1—5 — в третьем, так как это наиболее нагруженные участки; в первом же варианте все три участка нагружены приблизительно одинаково и отключение одного из них для ремонта создаст перегрузку на остальных участках на один и тот же порядок.

Такие рассуждения, построенные лишь на интуиции и здравом смысле, не имеют строгого математического обоснования. Но на них приходится строить методику расчета и составлять программы для ЭВМ. Последние программы относятся к эвристическим.

Итак, предварительное потокораспределение сводится к нахождению в сети узла с наибольшим по абсолютному значению расхо-

дом. Этот расход распределяется поровну между примыкающими участками, которые отбрасывают, после чего в оставшейся части сети находят новый узел с наибольшим по абсолютному значению узловым расходом, и т. д.

Для рассмотренной сети на рис. 13.14 приведены этапы расчета предварительного потокораспределения. Для расчета предварительного потокораспределения на ЭВМ подготовлена программа POTRAS. Программа составлена на алгоритмическом языке PL/1 и ориентирована на ЭВМ Единой серии (ЕС ЭВМ). Программа позволяет решать несколько более общую задачу, чем нахождение предварительного потокораспределения.

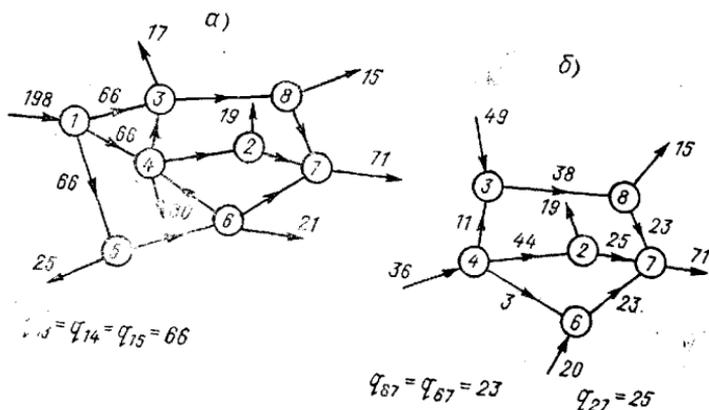


Рис. 13.14. Этапы расчета предварительного потокораспределения для сети, показанной на рис. 13.9

а — этап 1; б — этап 2

Как известно, узловые расходы в водопроводной сети получают как суммы сосредоточенных и путевых (равномерно распределенных) от половины длины примыкающих к узлам участков. В программе POTRAS утомительная работа по подсчету узловых расходов механизирована.

Представляется возможным по полученным расходам ориентировочно назначать диаметры труб. Для этого в исходные данные для счета на ЭВМ вводят таблицу сортамента труб и значения предельных расходов.

Определение диаметров труб при одном расчетном режиме рекомендуется производить по программе TRULPI. Эта программа минимизирует приведенную стоимость сети (13.45) при ограничениях вида (13.46). Расходы по участкам должны быть заданы. Конечным продуктом являются диаметры труб участков, узловые напоры и напоры насосных станций.

При подсчете строительной стоимости участка сети используется заранее подготовленная таблица для трех величин: 1) диаметра трубы (по таблице сортамента); 2) стоимости монтажа 1 м трубопровода; 3) удельного сопротивления  $A$  по формуле (3.58).

Если на концах участков известны напоры  $H_r$  и  $H_s$ , то по формулам (3.58) и (13.42) нетрудно найти  $K$  и  $A$ , а затем по такой таблице путем интерполяции величины  $d$  и  $C$ .

При подсчете энергозатрат в память ЭВМ для каждой насосной станции вводится величина  $\beta$  (см. 13.5).

В память ЭВМ вводятся также строительные стоимости насосных станций, которые при вычислениях включаются в приведенные стоимости.

Первоначальные значения узловых напоров назначаются ЭВМ с таким расчетом, чтобы, во-первых, во всех узлах они были не ниже минимально возможных, и во-вторых, чтобы уклоны были не ниже 0,002. Далее эти узловые напоры поочередно изменяются ступенями с таким расчетом, чтобы приведенная стоимость уменьшалась. Напоры будут считаться найденными, если при их изменении приведенная стоимость уже не уменьшается.

По найденным напорам подсчитывают значения диаметров труб по формуле вида (13.42). Естественно, что эти значения не совпадают со значениями диаметров таблицы сортамента. Вследствие этого полученные величины сравниваются с аналогичными из таблицы сортамента, которую каждый раз перед счетом вводят в память ЭВМ; при этом производится округление первоначальных значений диаметров.

Машина в процессе вычислений печатает приведенные стоимости тех вариантов, для которых они оказались меньше напечатанных ею ранее. В конце печатаются узловые напоры, отвечающие минимуму приведенной стоимости, и округленные значения диаметров.

Важно отметить, что при расчете предварительного потокораспределения второй закон Кирхгофа не принимается во внимание. Однако в процессе минимизации приведенной стоимости он выдерживается, но только до этапа округления величины диаметров труб. При этом второй закон Кирхгофа нарушается и первоначальные значения участков расходов не будут выдержаны. Для их определения потребуется дополнительный гидравлический расчет.

Итак, расчет водопроводной сети при одном расчетном режиме производится по стандартным программам в два или три этапа.

При расчете сети для нескольких расчетных режимов можно воспользоваться программой SLORES, которая позволяет учитывать до пяти расчетных режимов, имеющих различные потокораспределения. Если в программе TRULPI для каждого участка указывается один расход, то в программе SLORES — до пяти расходов. Аналогично поступают и с ограничениями, налагаемыми на узловые

напоры снизу. Как и в программах SETNAS и TRUNAP для гидравлических расчетов, в обеих программах для технико-экономических расчетов решение сводится к минимизации функции узловых напоров с тем лишь отличием, что в программах для гидравлических расчетов ограничения на напоры не налагаются.

### 13.6. Техничко-экономические расчеты реконструкции

При реконструкции водопроводной сети обычно прокладываются дополнительные новые линии, которые должны работать совместно с существующими. Техничко-экономический выбор диаметров труб новых линий также может производиться в два (три) этапа, однако предварительное потокораспределение в этом случае произвести несколько сложнее. Вначале намечают направления движения воды на участках, затем назначают расходы на участках существующих линий по укрупненным показателям, например по таблицам предельных расходов. После этого существующие линии отбрасывают, а расходы на их участках сносят в узлы. Может оказаться, что после этого потребуются внесение коррективов в начертание новой части сети. Если коррективы вносят, то описанный процесс повторяется с самого начала. В противном случае далее можно следовать методике поэтапного расчета.

По программе POTRAS производится предварительное потокораспределение для новой части сети. По программе TRULPI производится технико-экономический расчет всей сети, состоящей из новой и существующей частей. В заключение делают гидравлические расчеты на все расчетные режимы работы.

Если предполагается для повышения напора в сети, например в массивах высоких зданий разместить дополнительную насосную станцию подкачки, то для технико-экономического обоснования этого мероприятия следует воспользоваться программой TRULPI. По этой программе сеть рассчитывают несколько раз — для различных вариантов размещения новых насосных станций (с учетом капитальных затрат на их постройки) и без них.

В последнем варианте следует учесть капитальные затраты на перестройку существующей насосной станции точки питания всей сети. В конечном итоге среди рассмотренных вариантов выбирают тот, у которого приведенная стоимость самая низкая.

Техничко-экономический расчет реконструкции водопроводной сети требует серьезного творческого подхода, и при использовании ЭВМ следует ориентироваться на работу со стандартными программами в режиме диалога человека с машиной. В ряде случаев может потребоваться составление ЭВМ-программ однократного пользования.



При сравнении вариантов из рассмотрения исключаются участки, показатели надежности которых неудовлетворительны (см. 13.9). Детальные технико-экономические расчеты сравниваемых вариантов (такие, например, как в программе TRULPI) потребовали бы очень много машинного времени. Вот почему при расчете варианта приведенная стоимость не минимизируется, а находится для гидравлических уклонов, подсчитываемых по формуле

$$i = a_1' + a_2' |q|, \quad (13.48)$$

причем

$$i_{\min} < i < i_{\max}. \quad (13.49)$$

Ориентировочно (при  $q$  в л/с):

$$a_1' = 12,1 \cdot 10^{-3}; \quad a_2' = -0,007 \cdot 10^{-3}; \quad i_{\min} = 0,005; \quad i_{\max} = 0,012.$$

ЭВМ в процессе выполнения вычисления печатает значения приведенной стоимости, а после окончания вычислений напечатает данные по участкам для варианта разветвленной сети минимальной стоимости.

### 13.8. Технико-экономическая задача о распределении расходов между точками питания

Если вода в кольцевую сеть поступает из нескольких точек питания, то возникает проблема распределения общего расхода  $Q$  в сети между  $\omega$  точками питания. Здесь возможны два случая: диаметры труб сети неизвестны (сеть проектируется); диаметры труб сети известны (режим эксплуатации).

В первом случае распределение расходов между точками питания должно быть таким, чтобы приведенная стоимость по всей сети имела наименьшее значение. Соответствующую задачу можно решить путем сравнения ряда вариантов с просчетом по программе TRULPI.

При заданных диаметрах труб распределение расходов между точками питания также можно производить путем сравнения вариантов, но каждый вариант должен подвергаться не технико-экономическому, а гидравлическому расчету, например по программе SETNAS. После каждого гидравлического расчета по найденным напорам в точках питания находятся энергозатраты по сети, которые и используются при сравнении вариантов. Лучший вариант имеет наименьшие энергозатраты. Перебор вариантов, как и в предыдущем случае, можно автоматизировать, оставив окаймляющую программу с подпрограммой SETNAS. В обоих случаях, очевидно,

$$Q = \sum_1^{\omega} Q_i. \quad (13.50)$$

При этом на расходы точек питания могут налагаться ограничения вида

$$Q_i < Q_i^{\text{макс}}. \quad (13.51)$$

Задача не может быть решена при

$$\sum_{i=1}^{\omega} Q_i^{\text{макс}} < Q. \quad (13.52)$$

При решении задачи о распределении расходов между точками питания весьма важным является выбор расчетного режима работы сети. Обычно принимается режим максимального водопотребления.

### 13.9. Гидравлический расчет водопроводных сетей с помощью ЭВМ

При гидравлическом расчете водопроводной сети должны быть найдены такие аргументы (участковые расходы, узловые напоры и т. п.), при которых выполняются первый (13.23) и второй (13.25) законы Кирхгофа. В зависимости от того, какие в расчете фигурируют аргументы, все методы гидравлического расчета можно разделить на три группы.

В первой группе методов аргументы относятся к кольцам сети. Это могут быть расходы полей  $Q$ , разности которых представляют собой участковые расходы:

$$q_{rb} = Q_r - Q_b + C_{rb}, \quad (13.53)$$

где  $C_{rb}$  — константа; это могут быть увязочные расходы.

Во второй группе методов аргументы относятся к участкам. Это могут быть участковые расходы (чаще всего), потери напора по участкам и гидравлические уклоны. В третьей группе методов в качестве аргументов используются узловые напоры.

В практике проектирования наибольшее распространение имеет метод Лобачева, в котором в качестве аргументов фигурируют увязочные расходы по кольцам. Однако этот метод позволяет решать лишь простейшую задачу о водопроводной сети — увязку плоской сети без особых участков, без особых узлов и с одним узлом с заданным напором.

Так как на практике технические ограничения обычно налагаются на узловые напоры, то гидравлические задачи удобнее формулировать и проще решать при аргументах в виде напоров. При этом дополнительно удастся довольно просто учитывать наличие в сети особых участков и особых узлов, что делает метод универсальным. Однако гидравлические расчеты на множестве узловых напоров требуют больше машинного времени, чем расчеты на множестве увязочных расходов.

Для гидравлического расчета колец по методу Лобачева (13.26)

и (13.27) составлено много программ, в том числе в ЛИИЖТе имеется программа SETKOL, составленная на алгоритмическом языке PL/1.

Исходными данными программы являются число колец, число участков, диаметры и длины участков, минимальное значение невязки по кольцу и начертание, закодированное так, как об этом сказано и продемонстрировано ниже на примере (рис. 13.16).

При использовании метода В. Г. Лобачева (см. §13.13) наименования участков составляют не из номеров узлов (узла  $r$  в начале и узла  $b$  в конце), а из номеров колец (полей), границей между которыми является данный участок. В том случае, когда слева (если смотреть по направлению движения жидкости) расположено кольцо  $r$ , а справа —  $b$ , то участок именуется  $r-b$ , а расход, длина и диаметр соответственно  $q_{rb}$ ,  $l_{rb}$  и  $d_{rb}$ .

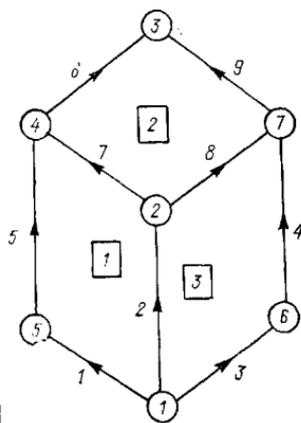


Рис. 13.16. Пример кодирования начертания сети

Для схемы сети, показанной на рис. 13.16, массивы номеров левых колец и массивы номеров правых колец будут выглядеть так:

номера левых колец  $r$  — 0, 1, 3, 3, 0, 0, 1, 2, 2;

номера правых колец  $b$  — 1, 3, 0, 0, 1, 2, 2, 3, 0.

Здесь могут встретиться участки с одинаковыми наименованиями. Например, участки 3 и 4 имеют одно и то же наименование 3-0.

Кодирование по Лобачеву не дает полной информации о сети; по списку наименований участков в нем нельзя построить сеть. Среди кодов нет номеров узлов и потому не представляется возможным выразить численно величины, относящиеся к узлам.

С целью сохранения идеи метода гидравлического расчета Лобачева — автоматизировать вычисления полнее — подготовлена особая подпрограмма, которая преобразует полные наименования участков, представляющих собой номер узла в его начале и номер узла в конце, в наименования участков по Лобачеву. Тогда исходная информация о начертании сети вводится в виде двух массивов чисел — массива номеров начал и массива номеров концов участков. Для схемы на рис. 13.16 это будет выглядеть так:

номера начала участка  $r$  — 1, 1, 1, 6, 5, 4, 2, 2, 7;

номера конца участка  $b$  — 5, 2, 6, 7, 4, 3, 4, 7, 3.

По этой информации находятся наименования участков по Ло-

бачеву, а затем производится увязка сети. Эта идея заложена в один из блоков программы TRULPI.

Подпрограмма перекодирования составлена на основании сложного алгоритма, ибо перекодирование на ЭВМ намного сложнее, чем перекодирование, выполняемое человеком по плану сети, начерченному на бумаге. При решении гидравлических задач о сетях, имеющих более одного заданного узлового напора, или (и) о сетях с особыми участками и особыми узлами рекомендуется пользоваться программой SETNAS. Это вариационная программа. Минимизационной функцией в ней является сумма квадратов невязок расходов по узлам. Так как все расходы (как участковые, так и узловые) представляются в виде функций от узловых напоров, то и невязки имеют аргументами узловые напоры [41]. Гауссова сумма квадратов всегда имеет минимум.

В качестве примера приведем сумму квадратов невязок для сети, показанной на рис. 13.9 (разветвленная часть сети не рассматривается):

$$Y = (q_{42} - q_{27} - 19)^2 + (q_{43} + q_{13} - q_{38} - 17)^2 + \\ + (q_{14} + q_{64} - q_{43} - q_{42} - 30)^2 + (q_{15} - q_{56} - 25)^2 + \\ + (q_{56} - q_{64} - q_{67} - 21)^2 + (q_{67} + q_{27} + q_{87} - 71)^2 + \\ + (q_{38} - q_{87} - 15)^2,$$

где

$$q_{rb} = \text{sign}(H_r - H_b) \left[ A_2 \left| \frac{H_r - H_b}{l_{rb}} \right| + A_3 \left( \frac{H_r - H_b}{l_{rb}} \right)^2 \right] \quad (13.54)$$

при  $A_1 = 0$ .

Для нахождения минимума функции  $Y$  разработан особый метод, который сводится к нахождению в пространстве напоров  $H$  двух точек  $E$  и  $F$  с различными по знаку невязками. После этого осуществляется движение по отрезку  $EF$  до достижения на нем минимума функции  $Y$ .

Для случая двух узлов с известными напорами метод поясняется на рис. 13.17. Здесь точка  $E$  находится в области  $COB$ , где  $\Delta q_1 < 0$  и  $\Delta q_2 > 0$ , а точка  $F$  — в области, где эти невязки имеют противоположные знаки. С первой попытки, как следует из рисунка, минимум функции  $Y$  (точка  $O$ ) не достигается.

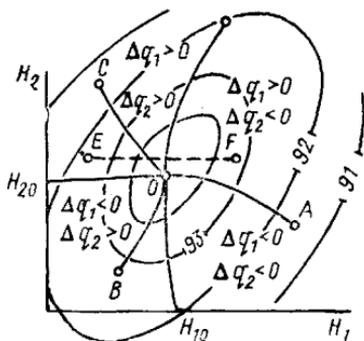


Рис. 13.17. Геометрическая интерпретация минимизации суммы квадратов узловых невязок

При решении задач первого и второго типа по программе SETNAS исходными данными, вводимыми в память ЭВМ, являются: тип задачи (6 или 7); число всех узлов; число узлов с известными напорами; число всех участков; узловые расходы; узловые напоры; начертание; коэффициент или выступ шероховатости и вязкость; размеры шагов минимизации.

Для сети с одной точкой питания при типе 7 задачи напоры в узлах принимаются минимально допустимые для потребителей. В остальных случаях первоначальные напоры могут назначаться произвольно.

Машина выдает решение в виде двух таблиц: 1) сведения по участкам и 2) сведения по узлам, где приведена вся необходимая информация по сети ( $q, H, h, \Delta q$ ). Если сеть имеет разветвленную часть без фиксированных узловых напоров (как, например, участки 7—9, 9—11, 9—10 у сети, показанной на рис. 13.9), то эта часть рассчитывается машиной непосредственно, без минимизации, ибо участковые расходы по такой части сети подсчитываются путем простого суммирования или вычитания.

При расчете кольцевых сетей полезно знать коэффициенты надежности важнейших ее участков. Обозначим потери напора в сети от точки питания до диктующей точки через  $h_0$ . Выключим в ремонт  $i$ -й участок. Тогда потеря напора получится равной  $h_i$ . Коэффициентом надежности назовем отношение

$$K_i = h_i/h_0. \quad (13.55)$$

Участки с наибольшими коэффициентами надежности являются слабыми местами сети. Такие участки необходимо резервировать параллельно. Для этого можно, например, уложить параллельные линии (по-видимому, в других траншеях). Если коэффициенты надежности определены в процессе проектирования, то для уменьшения пиковых из них следует уменьшить участковые расходы на соответствующих участках (т. е. на участках с большими коэффициентами надежности) и повторить технико-экономический расчет.

Для водопроводных сетей с одной точкой питания можно сформулировать две задачи: 1) нахождение узких мест; 2) гидравлический расчет для случая снижения водопотребления. Обе задачи относятся к случаю максимального водопотребления в сети. Первая задача — о нахождении узких мест — решается следующим образом. Производится гидравлический расчет сети, при котором по заранее заданным минимальным напорам у потребителей находится требуемый напор в точке питания  $H^0$ . Далее доочередно выключаются из сети участки (линии) колец и для каждого  $j$ -го ( $j=1, 2, \dots, n_k$ ) отключенного участка находится напор в точке питания  $H^j$ . Понятно, что  $H^j > H^0$ , так как при отключении участка гидравлическое сопротивление сети увеличивается.

В процессе таких расчетов будет найдено по (13.55)  $n_g$  коэффициентов надежности. Те из  $n_g$  участков, которые имеют наибольшие коэффициенты надежности  $K_j$ , являются наиболее уязвимыми местами в сети, так как при их отключении требуется наибольшее повышение напора для обеспечения нужд потребителей. При каждом таком расчете отключается из сети лишь один участок, ибо совпадение во времени аварий на двух и более участках весьма маловероятно.

Задача о гидравлическом расчете для случая снижения водопотребления обычно решается для сети с отключенным участком из числа тех, которые имеют высокие коэффициенты надежности. В этом случае в отдельных узлах уменьшаются расчетные расходы до пределов, допускаемых СНиП 2.04.02—84, и производится гидравлический расчет, при котором находится требуемый напор в точке питания  $H_{сн}^j$ . Верхний индекс  $j$  здесь является номером отключенного участка.

Если полученный напор в точке питания не выше такого же напора при нормальной работе сети, т. е. если

$$H_{сн}^j \leq H^0, \quad (13.56)$$

то сеть удовлетворяет требованиям надежности при отключении  $j$ -го участка. Подобные расчеты выполняются и для других участков с большими коэффициентами надежности.

При решении задач третьего типа по программе SETNAS необходимо добавить сведения об особых участках и особых узлах. Для этого для особого участка или узла нужно привести три точки характеристики  $(H_1, Q_1)$ ,  $(H_2, Q_2)$ ,  $(H_3, Q_3)$ , здесь  $H$  — потери напора на особом участке (для насоса это отрицательный напор) и напор для особого узла.

Узловые напоры должны назначаться с таким расчетом чтобы соблюдалось неравенство

$$H_1 \leq H \leq H_3. \quad (13.57)$$

Это значит, например, что напор насоса должен удовлетворять условиям:

$$H_3^H \leq H^H \leq H_1^H. \quad (13.58)$$

Эти неравенства соблюдаются в процессе счета на ЭВМ. По этой причине не всегда может быть получено решение с невязками, близкими по величине к напорам. Если узловые невязки получились большими, то это означает, что при условиях (13.57) совместная работа сети, особых участков и особых узлов не может иметь места. Подробная ситуация известна из теории насосов, когда, например, параллельная работа насосов на сеть невозможна.

Рассмотрим некоторые примеры задач третьего типа.

На рис. 13.18 изображен забор воды из трубчатого колодца с подачей в резервуар на заданную отметку. Трубчатый колодец представляет собой особый узел. Для грунтового колодца индикаторная кривая может быть линейной.

$$Q = BS = B(H_{ст} - H_3), \quad (13.59)$$

где  $S$  — понижение;  $B$  — коэффициент пропорциональности, устанавливаемый, например, пробными откачками;  $H_{ст}$  — статический горизонт; вид этой прямой изображен на рис. 13.18 (на графике справа).

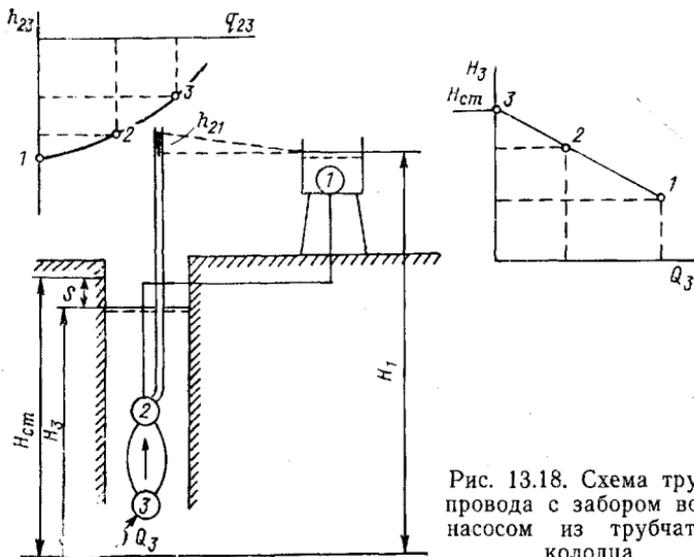


Рис. 13.18. Схема трубопровода с забором воды насосом из трубчатого колодца

В подобных задачах следует иметь в виду, что напор при входе в насос (точка 3) равен напору на поверхности, ибо в состоянии покоя (которое более или менее выдерживается в трубчатом колодце) сумма  $z + p/\gamma = \text{const}$  и является напором.

При недостатке напора в жилом массиве лишаются воды верхние этажи. По мере уменьшения напора расход воды уменьшается. Если зависимость между напором и расходом принять линейной, то получим: 1) при свободном напоре, равном нулю, что отвечает напору  $H_1$ , расход равен нулю; 2) при свободном напоре, равном или больше расчетного (12 м — для одноэтажных зданий; 16 м — для двухэтажных; 20 м — для трехэтажных и т. д.), расход  $Q_3$  будет отвечать норме; 3) при промежуточных напорах

$$Q_2 = (H_2 - H_1)/(H_3 - H_1) Q_3. \quad (13.60)$$

Примем  $(H_2 - H_1)/(H_3 - H_1) = 0,5$ , тогда  $Q_2 = Q_3/2$ ;  $H_2 = (H_3 + H_1)/2$ .

Если в отдельных узлах имеются сосредоточенные расходы воды, подаваемой не для хозяйственно-питьевых нужд, то полученные

расходы  $Q_1$ ,  $Q_2$  и  $Q_3$  должны быть откорректированы. В частности, если этот сосредоточенный расход можно считать не зависящим от напора, то  $Q_1$ ,  $Q_2$  и  $Q_3$  должны быть увеличены на величину этого расхода.

Три пары точек  $(H_1, Q_1)$ ,  $(H_2, Q_2)$ ,  $(H_3, Q_3)$  должны быть введены в память ЭВМ для всех узлов населенного места. Тогда посредством гидравлических расчетов сети будет установлено, как изменяется размер потребляемого расхода от напора в точке питания или несколько уменьшается потребляемый расход при аварийном отключении какого-либо участка.

В задачах с фиксированной разницей уровней в двух (и более) резервуарах для сохранения такой разницы вводится фиктивный участок, характеристика которого представляет собой слабо наклонный отрезок прямой, так что большому изменению расхода от  $q_1$  до  $q_3$  отвечает малое приращение потерь напора. Например,  $\Delta h = 0,2$  м;  $q_3 - q_1 = 300$  л/с.

Участки с обратными клапанами (а такие встречаются, например, у насосов подкачки, расположенных внутри сети) моделируются как особые участки. При этом используются гидравлические зависимости для потерь напора в трубах, например (3.4) и (3.56).

Рассмотренная программа SETNAS позволяет также производить гидравлические расчеты водяных тепловых и газовых (низкого давления) сетей. В программе SETNAS рассматриваются длинные трубопроводы. Для более строгого решения гидравлических задач подготовлена программа TRUNAP, в которой учитываются скоростные высоты, а местные потери напора подсчитываются непосредственно через коэффициенты местных сопротивлений.

### 13.10. Краткие сведения о других методах гидравлического расчета сетей на ЭВМ

Среди методов гидравлического расчета первой группы, в которых аргументы относятся к кольцам и контурам, следует отметить вариационный метод, разработанный Б. Н. Пшеничным.

К методам второй группы, в которых аргументы относятся к участкам сети, принадлежат разработки многих авторов, которые применили к гидравлическим расчетам сетей метод Ньютона. Последний применяют для приближенного решения системы уравнений:

$$f_i(q_1, q_2, \dots, q_t) = 0 \quad (i = 1, 2, \dots, t). \quad (13.61)$$

Зададимся первым приближением  $q'_1, q'_2, \dots, q'_t$  и подсчитаем первые производные, соответствующие этому решению:

$\partial f_i / \partial q'_k$  ( $i = 1, 2, \dots, t$ ;  $k = 1, 2, \dots, t$ ). Для отыскивания поправок к расходам  $q'$  надо решить систему линейных уравнений

$$\sum_{j=1}^t \frac{\partial f_i}{\partial q_j'} \Delta q_j + f_i(q_1', q_2', \dots, q_t') = 0 \quad (i=1, 2, \dots, t). \quad (13.62)$$

Новые значения аргументов, получаемые при решении системы (13.62),

$$q_j'' = q_j' + \Delta q_j \quad (13.63)$$

уточняют в том же порядке.

Для водопроводной сети система уравнений (13.62) имеет вид (не строгая запись):

для  $n-1$  узлов

$$\sum \Delta q = 0;$$

для  $m$  колец

$$\sum 2S |q| \Delta q + \sum \text{sign}(q') S q^2 = 0. \quad (13.64)$$

Всего  $n-1+m=t$  уравнений, из которых находится  $\Delta q$  поправок к участковым расходам  $q$ .

Из условия (13.64) можно получить выражение для увязочного расхода по Лобачеву. В разработках А. Г. Евдокимова и С. В. Цоя в последнюю систему включены и участки-насосы. Особые узлы метод учесть не позволяет.

К методам второй группы следует отнести и методы линеаризации, в которых решается система из  $t$  уравнений вида (13.23) и (13.25) с неизвестными участковыми расходами  $q$ , причем последняя группа уравнений (13.25) приближенно заменена линейной вида

$$2 \sum \text{sign} \quad q' |q| = 0, \quad (13.65)$$

где  $q'$  и  $q$  — соответственно предыдущее и искомое значения участковых расходов.

В третьей группе методов фигурируют узловыя напоры, на которые часто налагаются технические ограничения. Вот почему эта группа методов позволяет легко формулировать и программировать решение широкого круга задач. Недостатком является только повышенный расход машинного времени, необходимого для решения задач.

Были предприняты попытки организовать решение на множестве аргументов в виде узловых напоров по В. Г. Лобачеву. Эти попытки пока не привели к эффективным ЭВМ-программам.

До последнего времени наиболее эффективным оставался первый вариационный метод, в котором решение сводилось к нахождению минимума следующей функции узловых напоров (особые участки и особые узлы для упрощения не включены):

$$T = 3/2 \sum_{\text{узлы}} QH + \sum_{\text{участки}} P_{rb} |H_r - H_b|^{2l_2}, \quad (13.66)$$

где первая сумма распространена на все узлы, а вторая — на все участки.

Частные производные этой функции по узловым напорам представляют собой балансы расходов по узлам и поэтому должны быть равными нулю, а второй дифференциал — положителен, что обеспечивает единственный минимум. Разработка нового метода нахождения минимума функции, изложенного в 13.19, привела к замене этого метода более эффективным.

Не все разработки можно включить в намеченные три группы методов гидравлического расчета. Оригинальное решение дано А. Е. Беланом, который неувязанную сеть рассматривает как сеть, находящуюся в состоянии неустановившегося движения. Значительная работа по применению небольших ЭВМ в режиме диалога машины и человека проведена В. Г. Ильиным и П. Д. Хоружим.

Близкие гидравлические задачи решаются в теплоснабжении и горной вентиляции. В последней области оригинальные разработки принадлежат С. В. Цюю, а в области газоснабжения — А. Г. Евдокимову.

### 13.11. Совместная работа насосов и водоводов

Для того чтобы выбрать насос, должны быть известны следующие параметры:

род перекачиваемой жидкости и ее температура;

отметка  $z_1$  воды в резервуаре и давление  $p_1$  в нем;

отметка  $z_2$  свободной поверхности воды в регулирующей (приемной) емкости и давление в ней  $p_2$ ;

расход  $Q_n$  перекачиваемой насосом жидкости.

По заданным отметкам  $z_1$  и  $z_2$ , а также давлениям  $p_1$  и  $p_2$  определяют статический напор в сети:

$$H_s = (p_2 - p_1) / \gamma + z_2 - z_1. \quad (13.67)$$

Затем рассчитывают потери напора при различных расходах:

$$h_w = (s_B + s_K) Q^2 = [1,05 A l_n + (\zeta_{вс} + s_K) / (2 g \omega_{вс}^2)] Q^2, \quad (13.68)$$

где  $s_B$  — сопротивление водоводов;  $s_K$  — сопротивление коммуникаций насосной станции;  $A$  — удельное сопротивление напорного трубопровода длиной  $l_n$ ;  $\zeta_{вс}$  — коэффициент сопротивления всасывающего трубопровода площадью  $\omega_{вс}$ .

Зная величину потерь при каждом расходе, строят характеристику сети, т. е. кривую

$$H_c = H_s + h_w = H_s + (s_B + s_K) Q^2. \quad (13.69)$$

Совместная работа насосов и водоводов возможна лишь в том случае, если развиваемый насосами напор  $H_n$ , соответствующий их производительности  $Q_n$ , будет равен полной высоте водоподъема, определяемой по (13.69) при  $Q_n$ .

Потребный напор  $H_n$  насоса определяется рабочей точкой  $A$ , соответствующей заданной подаче  $Q_n$ , т. е. координатой точки пере-

сечения характеристики насоса  $H-Q$  и характеристики водопроводящей системы  $H_c-Q$ . Далее по каталогам, содержащим данные о конструкциях и характеристиках насосов, подбирают насос, обеспечивающий заданную подачу жидкости при найденном рабочем напоре в точке А.

Если ближайший по каталогу насос не строго соответствует заданным условиям работы, то необходимое соответствие можно обеспечить, несколько изменив скорость вращения вала насоса. При этом следует иметь в виду, что с изменением скорости вращения напор  $H$ , подача  $Q$  и мощность  $N$  примерно изменяются согласно приближенным формулам пропорциональности:

$$H/H_0 = (n/n_0)^2; \quad (13.70)$$

$$Q/Q_0 = n/n_0; \quad (13.71)$$

$$N/N_0 = (n/n_0)^3. \quad (13.72)$$

Если характеристика насоса описывается уравнением (5.30), то изменение расхода и напора при качественном регулировании насоса происходит по зависимостям

$$\beta^2 = H_s/h_{np} + (1 - H_s/h_{np}) Q^2/Q_A^2; \quad (13.73)$$

$$\beta^2 = (1 + s_H/s_B \cdot H_s/h_{np}) H/H_A - s_H/s_B \cdot H_s/h_{np}. \quad (13.74)$$

При количественном регулировании насосов сопротивление задвижки  $s_3$  определяется зависимостью

$$s_3 = (h_{np} - H_s)/Q_H^2 - s_B - s_H. \quad (13.75)$$

Диаметры напорных водоводов обычно выбирают по таблицам «предельных» расходов. Особенностью расчета водоводов является подача по ним воды к объекту с заданной степенью обеспеченности.

Количество переключений  $R=n-1$  на водоводе определяют расчетом из условий подачи аварийного расхода:

$$Q_{ав} = \rho Q_H, \quad (13.76)$$

где  $\rho$  — коэффициент допустимого снижения подачи при аварии.

Число участков  $n$ , на которые разделена перемычками каждая нитка водовода, определяют по следующей формуле [7]:

$$n = \frac{\rho^2 s_B (2m-1)}{(1-\rho^2) (m-1)^2 (s_H + s_B + s_K)}; \quad (13.77)$$

где  $m$  — количество ниток водовода.

Если имеется  $m$  параллельных водоводов и каждая труба между водоводами разделена перемычками на  $n$  участков, то при аварии на одном из участков водовода коэффициент снижения воды

$$\rho = \sqrt{\frac{n(m-1)^2 (s_H + s_K + s_B)}{(2m-1) s_B + n(m-1)^2 (s_H + s_K + s_B)}}. \quad (13.78)$$

Для самотечно-напорного водовода в (13.77) и (13.78) следует принимать  $s_B = 1$  и  $s_H + s_K = 0$ .

### 13.12. Технико-экономический расчет напорных разветвленных сетей

Величины наивыгоднейших диаметров участков или соответствующих им потерь напора разветвленных сетей (при заданных расходах) могут быть найдены путем отыскания экстремального значения функции приведенной стоимости  $\Pi$  при соблюдении соответствующих гидравлических связей. В результате для начального и промежуточных узлов имеем систему уравнений, связывающих между собой величины потерь напора  $h_{ik}$  для участков, которые примыкают ко всем узлам сети (рис. 13.19), кроме конечных:

для начального узла 0

$$a_{0-1} h_{0-1}^{-(a+m)/m} = A Q, \quad (13.79)$$

для остальных узлов

$$\sum a_{ik} h_{ik}^{-(a+m)/m} = 0, \quad (13.80)$$

где  $A = \varrho k^{-(a+m)/m}$ ,  $a = q^2 a/m l^{(a+m)/m}$ .

Если величины пьезометрических отметок во всех конечных точках сети —  $H_i$ , а в начальной точке —  $H_0$ , то уравнения гидравлических связей будут иметь вид:

$$\sum_k^n h_{ik} - (H_0 - H_i) = 0. \quad (13.81)$$

При расчете сети с заданной величиной пьезометрической отметки  $H_0$  уравнение (13.79) не имеет смысла. Непосредственное решение систем этих уравнений может быть получено лишь для разветвленных сетей с одинаковыми (заданными) пьезометрическими отметками в конечных узлах, а также для водоводов с любым числом последовательно включенных участков. Для сетей с заданной пьезометрической отметкой точки питания и одинаковыми заданными пьезометрическими отметками конечных узлов Б. Л. Шифримсон получил следующие линейные связи наивыгоднейших потерь напора на участках сети:

$$h_{r,n} = \left( H - \sum_1^{r-1} h_{r,n} \right) / (B_{r,n} + 1), \quad (13.82)$$

где  $r$  — порядок удаленности рассматриваемого участка от точки питания сети;  $n$  — номера участков в каждом порядке.

В сумму, стоящую в числителе, входят потери напора всех участков, предшествующих рассматриваемому по ходу воды от начальной точки сети. Коэффициент  $B_{r,n}$  любого участка может быть выражен через соответствующие коэффициенты  $B_{r+1,n}$  последующих участков (по ходу воды) и коэффициенты  $a = q^2 a/m l^{(a+m)/m}$  данного и последующих участков:

$$B_{r,n} = \left[ \sum_{r+1}^R a_{r+1,n} (1 + B_{r+1,n}^{\alpha+m}) / a_{r,n} \right]^{m/(\alpha+m)} \quad (13.83)$$

Для концевых участков  $B=0$ .

Так, для сети, показанной на рис. 13.19, имеем:

$$h_{1-2} = (H - h_{0-1}) / (B_{1-2} + 1); \quad h_{1-5} = (H - h_{0-1}) / (B_{1-5} + 1);$$

$$h_{0-1} = H / (B_{0-1} + 1),$$

где

$$B_{1-2} = \left[ (a_{2-3} + a_{2-4}) / a_{1-2} \right]^{m/(\alpha+m)};$$

$$B_{1-5} = \left[ (a_{5-6} + a_{5-7}) / a_{1-5} \right]^{m/(\alpha+m)};$$

$$B_{0-1} = \left\{ \left[ a_{1-2} (1 + B_{1-2})^{\alpha+m} / m + \right. \right.$$

$$\left. \left. + a_{1-5} (1 + B_{1-5})^{\alpha+m} / m \right] / a_{0-1} \right\}^{m/(\alpha+m)}$$

Величины потерь на конечных участках сети могут быть получены путем вычитания из начального напора  $H$  сумм потерь напора в участках  $h_{0-1} + h_{1-2}$  и  $h_{0-1} + h_{1-5}$ . При равных пьезометрических отметках в конечных точках сети  $h_{2-3} = h_{2-4}$  и  $h_{5-6} = h_{5-7}$ . Если в концевых точках заданы различные пьезометрические отметки, нахождение наивыгоднейших потерь напора в участках сети может быть получено лишь путем последовательного приближения.

Для расчета разветвленных сетей может быть использован метод фиктивных расходов  $x_{ik}$ , предложенный Л. Ф. Мошниним. Фиктивный расход головного участка всегда равен единице:  $x_{0-1} = 1$ , а фиктивные расходы концевых участков равны фиктивным сбросам в их концевых узлах (см. рис. 13.19). Увязку разветвленной сети по фиктивным расходам удобно проводить вводя в сеть фиктивные участки, замыкающие концевые точки с различными заданными в них пьезометрическими отметками.

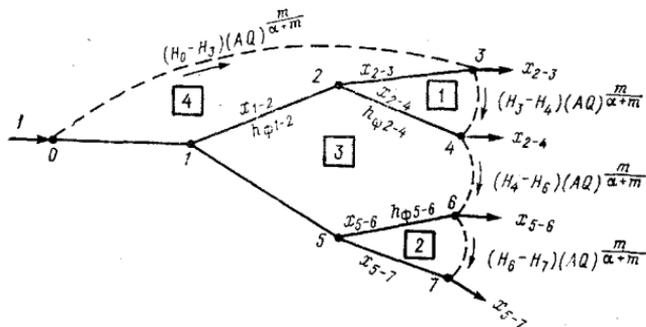


Рис. 13.19. Расчетная схема разветвленных сетей

Для расчетной схемы, показанной на рис. 13.19, имеем четыре уравнения баланса фиктивных расходов в узлах:

$$\left. \begin{aligned} x_{1-2} = 1; \quad x_{1-2} + x_{1-5} = 1; \quad x_{2-3} + x_{2-4} = x_{1-2}; \\ x_{5-6} + x_{5-7} = x_{1-5} \end{aligned} \right\} \quad (13.84)$$

и четыре уравнения фиктивных потерь напора в контурах:

$$\left. \begin{aligned} S_{\Phi 2-3} x_{2-3}^{-m/(\alpha+m)} - S_{\Phi 2-4} x_{2-4}^{-m/(\alpha+m)} + \\ + (H_3 - H_4) (AQ)^{m/(\alpha+m)} = 0; \\ S_{\Phi 5-6} x_{5-6}^{-m/(\alpha+m)} - S_{\Phi 5-7} x_{5-7}^{-m/(\alpha+m)} + \\ + (H_6 - H_7) (AQ)^{m/(\alpha+m)} = 0; \\ S_{\Phi 1-2} x_{1-2}^{m/(\alpha+m)} + S_{\Phi 2-4} x_{2-4}^{-m/(\alpha+m)} - \\ - S_{\Phi 1-5} x_{1-5}^{-m/(\alpha+m)} - S_{\Phi 5-6} x_{5-6}^{-m/(\alpha+m)} + \\ + (H_4 - H_8) (AQ)^{m/(\alpha+m)} = 0; \\ (H_0 - H_3) (AQ)^{m/(\alpha+m)} - S_{\Phi 2-3} x_{2-3}^{-m/(\alpha+m)} - \\ - S_{\Phi 1-2} x_{1-2}^{-m/(\alpha+m)} - S_{\Phi 0-1} - 1 = 0. \end{aligned} \right\} \quad (13.85)$$

Система восьми расчетных уравнений (13.84) и (13.85) позволяет найти семь неизвестных фиктивных расходов  $x_{ik}$  и неизвестную пьезометрическую отметку  $H_0$  для начальной точки. Эти уравнения могут быть решены относительно  $x_{ik}$  только путем последовательного приближения (путем увязки). Введенные на схеме фиктивные линии имеют фиктивные потери напора, равные приведенным разностям пьезометрических отметок в соответствующих конечных узлах сети. Действительные потери напора для всех участков могут быть получены через найденные величины  $x_{ik}$  непосредственно по формуле

$$h_{ik} = q_{ik}^{2\alpha/(\alpha+m)} l_{ik} / (AQ x_{ik})^{m/(\alpha+m)}. \quad (13.86)$$

Для водоводов с несколькими последовательно соединенными участками величины  $x_{ik} = 1$  для всех участков и величины наимыгоднейших потерь напора в них могут быть получены по зависимости

$$h_{ik} = q_{ik}^{2\alpha/(\alpha+m)} l_{ik} / (AQ)^{m/(\alpha+m)}, \quad (13.87)$$

а величины наимыгоднейших диаметров по формуле

$$\begin{aligned} d_{ik} &= \vartheta^{1/(\alpha+m)} Q^{1/(\alpha+m)} q_{ik}^{2/(\alpha+m)} = \\ &= \vartheta^{1/(\alpha+m)} (Q/q_{ik})^{1/(\alpha+m)} q_{ik}^{3/(\alpha+m)}. \end{aligned} \quad (13.88)$$

Для водовода с заданной начальной пьезометрической отметкой значения экономически наимыгоднейших и соответствующие наимыгоднейшей величине строительной стоимости сети будут:

$$h_{ik} = H q_{ik}^{2\alpha/(\alpha+m)} l_{ik} / \Sigma (q_{ik}^{2\alpha/(\alpha+m)} l_{ik}); \quad (13.89)$$

$$d_{ik} = (k q_{ik}^2 l_{ik} / h_{ik})^{1/m} = [(k/H) (\Sigma q_{ik}^{2\alpha/(\alpha+m)} l_{ik})]^{1/m} q_{ik}^{2/(\alpha+m)}. \quad (13.90)$$

Приняв в полученных формулах число участков водоводов, равным единице, получим известные формулы (13.31) и (13.14) для расчета экономически наивыгоднейших потери напора и диаметра трубопровода независимо работающей линии при условии заданного начального напора. Для случая заданного начального напора наивыгоднейшим окажется тот диаметр, при котором будет израсходован весь располагаемый напор, т. е.

$$d_{\text{опт}} = (k q^2 l / H)^{1/m}. \quad (13.91)$$

С целью возможности использования метода фиктивных расходов при проведении технико-экономических расчетов сетей на ЭВМ Л. Ф. Мошин ввел следующие упрощения. Фиктивные подачи воды в сеть от всех источников принимаются равными действительным подачам; фиктивные расходы  $x_{ik}$  каждого участка сети принимаются равными сумме расходов, поступающих от каждого из водопитателей, т. е. по каждому участку будут проходить фиктивные расходы  $x_{ik} Q$ , где  $Q$  — полная подача воды в сеть.

Если теперь в формулу для определения фиктивных потерь напора ввести фиктивное сопротивление  $S_{\text{ф}} = q_{ik}^{2\alpha/(\alpha+m)} l_{ik} A^{-m/(\alpha+m)}$  и вместо  $x_{ik}$  подставить в это выражение величины  $Q x_{ik}$ , то получим (13.86), т. е. величина  $h_{\text{ф} ik}$  равна действительным потерям напора в участках  $h_{ik}$ . Направление фиктивных расходов всегда должно совпадать с направлением действительных расходов в участках сети. При начальном распределении фиктивных расходов принимают отборы фиктивных расходов равными действительным отборам воды. В процессе увязки отборы фиктивных расходов поэтапно переносятся в ближайшие точки схода потоков.

### 13.13. Основные задачи по расчету сетей водоотведения на ЭВМ

Сточные воды за пределы населенных мест и промышленных предприятий удаляются по трубам и каналам, как правило, самотеком; вследствие этого их прокладывают с уклоном. В зависимости от того, какие категории сточных вод отводит канализационная сеть, различают общесплавную и отдельные (полные и неполные) системы канализации.

Общесплавная система наружной канализации предусматривает устройство одной подземной сети труб и каналов для приема и отведения всех категорий сточных вод. В целях уменьшения размеров главных коллекторов на них устраиваются камеры с ливнеспусками — сооружения, через которые во время сильных дождей (ливней)

в ближайший водный проток сбрасывается часть смеси дождевых и производственно-бытовых сточных вод.

Раздельная система наружной канализации может быть полной и неполной.

Полная раздельная система канализации предусматривает укладку двух подземных сетей труб и каналов; в одну из них принимаются и по ней на очистные сооружения отводятся бытовые и загрязненные производственные сточные воды; по другой — дождевые, талые, дренажные и условно чистые производственные сточные воды, которые отводятся в ближайшие водные протоки, в том числе и расположенные в пределах населенных мест, а также в овраги и непроточные водоемы при удовлетворении санитарно-гигиенических требований.

Неполная раздельная система канализации предусматривает укладку подземной бытовой сети из труб и каналов и устройство открытой (поверхностной) дождевой сети, состоящей из уличных лотков, ковкетов и каналов. Канализационную сеть, предназначенную для приема и отведения смеси бытовых и загрязненных производственных сточных вод в пределах промышленных предприятий, называют производственно-бытовой, а для приема и отведения атмосферных вод — дождевой и водостоками.

Разновидностями общественной и раздельной систем канализации являются полураздельная и комбинированная система.

Как уже указывалось ранее, первые потоки дождевых вод, смывая поверхностные загрязнения, сами сильно загрязняются. Следовательно, с санитарной точки зрения, и наиболее целесообразно направлять в бытовую канализацию. Техническим решением, обеспечивающим их удаление в бытовую сеть, является полураздельная канализация.

Полураздельная канализация предусматривает устройство двух сетей подземных труб и каналов, из которых по одной сети (бытовой) отводятся бытовые, загрязненные производственные сточные воды и первые потоки грязевых дождевых вод, а по другой, дождевой, сети удаляются относительно чистые дождевые и условно чистые производственные сточные воды.

В специальных камерах, называемых разделительными, происходит разделение дождевых вод на две категории: чистые — сбрасываемые в водоемы и загрязненные — отводимые на очистку совместно с бытовыми и производственными сточными водами. Начиная от этих камер, по бытовой сети отводят бытовые, производственные и загрязненные дождевые сточные воды за пределы населенных мест, где перед пуском в водоемы эти воды подвергаются очистке. По дождевой же сети от разделительных камер чистые дождевые воды по наименьшему расстоянию направляются в ближайшие водоемы.

Если канализация устраивается по полураздельной системе, то

проектирование сетей должно производиться одновременно, причем строительство бытовой сети осуществляется глубже, чем дождевой с тем, чтобы обеспечить самотечный прием загрязненных дождевых вод. Комбинированные системы канализации допускают устройство в разных районах населенного места сетей различных систем.

При моделировании на ЭВМ сетей водоотведения решаются две группы задач: первая—проектирование, вторая—эксплуатация. Задачи первой группы возникают при необходимости строить новые сети (бытовые, дождевые, общесплавные) или реконструировать существующие и решаются с оптимизацией или без оптимизации начертания сети. Задачи эксплуатации сводятся прежде всего к проверке пропускной способности существующих сетей, что может потребоваться, например, при расширении жилой застройки бассейна канализования. К задачам эксплуатации относится планирование работы насосных агрегатов на дождевой сети на фоне динамики нарастания расходов воды в коллекторах при выпадении дождей различных интенсивностей и т. д.

При проектировании сетей важным этапом является трассировка. Оптимизация начертания сети водоотведения на ЭВМ может быть эффективной, так как человеку трудно учесть влияние рельефа на объем земляных работ и, следовательно, на стоимость сети.

Для расчета сетей водоотведения при проектировании и при эксплуатации пригодны средние и крупные ЭВМ, имеющие хорошие память и скорость счета. Например, дождевая сеть на 100 участков требует для расчета на ЕС 1022 до 1 ч машинного времени. При этом оперативная память ЭВМ должна быть порядка 200 кбайт.

Задача расчета сети водоотведения формулируется так: найти наименьшее значение стоимости (минимизировать стоимость) сети, не нарушая ограничений в виде равенств и неравенств, налагаемых на «поведение» параметров сети (таких, например, как диаметры, глубины, скорости и т. п.). С этой целью вначале надо подобрать такие параметры, для которых все перечисленные ограничения выполняются, а затем изменять эти параметры (варьировать их) с таким расчетом, чтобы стоимость сети уменьшалась и делать это до тех пор, пока стоимость будет уменьшаться.

Эту задачу можно решать различными способами — в зависимости от выбора аргументов минимизации. Например, в программе В. С. Дикаревича и А. П. Таубина минимизация стоимости производится на множестве уклонов коллекторов: в программах Н. И. Голика и А. Джалиловой — на множестве отметок лотков в узлах сети, в программах Н. У. Койды и А. М. Курганова — на множестве диаметров труб и д. д.

Формально сеть состоит из участков, соединенных между собой в узлах (рис. 13.21). Сеть, как правило, не имеет замкнутых контуров, т. е. является разветвленной. Число узлов сети  $n$  на единицу

больше числа участков  $t$ . Колдцу сети в натуре непременно отвечает узел на плане сети. Коллектору в натуре, как правило, отвечает участок сети. У каждого участка известно его начало — узел, расположенный выше по течению, и его конец. Для облегчения увязки расчетной схемы сети с натурой целесообразно сохранять принятые натуральные номера узлов. Наряду с этими номерами каждому узлу сети присвоим порядковый номер (1, 2, 3, ...,  $n$ ). Для участков сети нет необходимости вводить двойную нумерацию, достаточно пронумеровать их натуральным рядом чисел. Порядковая нумерация узлов и участков — произвольная, выполняется натуральными числами, начиная с единицы, без пропусков.

В программе SETKAN (автор Н. У. Койда) начертание сети в памяти ЭВМ представляется в виде двух массивов: массива натуральных номеров узлов  $r$  в началах участков и массива натуральных номеров узлов  $b$  на их концах.

Например, для сети, показанной на рис. 13.20, массив номеров в началах участков будет 2, 10, 5, 3, 14, 29, 13, 8, 7, 6, 1, 22, 23, 17, 24, 21, 25, 26, а массив номеров узлов на концах — 10, 5, 3, 14, 29, 31, 8, 5, 5, 3, 3, 23; 17; 21; 23; 26; 17. Таким образом, каждому участку присваивается наименование, состоящее из двух чисел: натурального номера узла начала и натурального номера узла конца. Например, участок 9 можно именовать так: участок 7—5.

У разветвленной сети рассматриваемого типа в узлах возможно только слияние потоков, поэтому сеть имеет единственный нижний узел, в который поступает вся сточная жидкость. В примере (рис. 13.20) это узел 31.

Среди участков сети имеются такие, у которых нет предшествующих участков, т. е. расположенных выше по течению. Это — начальные участки. В примере они обозначены как 2—10, 7—5, 6—3, 13—8, 22—23, 24—21, 25—26. Начальный участок сети находится по массиву номеров узлов  $b$ . Если в этом массиве нет номера узла начала участка, то этот участок является начальным. Узел в начале

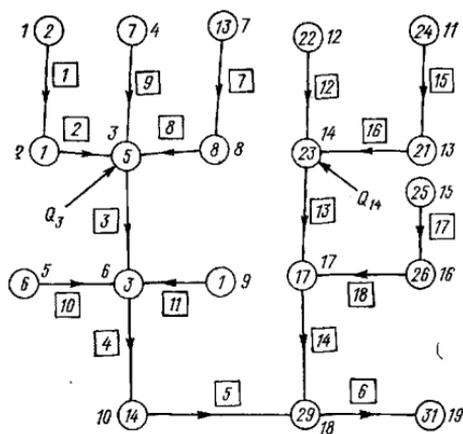


Рис. 13.20. Схема начертания сети. Цифрами в кружках обозначены натуральные номера узлов, без кружков — порядковые, в квадратах — номера участков

начального участка назовем верхним (2, 7, 6, 13, 22, 24 и 25 в примере). Цепочка участков, соединяющих верхний узел с нижним, называется маршрутом. Число маршрутов у сети равно числу верхних узлов. Пример маршрута: 2—10—5—3—14—29—31. Он состоит из шести участков: 2—10, 10—5, 5—3, 3—14, 14—29 и 29—31.

Все гидравлические задачи о коллекторе делятся на две группы: задачи, в которых глубина воды известна, и задачи, в которых такую надо найти. К первой группе задач относятся: вычисление гидравлического уклона по заданному расходу; определение расхода по заданному гидравлическому уклону; нахождение расхода и уклона при незаиливающей скорости.

Как в бытовой, так и в дождевой сети движение воды принимается равномерным.

При подсчете площади живого сечения  $\omega$  и смоченного периметра  $\chi$  используются аппроксимирующие зависимости.

Задача второй группы сводится к определению глубины воды в коллекторе по заданному расходу и уклону. Такая задача решается методом итераций — делением отрезка пополам. Вначале задают наибольшую и наименьшую глубины и для среднего значения находят расход. Сравнивая этот расход с заданным, делят пополам один из двух отрезков, заключенных между минимальным и средним или между средним и максимальным значениями глубин и т. д., пока полученное значение расхода не окажется близким к заданному.

При расчете сети водоотведения налагается ряд ограничений: глубина лотка коллектора не должна быть меньше заранее указанной  $h_d$ ; скорости движения сточной жидкости не должны быть ниже незаиливающей  $v_{мин}$ ; диаметры труб сети должны быть не менее 200 мм; степени наполнения труб не должны превышать максимально допускаемые (предельные); напорное движение не допускается; диаметр труб ниже по течению не может быть меньше любого диаметра трубы, расположенного выше по течению; скорости движения воды не должны превышать 4 м/с для неметаллических и 8 м/с — для металлических труб.

Наиболее полной (в смысле универсальности) является программа SETKAN, разработанная в ЛИИЖТе. Она предназначена для расчета бытовых, дождевых и общесплавных сетей водоотведения как новых, так и реконструируемых, для целей проектирования и эксплуатации. Она составлена на алгоритмическом языке ПЛ/1. Размер сети водоотведения неограничен, и он определяется операторами DCL, которые приведены в начале программы. Тип задачи обозначается IND; значение этого переменного должно быть непременно указано при обращении к ЭВМ.

Задачи проектирования формулируются так: известно начертание сети, отметки земли, минимальные и максимальные глубины заложения в узлах; имеются исходные данные для нахождения рас-

четных расходов. Требуется найти такие диаметры труб и отметки лотков коллекторов, чтобы приведенная стоимость сети имела бы минимально возможное значение.

При проверке пропускной способности бытовой сети (IND-11) исходными данными являются профиль сети (отметки лотков и диаметры труб) и сведения, по которым можно установить расчетные расходы. Расчет на ЭВМ дает степени наполнения и скорости движения жидкости в трубах, что позволяет судить о том, обладает ли сеть достаточной пропускной и самоочищающей способностью. Таким же способом на пропуск бытовых расходов может провериться общесплавная сеть.

Задачи реконструкции можно решать с помощью программы SETKAN по частям. Если необходимо где-то расширить размер области канализования, то проектируется новая сеть, что связано с решением ряда задач. Если необходимо проверить пропускную способность какой-то части сети, то решаются задачи типа 11 или 12.

### 13.14. Принципы расчета сетей водоотведения на ЭВМ

Сети водоотведения должны обеспечить пропуск расчетных расходов при допустимых (в соответствии со СНиПом) наполнениях трубопроводов и скоростях течений жидкости. Скорость течения сточных вод и наполнения трубопровода при заданных значениях расходов зависят от уклонов и диаметров труб. Для каждого диаметра (по действующим сортаментам на трубы: 200, 250, 300 мм и т. д.) найдены предельные значения расходов и уклонов, при которых обеспечиваются незаиливающие скорости.

Определение расчетных расходов бытовых сточных вод может производиться по методам «площадей» или «длины». Для подсчета расчетных бытовых расходов по первому методу необходимо знать тяготеющие к участкам площади  $F_c$ , нормы водоотведения  $q_n$  и общее число жителей в населенном месте  $N$ . Вначале подсчитываются путевые расходы  $q_k$ . Для этого суммируют все тяготеющие площади.

$$F_0 = \sum_{i=1}^t F_{ci}, \quad (13.92)$$

а затем находят число жителей, приходящихся на один участок

$$n_i^G = F_{ci} N / F_0. \quad (13.93)$$

Путевой расход на  $i$ -м участке

$$q_{ki} = n_i^G q_n i / (24 \cdot 3600). \quad (13.94)$$

Путевые расходы суммируют по участкам проходками. Проходка — это обработка информации по цепочке участков маршрута.

В данном случае обработка информации сводится к накоплению расходов при перемещении от верхнего узла к нижнему. Проходок делается столько, сколько имеется верхних узлов (маршрутов). Для сети, показанной на рис. 13.21, следует сделать три проходки. Накопление производится в три этапа. Для участков 1—6, 2—7, 4—8, 5—2, 6—7, 7—4 и 9—6 путевые расходы соответственно равны: 9, 0, 11, 5, 8, 4 и 13 л/с. Значения расходов после первой проходки: 9, 5, 20, 5, 8, 9, 13 л/с, после второй — 9, 5, 37, 5, 17, 26, 13 л/с, а после третьей проходки — 9, 5, 50, 5, 30, 39, 13 л/с.

Полученные после накопления расходы называются среднесекундными. Обозначим их через  $\bar{q}_i$ . Они умножаются на коэффициенты неравномерности, в результате получают расчетные бытовые расходы. Коэффициент неравномерности зависит от среднесекундного расхода, уменьшаясь с ростом последнего. Наряду с равномерно распределенным отводом сточной жидкости в расчетной схеме сети, имеются также расходы, сосредоточенные в узлах (обычно это расходы от промпредприятий). Такие расходы суммируются проходками и эти суммы добавляются к расчетным участковым расходам. Тогда расчетные участковые расходы бытовой сети определяется зависимостью:

$$q_i = k_{\text{общ}} \bar{q}_i + q_i^{\text{п}}, \quad (13.95)$$

где  $q_i^{\text{п}}$  — участковые расходы, накопленные от узловых.

Расчетные расходы по участкам для примера на рис. 13.21 соответственно составляют: 9, 5, 69, 5, 42, 58, 13 л/с. Иногда вместо тяготеющих площадей вводят длины участков (как принято при расчете водопроводных сетей), умножая их на коэффициенты участия (веса). Если участок отводит воду с двух сторон, то такой коэффициент принимают равным единице, для транзитного участка его берут равным нулю (вообще этот коэффициент колеблется в пределах 0—1).

При проектировании дождевой канализации весьма трудоемким процессом является гидравлический расчет сетей, ибо величина расчетного расхода (по которому выбираются диаметр и уклон сети) в соответствии с методом предельной интенсивности связана с про-

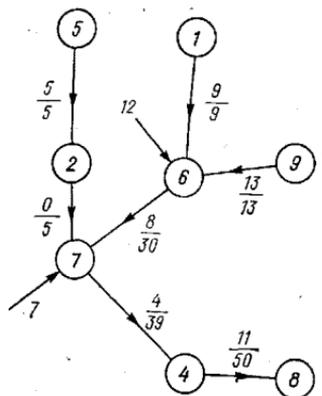


Рис. 13.21. Пример суммирования путевых расходов проходками

В числителе — путевые расходы, в знаменателе — накопленные

должительностью протока жидкости по сети, а следовательно, также зависит от уклона. Вот почему задачу приходится решать методом последовательных приближений.

Максимальный расход дождевых вод в рассчитываемом сечении наблюдается, когда продолжительность расчетного дождя равна времени протока от наиболее удаленной площади стока до рассчитываемого сечения; определяется по общей формуле:

$$Q_{\max} = \eta z F A^{1,2} / T^{1,2} n^{-0,1}, \quad (13.96)$$

где  $\eta$  — коэффициент, учитывающий неравномерность выпадения дождя по площади;  $z$  — коэффициент поверхности бассейна стока;  $F$  — расчетная площадь стока, га;  $A$  и  $n$  — гидрологические параметры дождя;  $T$  — расчетная продолжительность протекания дождевых вод до расчетного сечения, мин.

Для нахождения коэффициента  $\eta$  используется формула

$$\eta = 1 / (1 + 0,001 F^{1/3}). \quad (13.97)$$

Коэффициент стока  $z$  назначается по таблицам СНиПа [78]; для водонепроницаемых поверхностей его можно выразить в виде:

$$z = 0,36 - 0,00012 A \quad \text{при } A \leq 800, \\ \text{иначе } z = 0,3 - 0,000043 A. \quad (13.98)$$

В расчетную продолжительность дождя  $T$  включается время протекания дождевых вод по поверхности  $t_n$ , по лоткам  $T_n = 1,25 l_n / v_n$  и по трубам  $T_{тр} = \sum l_{тр} / v_{тр}$ , равное сумме времени протока по отдельным участкам при расчетных для каждого участка расходах.

При расчете стока с бассейнов с разными характером застройки или с резко различающимися уклонами поверхности земли в соответствии со СНиПом следует определять расходы дождевых вод с разных частей бассейна и наибольший из полученных результатов принимать за расчетный. Поскольку величина расчетного расхода зависит как от продолжительности протока  $T$ , и от площади стока  $F$  (характер нарастания этих величин по длине сети может быть различным), то для расчетного расхода вод следует подсчитывать ряд расходов, отвечающих различным значениям  $T_i$  и соответствующим им  $F_i$ . Вследствие того, что расчетная предельная интенсивность дождя по направлению течения потока уменьшается, выше-расположенные участки коллектора, рассчитанные на большую интенсивность, полностью не заполняются и будут иметь свободную емкость.

СНиП рекомендует отводоспособность дождевой сети определять с учетом заполнения этой свободной емкости и возникновения напорного режима, т. е. при максимальном стоке допускать некоторое увеличение напора над шельгой трубы. Для заполнения свободной емкости нужно допустить напорное движение на всем участке коллектора от его начала до расчетного сечения без подтопления на-

чального и конечного (расчетного) сечений. Выбор диаметра коллектора с учетом заполнения образующейся выше расчетного сечения свободной емкости коллектора следует вести не на максимальный расход по (13.26), который будет проходить через расчетное сечение, а на расход, уменьшенный в  $\beta_e$  раз. Этот коэффициент учета свободной емкости при уклоне местности менее 0,01 предлагается определять по формуле

$$\beta_e = 1 - 0,7 n. \quad (13.99)$$

При уклоне местности более 0,03  $\beta_e = 1$ . М. В. Молоков предложил расчетную интенсивность дождя определять с учетом времени заполнения свободной емкости путем умножения времени протока по коллектору при плоском рельефе местности на коэффициент  $r$ :

$$T_{\text{тр}} = r \sum L_{\text{тр}} / v_{\text{тр}}. \quad (13.100)$$

Этот коэффициент зависит от уклона местности по трассе коллектора и от показателя степени  $n$  в формуле (13.96). Параметр  $A$ , входящий в формулу (13.96), может быть подсчитан через интенсивность дождя, выпадающего на данную местность, продолжительностью 20 мин, взятую по [37] для требуемого периода  $p$  однократного превышения последнего

$$A = q_{20} p^{20^n}, \quad (13.101)$$

или через интенсивность дождя  $q_{20}$  при  $p = 1$  год

$$A = 20^n q_{20} (1 + \lg p / \lg m_r)^\gamma, \quad (13.102)$$

здесь  $m_r$  — среднее число дождей за теплый сезон;  $\gamma$  — показатель степени для данного района [37], изменяющийся от 1,33 до 2,2.

Наряду с описанными дождевыми расходами в дождевой и обшессплавной сетях учитываются узловые расходы: ливнеспускковые (в этом случае они отрицательны); расходы, поступающие из других сооружений, также расходы дождевой сети, которая является частью полураздельной системы канализации.

Первоначальные значения диаметров труб получаются из предельной зависимости расходов и уклонов, и далее производится оптимизация на множестве диаметров. Процесс уменьшения диаметров называется варьированием. Варьированию подлежат диаметры тех коллекторов, которые мало заполнены. Варьирование может быть поочередным и групповым. На отдельных участках диаметры труб могут быть назначены заранее.

В программе SETKAN профиль коллектора строится по шельгам. Профиль каждый раз строится в три этапа. При первом построении профиля глубины заложения отмеряют не до лотка трубы, а до поверхности воды. После этого, на втором этапе, глубины заложения уменьшают на глубину воды в трубах. На третьем этапе выравниваются шельги труб. К блоку построения профиля ЭВМ обра-

щается многократно. Но при первом обращении к нему делается проверка полученных глубин заложения лотков труб на нижних концах участков. И если найдется участок, где глубина заложения превосходит предельную, заданную перед счетом, то в начале такого участка намечается насосная станция перекачки; сеть в этом месте (перед началом участка) расчлняется, а построение профиля повторяется вновь. И так делается до тех пор, пока глубины заложения лотков коллекторов во всех местах не станут меньше предельно допускаемой. Алгоритм построения профиля организован методом прохода.

### 13.15. Оптимизация начертания бытовой сети

Канализационные коллекторы в городах прокладывают почти по всем улицам, так что создается видимость кольцевой сети, хотя сеть является разветвленной из-за расщепления в узлах (рис. 13.22). В зависимости от варианта расщепления стоимость сети изменяется. Для сети, показанной на рис. 13.23, эта стоимость при замене узла

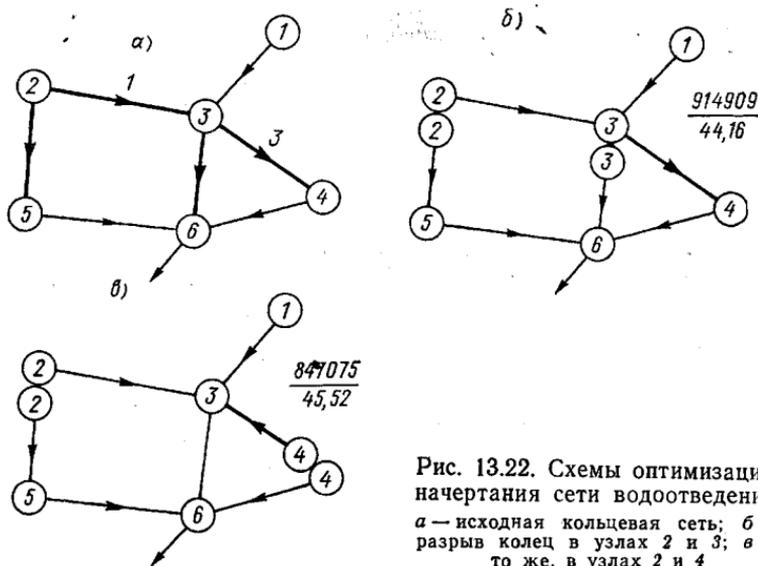


Рис. 13.22. Схемы оптимизации начертания сети водоотведения  
 а — исходная кольцевая сеть; б — разрыв колец в узлах 2 и 3; в — то же, в узлах 2 и 4

расщепления 3 на узел расщепления 4 уменьшилась с 914 909 до 847 075 руб.; изменилась и отметка воды в нижнем узле — с 44,16 на 45,52 м. Принимая некоторую (объемлющую) кольцевую сеть за исходную, путем расщепления узла можно варьировать начертания разветвленной сети и получать вариант с наименьшей стоимостью.

Вместо расщепления узла можно изменять направление движе-

ния воды на каком-то участке, ибо при этом всегда обнаруживается один узел, в котором произошло разветвление потоков на два направления: первое направление новое, — по этому участку, а второе направление, прежнее, — по другому участку. Но так как разветвление потоков в сети водоотведения недопустимо, то, чтобы не нарушить этот принцип, необходимо добавить новый узел в начале того участка, на котором направление движения жидкости изменено.

Варьирование начертания начинается с исходного (принятого) варианта направления, который указывается на плане объемлющей сети. Исходный вариант может быть произвольным, но на нем недопустима циркуляция, т. е. движение по замкнутому контуру, например по контуру 2—3, 3—6, 6—5, 5—2, 2—3 и т. д. (рис. 13.22). Итак, варьирование сводится к изменению направления на каком-то участке. Перечень таких участков приводится перед счетом. Участки этого перечня нумеруются первыми. На рис. 13.22 такие участки показаны утолщенными линиями. Участки, на которых направления движения воды будут изменяться, не могут примыкать к нижнему узлу сети.

Чтобы иметь на сети меньшее число насосных станций, может оказаться выгодным не минимизировать стоимость новой сети, а максимизировать отметку воды в ее нижнем узле при условии, что эта отметка получится достаточно высокой для приема воды без перекачки ниже расположенным коллектором. Это значит, что оптимизацию начертания можно производить по критериям стоимости и отметки воды в нижнем узле сети.

Объемлющая кольцевая и разветвленная сети имеют одинаковое число участков  $t$ , но число узлов  $n$  в них — различное:

для разветвленной сети

$$n = t + 1;$$

для кольцевой

$$n = t + 1 - m,$$

где  $m$  — число колец.

Известно, что после расщепления кольца у сети получается дополнительный узел. Для сокращения машинного времени расчет сети на каждом этапе варьирования выполняется упрощенно: диаметры сети не варьируются. Это не вносит существенных погрешностей в оптимизацию, так как во многих случаях при детальном расчете, например по программе SETKAN, диаметры в основном сохраняются те, которые назначены по предельной зависимости. Стоимость 1 м сети (руб.) подсчитывается по формуле для железобетонных раструбных труб, прокладываемых в мокрых грунтах:

$$C_y = 40,65 D^{1,33} + 6,21 h_{cp} - 10,72, \quad (13.103)$$

где  $D$  — диаметр, м;  $h_{cp}$  — средняя глубина заложения лотка трубы, м.

Уклон трубопроводов подсчитывается по (8.5), коэффициент гидравлического трения  $\lambda$  — по (3.65), незаиливающая скорость — по (8.24). Профиль строится по уровням воды.

Секундный расход бытовых сточных вод в населенном пункте должен быть задан непосредственно перед счетом. Тяготеющие площади бытового водоотведения не приводятся. Секундный расход распределяется пропорционально длинам участков с учетом степени их загрузки, которую можно назначать от 0 до 1 в зависимости от места участка на плане населенного пункта.

Для сети указывают единую минимальную глубину заложения лотка трубы. Узлы сети нумеруют натуральными числами, начиная с 1, без пропусков. Нижний узел нумеруют последним.

Разработанная Н. У. Койдой программа РОТКАВ оптимизации начертания сети позволяет существенно улучшить первоначальный вариант трассировки. Программа РОТКАВ составлена на языке ПЛ/1 и приведена в [41].

### 13.16. Основы расчета дождеприемников

Для приема дождевых вод в сеть служат дождеприемники, присоединяемые к сети с помощью патрубков.

Дождеприемники по конструкции могут быть без осадочной части, с осадочной частью. Большой частью дождеприемники устраивают без осадочной части.

Дождеприемники с осадочной частью целесообразно применять при плоском рельефе местности, при наличии слабoproточных водоемов, малоблагоустроенных территорий. В этом случае глубина осадочной части принимается равной 0,5—0,7 м, и должна производиться регулярная их очистка.

В плане дождеприемники бывают круглые диаметром не менее 0,7 м или прямоугольные размером 0,6×0,9 м. СНиП II-32—74 рекомендует устраивать дождеприемники из железобетонных или бетонных сборных элементов. Длина присоединения (ветки) от дождеприемника до коллектора должна быть не более 25 м. При диаметре труб коллектора больше 600 мм ветку можно присоединять непосредственно, без колодца; в этом случае длина ветки принимается не более 15 м и уклон труб не менее 0,01. На одной ветке можно располагать два — четыре дождеприемника.

Если дождевая сеть на территории кварталов закрытая, а ширина улиц не превышает 30 м, то дождеприемники следует устанавливать на расстояниях друг от друга 50, 60, 70 и 80 м в соответствии с уклоном улицы до 0,004; 0,004—0,006; 0,006—0,01 и 0,01—0,03.

У дождеприемников открытого типа в лотке мостовой у бордюрного камня сверху предусматривается установка металлической решетки, которая по размерам должна соответствовать размерам

открытого дождеприемника в плане. Дождеприемные решетки, применяемые в системах поверхностного водоотвода в разных городах страны, отличаются большим разнообразием типов, форм и размеров.

Основное назначение дождеприемных решеток, входящих в состав сооружений дождевой канализации, — быстрый отвод поверхностных вод с покрытий улиц городов, населенных пунктов, промышленных площадок. Пропускная способность дождеприемных решеток, как показали исследования в МАДИ, зависит от схемы расположения решеток в уличном лотке.

Различают две принципиально разные схемы расположения:

1) в пониженных местах, где дождеприемная решетка принимает весь объем стока поверхностных вод, которые к ней поступают; по этой схеме дождеприемники располагаются в пониженных местах пилообразного продольного профиля лотка в городах с плоским рельефом (Ленинград, Рига) и в местах изменения знака продольного уклона улицы (в конце спуска) в городах с пересеченным рельефом;

2) на участках улиц с продольным уклоном одного знака (на участке затяжных подъемов и спусков); в этом случае часть потока, который поступает по уличному лотку к решетке, ею не принимается, проскакивает и устремляется по лотку к следующей решетке (по этой схеме работает большая часть дождеприемных решеток в городах с пересеченным рельефом).

Устанавливаемые в пониженных местах (схема 1) решетки Московского типа характеризуются высокой пропускной способностью. При малых глубинах лотка, если выполняется соотношение  $H_0 < 1,33 (\omega_{реш}/l_{реш})$ , в котором  $H_0 = H + (\alpha v^2/2g)$ ;  $\alpha$  — коэффициент Кориолиса;  $v$  — скорость подхода потока к решетке, м/с, решетка, установленная в пониженном месте, не покрывается слоем воды и работает как водослив с широким порогом, т. е. вода поступает в дождеприемник по периметру решетки:

$$Q_{реш} = 1,55 l_{реш} H^{1,5}, \quad (13.104)$$

где  $l_{реш}$  — длина той части периметра решетки, на которой происходит прием потока, м;  $H$  — глубина воды в лотке перед решеткой, м.

При  $H_0 > 1,33 (\omega_{реш}/l_{реш})$ , когда решетка покрыта слоем воды и работает по схеме истечения через отверстие, расход  $Q$  (м<sup>3</sup>/с) определяется по формуле

$$Q_{реш} = 2 \omega_{реш} \sqrt{H_0}, \quad (13.105)$$

где  $\omega_{реш}$  — площадь отверстий решетки, м<sup>2</sup>.

Если решетка установлена по схеме 2, то поток в лотке перед решеткой даже при относительно небольших продольных уклонах ( $i \geq 0,0025$ ) становится бурным и образует «проскок», причем ши-

рина потока перед решеткой увеличивается. Вот почему в этих условиях ЦНИИЭП инженерного оборудования рекомендует применять дождеприемные решетки шириной  $b=30$  см и длиной  $c=40$  см (рис. 13.23). Ее ширина по сравнению с решеткой Московского типа увеличена в 2 раза и соответственно в 2 раза сокращена длина при одинаковых размерах в плане, но пропускная способность ее на 60% больше.

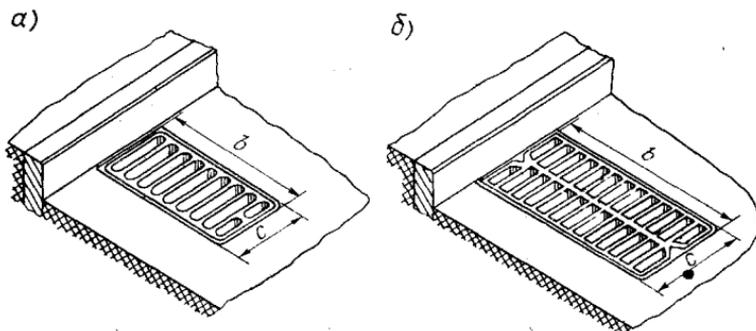


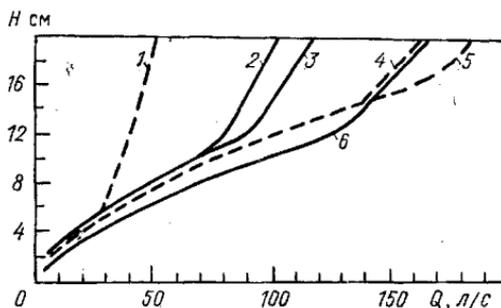
Рис. 13.23. Прямоугольная решетка

$a$  — площадь отверстий  $\approx 970$  см<sup>2</sup>;  $b=0,58$ ;  $c=0,3$  м, масса  $\approx 70$  кг;  
 $b$  — площадь отверстий  $\approx 1870$  см<sup>2</sup>;  $b=0,8$  м,  $c=0,4$  м, масса  $\approx 127$  кг

На основании сравнения решеток по массовым показателям (табл. 13.8) и пропускной способности (рис. 13.24) было установлено, что при плоском рельефе местности, когда площадь водосборного бассейна дождеприемной решетки ограничена половиной ширины улицы, уклоном лотка с пилообразным продольным профилем и вы-

Рис. 13.24. График зависимости  $Q=f(H)$  для решеток, установленных в пониженном месте

1 — решетка Ленинградская, тип I; 2 — ГОСТ 26008—83, прямоугольная,  $b=58$  см,  $c=30$  см; 3 — Ленинградская, тип II; 4 — Одесская; 5 — Московская, тип I; 6 — Московская, тип II

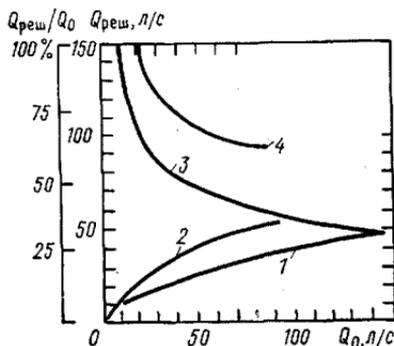


сотой бордюрного камня, значительно ограничен расход, который должна принять решетка. В этом случае может быть рекомендована прямоугольная решетка типа I шириной  $b=58$  см и длиной  $c=30$  см (см. рис. 13.23). В городах с пересеченным рельефом рекомендуется устанавливать прямоугольные решетки типа II шириной  $b=80$  см и длиной  $c=40$  см. На рис. 13.25 показана зависимость расхода воды через решетку от расхода в лотке перед решеткой  $Q_0$ .

Таблица 13.8. Основные характеристики дождеприемных решеток

Тип решетки	Форма	Ширина $b$ , см	Длина $c$ , см	Диаметр $d$ , см	Периметр		Площадь отверстия $\omega$ , м <sup>2</sup>	Масса $P$ , кг	Металлоемкость $k = P/\omega$ , т/м <sup>2</sup>
					$l_{\text{реш}} = 2b + c$ , м	$l'_{\text{реш}} = \frac{3}{4} \pi d$ , м			
Московская	Прямоугольная	40	80	—	1,6	—	0,207	102	0,493
Одесская	»	40	80	—	1,6	—	0,187	127	0,68
Рижская	»	34	41	—	1,09	—	0,056	95	1,7
Литовская	»	38	51	—	1,27	—	0,081	110	1,36
Ленинградская I	Круглая	—	—	0,6	—	1,5	0,062	130	2,11
Ленинградская II	»	—	—	0,58	—	1,42	0,134	130	0,97
По ГОСТ 26008—831, тип II	Прямоугольная	80	40	—	2,0	—	0,187	127	0,68
По ГОСТ 26008—83, тип I	»	58	30	—	1,5	—	0,116	75	0,65

Рис. 13.25. График зависимости расхода воды через решетку ( $Q_{\text{реш}}$ ) от расхода воды в лотке перед решеткой ( $Q_0$ )  
 1 и 3 — для Московской решетки типа I; 2 и 4 — то же, типа II; 1 и 2 —  $Q_{\text{реш}} = f(Q_0)$ ; 3 и 4 —  $Q_{\text{реш}} / Q_0 = \varphi(Q_0)$



### 13.17. Основные показатели работы ливнесбросов

Ливнесбросы устраиваются на коллекторах общесплавной сети для сброса части смеси сточных вод в водоем с целью уменьшения сечения коллекторов. При этом, конечно, водоем будет загрязняться различными органическими и минеральными веществами. Режим работы ливнесбросов определяется санитарными и технико-экономическими требованиями и одним из важнейших показателей, так называемым коэффициентом разбавления  $n_0$ .

Если расход сточных вод в сухую погоду обозначить через  $Q_{\text{сух}}$ , то количество дождевой воды, не сбрасываемой через ливнесброс в водоем в период выпадения, будет  $n_0 Q_{\text{сух}}$ . Из этого следует, что с увеличением  $n_0$  увеличиваются и сечения коллекторов, но чем меньше  $n_0$ , тем больше сточных вод сбрасывается в водоем без очистки, загрязняя его.

В пособии [90] приводятся указания по выбору коэффициен-

та  $n_0$ , значения которых колеблются в пределах от 0,5 до 6 (наиболее часто принимают от 0,5 до 2). В тех случаях, когда самоочищающая способность водоема мала, значения  $n_0$  принимают большими, и наоборот. Однако коэффициент  $n_0$  не может полностью характеризовать общее количество и условия поступления сточных вод в водоем. Он показывает соотношение между расчетным расходом в сухую погоду и стоком дождевых вод, которое будет иметь место лишь в моменты начала и конца сброса, что не характерно для всего периода сброса. В зарубежной практике предельный расход дождевых вод, который не подлежит сбросу через ливнесбросы, принимается не менее 8—10% от удельного стока (при  $T_{гр}=0$ ). Например, если к ливнесбросу подходит расход дождевых вод в  $5 \text{ м}^3/\text{с}$ , то несбрасываемый расход должен быть  $5 \cdot 0,1 - 5 \cdot 0,08 = 0,5 - 0,4 \text{ м}^3/\text{с}$ .

При оценке степени возможного загрязнения водоемов объемы сбросов дождевых вод не должны превосходить допускаемых нагрузок, возникающих от загрязнений водоема, которые устанавливаются в зависимости от самоочищающей способности последнего. Объемы сброса образуются, когда выпадают дожди с расходами, превышающими расходы предельного дождя, при котором на очистных сооружениях будет проходить расход, определяемый по формуле (9.96).

Для санитарной оценки работы общесплавной системы водоотведения важными являются следующие показатели: средняя частота сброса в водоем через ливнесбросы в течение года  $n_{пр}$ ; среднегодовая суммарная продолжительность сброса  $T_{сбр}$ ; среднегодовые объемы сброса  $W_{сбр}$  сточных вод в водоем.

Эти показатели были предложены в 1940 г. Н. Н. Беловым. Интенсивность дождей  $q_p$ , через которые выражаются расчетные расходы в коллекторах, согласно [37] зависят от суточного слоя осадков  $H_p$  с соответствующим периодом превышения  $p$  лет. Все расходы, возникающие от дождей, повторяющихся чаще предельного дождя (с периодом превышения  $p_{пр}$ ), отводятся на очистные сооружения без сброса. Сброс вод через ливнесбросы будет производиться только от дождей с суточными осадками  $H_p > H_{пр}$ , повторяющихся реже предельного дождя ( $p > p_{пр}$ ).

Выразим коэффициент суточного дождевого стока  $\psi$  в виде:

$$\psi = (1 - \sqrt{H_0/H_p})^2, \quad (13.106)$$

где  $H_0$  — слой начальных потерь до момента образования стока, идущий на смачивание почвы, заполнение микровпадин и инфильтрацию;  $H_p$  — высота суточного слоя осадков, повторяемость 1 раз в  $p$  лет или  $s=1/p$  раз в году:

$$H_p = a_d (lg m_T p)^{1/\beta} = a_d (lg m_T s)^{1/\beta}, \quad (13.107)$$

здесь  $a_d$  — параметр среднего количества осадков от выпавшего дождя;  $m_T$  — среднее число дождей за теплый сезон;  $\beta=1/\gamma$  — районированный показатель степени (изменяется от 0,45 до 0,75).

Из условия, что при  $\psi=0$  дождевой сток отсутствует, находим среднее число дождей за теплый сезон  $s_0$ , дающих дождевой сток:

$$s_0 = m_r \exp [-2,3 (H_0/\alpha_d)^\beta]. \quad (13.108)$$

Среднегодовой объем дождевого стока  $h_p$ , повторяющегося  $s=1/p$  раз в году, составляет:

$$W_r = 10 \int_0^{s_0} h_p ds. \quad (13.109)$$

Среднегодовой объем осадков равен:

$$W_{r.ос} = 10 H_r = 3,8 \alpha_d m_r. \quad (13.110)$$

Отношение  $W_r/W_{r.ос}$  представляет собой коэффициент годового стока  $\varphi_r$ . Его величина изменяется от 0,1 до 0,7. По данным интегрирования (13.96) на ЭВМ, коэффициент годового стока представлялось возможным выразить следующей формулой:

$$\varphi_r = 1 - 17,27 (\beta - 0,42)^{0,16} / [1 + 16,22 (\beta - 0,42)^{0,1} \times H_0/\alpha_d]. \quad (13.111)$$

Во Временных рекомендациях по предотвращению загрязнения вод поверхностным стоком с городской территории (М., 1975) предлагается принимать период однократного превышения для предельного дождя  $p_{пр}=0,05-0,1$  г. Это значит, что на год среднее число сбросов сточных вод в водоем из ливнесброса составляет 20—10 раз.

Толщина суточного слоя осадков для предельного дождя, через который определяется его интенсивность и предельный расход, согласно (13.94)

$$H_{пр} = \alpha_d (\lg m_r p_{пр})^{1/\beta}. \quad (13.112)$$

Если известны расходы предельного  $Q_{пр}$  и расчетного  $Q_p$  дождей, то, выражая коэффициенты стока по формуле Н. Н. Белова, среднюю частоту периодов работы ливнесбросов находим по зависимости:

$$s_{пр} = 1/p_{пр} = m_r \exp [-(Q_{пр}/Q_p)^{0,83\beta} \ln m_r p_p]. \quad (13.113)$$

По предложению Н. Н. Белова для определения объемов сброса и продолжительности работы ливнесбросов используем понятие об условном дожде, дающем среднюю величину сброса. Все дожди с толщиной суточного слоя стока  $h_p > h_{пр}$ , дающие сброс  $s_{пр}$  1 раз в году, заменяются условными дождями со средней толщиной слоя суточного стока  $h_{усл}$  и расходом  $Q_{усл}$ . Для этого подсчитаем среднегодовую толщину слоя стока  $h_{г.с}$  и осадков  $H_{г.с}$  от дождей с периодом превышения  $p > p_{пр}$  (или повторяющихся в среднем  $s < s_{пр}$  раз в году) и разделим их на среднее число повторений  $S_{пр}$ , т. е.

$$h_{\text{усл}} = \int_0^{\dot{s}_{\text{пр}}} h_p ds/s_{\text{пр}}. \quad (13.114)$$

Примем изменение расхода во времени в сечении перед ливне-сбросом по степенному гидрографу стока ЛНИИ АКХ (рис. 13.26), т. е. будем считать максимум интенсивности условного дождя в первой трети периода его выпадения. Время начала  $t_n$  и конца  $t_k$

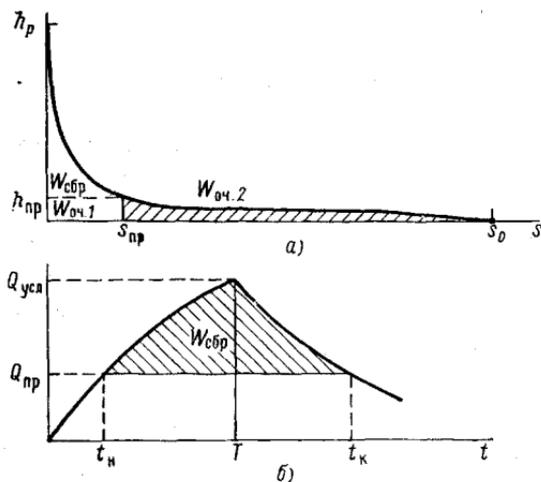


Рис. 13.26. Принци-пальные схемы рас-пределения дождево-го стока

*а* — зависимость слоя дождевого стока от количества раз ( $s$ ) его повторения в году и составляющие годового стока  $W_{\Gamma}$ , направляемого на очистные сооружения  $W_{\text{оч}}$  и на сброс в водоемы  $W_{\text{сбр}}$ ; *б* — к определению объемов сброса по гидрографу условного дождя

сброса (см. рис. 13.86), а следовательно и продолжительность сброса  $t_{\text{сбр}} = t_k - t_n$ , находят через отношение расходов из следующих зависимостей:

$$t_n/T = (Q_{\text{пр}}/Q_{\text{усл}})^{1/(1-n)}. \quad (13.115)$$

$$Q_{\text{пр}}/Q_{\text{усл}} = (t_k/T)^{1-n} - (t_k/T - 1)^{1-n}. \quad (13.116)$$

Объем сброса в результате интегрирования гидрографа стока от  $t_n$  до  $t_k$  получается равным:

$$W_{1.\text{сбр}} = Q_{\text{усл}} [t_k^{2-n} - t_n^{2-n} - (t_k - T)^{2-n}] T^{n-1}/(2-n) - Q_{\text{пр}} (t_k - t_n) = k_* Q_{\text{пр}} T. \quad (13.117)$$

Среднегодовой объем сброса  $W_{\text{сбр}}$  (м<sup>3</sup> в год) от этих дождей, повторяющихся  $s_{\text{пр}}$  раз в году, определяется зависимостью

$$W_{\text{сбр}} = 0,06 k_* s_{\text{пр}} Q_{\text{пр}} T, \quad (13.118)$$

где  $Q_{\text{пр}}$  измеряется в л/с, а  $T$  — в мин.

Продолжительность работы ливнесброса в течение года в среднем будет:

$$T_{\text{сбр}} = s_{\text{пр}} (t_k - t_n) = s_{\text{пр}} t_{\text{сбр}}. \quad (13.119)$$

Значения коэффициента  $k_*$  и отношения  $t_{сбр}/T$  зависят от отношения расходов  $Q_{пр}/Q_{усл}$  и от показателя степени  $n$ . На основании данных расчетов на ЭВМ получено:

при  $k_* \geq 7$

$$0,005 k_* + Q_{пр}/Q_{усл} = (3,39 + 0,863 n)/(1 + 35,3 n); \quad (13.120)$$

при  $k_* < 7$

$$(1 + 0,85 k_*) Q_{пр}/Q_{усл} - k_* (2,55 - 2,64 n)/(1 + 26,25 n) = 0,7; \quad (13.121)$$

при  $n \leq 0,7$  и  $t_{сбр}/T > 1$

$$Q_{пр}/Q_{усл} = (0,94 - 0,75 n) (t_{сбр}/T)^{0,071 - 1,237 n}; \quad (13.122)$$

при  $Q_{пр}/Q_{усл} < 0,32$

$$Q_{пр}/Q_{усл} = (t_{сбр}/T)^{1-n} - (t_{сбр}/T - 1)^{1-n}. \quad (13.123)$$

Отношение расходов  $Q_{пр}/Q_{усл}$  выражено через  $s_{пр}/m_{г}$ ,  $H_0/\alpha_{д}$  и  $\beta$ . При  $\beta = 0,65$  имеем:

$$[1 + 2 s_{пр}/m_{г}] Q_{пр}/Q_{усл} = (0,711 + H_0/\alpha_{д})/(1 + 2,5 H_0/\alpha_{д}) - [0,416 + 3,1 (H_0/\alpha_{д})^{0,55}] s_{пр}/m_{г}. \quad (13.124)$$

При  $\beta \neq 0,65$  можно принять

$$Q_{пр}/Q_{усл} = (Q_{пр}/Q_{усл})|_{\beta=0,65} + 0,6 (\beta - 0,65). \quad (13.125)$$

На рис. 13.27 и 13.28 приведены вспомогательные графики для определения коэффициента  $k_*$  и отношения расходов  $Q_{пр}/Q_{усл}$ . Период однократного превышения условного дождя, дающего средний сброс, Н. Н. Белов связывал с периодом превышения  $\rho_{пр}$  предельного дождя, не создающего сброс сточных вод, следующим соотношением:

$$\rho_{усл} = 3,2 \rho_{пр}. \quad (13.126)$$

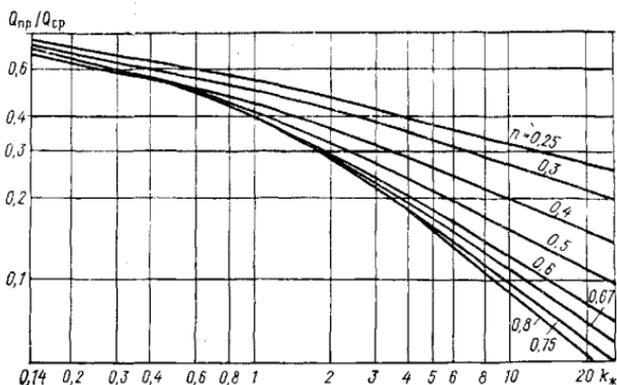


Рис. 13.27. К определению коэффициента  $K_*$  в формуле (13.117)

С учетом этого соотношения и зависимости (13.102) предлагается частоту периодов  $s_{пр}$  и продолжительность  $T_{сбр}$  работы ливне-сброса определять по формулам:

$$s_{пр} = [(n_0/S)^{0,833} (1 + \lg p_p / \lg m_r)^Y (1 - \tau) + \tau]^{-3}; \quad (13.127)$$

$$T_{сбр} = T_p \left( 1,47 - \tau \sqrt[3]{s_{пр}} \right) / \left( 1 - \tau \sqrt[3]{s_{пр}} \right)^{0,5}, \quad (13.128)$$

где  $S = Q_{дож}/Q_{сух}$  — отношение расчетного расхода дождевых вод к их расчетному расходу в сухую погоду;  $p_p$  — принятый для расчета сети период однократного превышения расчетной интенсивности дождя;  $T_p$  — расчетное время протока до ливнеброса, мин;  $\tau$  — параметр, который для средних условий европейской части СССР может быть принят равным 0,2 или определен примерно по среднему многолетнему числу дождей  $m_r$  в год:

$m_r \dots$	240	170	125	95	72	57	45	37
$\tau \dots$	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30

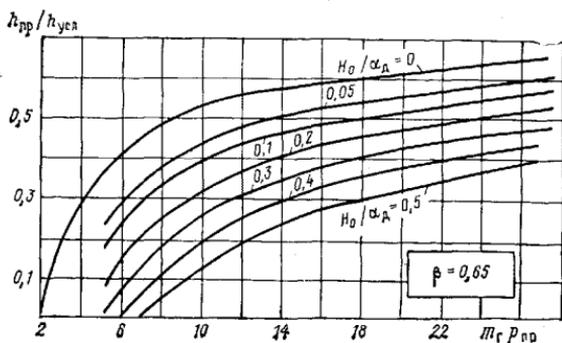


Рис. 13.28. К определению толщины слоя осадков условного дождя

Среднегодовой объем сброса  $W_{сбр}$  через ливнеброс смеси дождевых, бытовых и производственных вод определяется по формуле

$$W_{сбр} = n_0 Q_{сух} T_p k'. \quad (13.129)$$

Коэффициент  $k'$  зависит от  $s_{пр}$ :

$s_{пр}$	2	4	7	10	15	20	25	30	40	50
$k' \dots$	0,07	0,15	0,29	0,47	0,79	1,19	1,72	2,3	3,82	5,74

Среднегодовой объем сброса производственно-бытовых сточных вод может быть выражен в процентах  $B$  от среднегодового объема сброса  $W_{сбр}$ :

$$B = (40 - s_{пр}/4) / n_0. \quad (13.130)$$

Пример 3. Дождевая сеть рассчитана на расход  $Q_p = 0,5 \text{ м}^3/\text{с}$ , повторяющийся 1 раз в год ( $p_p = 1 \text{ г.}$ ) при  $q_{20} = 90 \text{ л/с с 1 га}$ ,  $n =$

$=0,67$  и  $T=50$  мин. Для этого объекта  $H_r=522$  мм,  $m_r=126$  дождей,  $\beta=0,65$ . Имеем три варианта поверхности стока.

*I вариант.* Поверхность стока состоит из 93% асфальтового покрытия с  $H_{01}=0,1$  мм и 7% газона с  $H_{02}=13$  мм; средняя величина слоя начальных потерь составляет  $H_0=1$  мм.

*II вариант.* 80% составляет асфальтовое покрытие с  $H_{01}=0,1$  мм, 10% гравийные садово-парковые дорожки с  $H_{02}=6$  мм, 10% газоны с  $H_{03}=13$ ,  $H_0=2$  мм.

*III вариант.* 60% площади покрыто асфальтом с  $H_{01}=0,1$  мм, а 32% — грунтовая спланированная поверхность с  $H_{02}=9$  мм, т. е. средняя величина слоя начальных потерь равна  $H_0=3$  мм.

Требуется определить объем сброса в зависимости от частоты повторения предельного дождя, а также период однократного превышения интенсивности предельного дождя для перехвата 93% дождевых сточных вод с указанных поверхностей.

Дождь со среднесуточным слоем осадка  $\bar{H}=4,14$  мм будет повторяться  $s_{ep}$  раз в году:

$$s_{cp} = m_r \exp(-2,3 h_{\beta}^{-\beta}) = 37.$$

В табл. 13.9 приведены результаты расчета для различных периодов выпадения предельного дождя. По данным табл. 13.9 можно построить вспомогательные графики зависимости коэффициентов перехвата  $\varepsilon_{пер} = W_{оч}/W_r$  дождевых сточных вод от частоты повторения предельного дождя. В результате такого построения найдено, что для перехвата 93% дождевых сточных вод предельный дождь должен быть взят с частотой повторения  $s_{пр}=8$  при  $H_0=1$  мм,  $s_{пр}=6$  при  $H_0=2$  мм и  $s_{пр}=5$  при  $H_0=3$  мм.

Таблица 13.9. Основные показатели работы ливнесброса для различных периодов «предельного» дождя

$s_{пр}$ , раз в год	$h_{пр}$ , мм	$h_{усл}$ , мм	$s_{усл}$ , раз в год	$h_{пр}/h_{усл}$	$k_*$	$W_{сбр}^{0,1}$ , мм	$W_{оч}^{0,1}$ , мм	$W_{сбр}/W_r$ , %	$s_{пр}/s_{усл}$
$H_0=1$ мм, $s_0=77$ раз в год, $h_r=209$ мм, $\psi_r=0,4$									
20	3,1	8,7	6,80	0,36	1,25	34,8	174	16,7	2,94
10	6,1	13,1	3,48	0,46	0,70	19,2	190	9,1	2,87
5	10,5	18,2	1,76	0,58	0,35	8,3	201	4,0	2,84
3	14,4	22,3	1,08	0,65	0,23	4,5	204	2,2	2,81
2	17,6	26,0	0,70	0,68	0,19	3,0	206	1,4	2,80
1	23,3	32,0	0,36	0,73	0,14	1,5	207	0,7	2,78
$H_0=2$ мм, $s_0=58$ раз в год, $0,1W_r=144$ мм, $\psi_r=0,28$									
20	1,8	6,6	—	0,27	2,20	35,6	108	24,8	—
10	4,5	10,4	—	0,43	0,82	16,6	127	11,5	—
5	8,0	14,8	—	0,54	0,44	7,9	136	5,5	—
3	11,4	18,7	—	0,61	0,26	4,0	140	2,8	—
2	14,3	22,0	—	0,65	0,23	3,0	141	2,1	—
1	19,5	28,0	—	0,70	0,17	1,5	142	1,0	—
$H_0=3$ мм, $s_0=46$ раз в год, $h_r=107$ мм, $\psi_r=0,21$									
20	1,05	5,2	6,43	0,20	3,90	36,9	70	35,0	3,11
10	3,0	8,5	3,34	0,35	1,30	17,6	89	16,4	3,0
5	6,3	12,6	1,68	0,50	0,56	7,9	99	7,4	2,98
3	9,4	16,0	1,03	0,59	0,34	4,3	103	4,0	2,91
2	12,0	19,0	0,70	0,63	0,26	2,8	104	2,6	2,86
1	16,8	24,0	0,38	0,70	0,17	1,3	106	1,2	2,63

Из анализа объемов сточных вод, появившихся от выпадения небольших дождей ( $h_p < h_{np}$ ) и от сильных с периодом превышения  $p > p_{np}$ , следует, что дожди, повторяющиеся чаще 20 раз в год, дают не более 25% всего объема сточных вод за теплый сезон, а остальной объем дают дожди, повторяющиеся в основном не реже 1 раза в год. На дожди с периодом превышения больше 1 года приходится менее 7% среднегодового объема сточных вод.

### 13.18. Гидравлический расчет водостоков зданий

Вода с крыши через водосточную воронку по водосточной системе поступает в наружную сеть дождевой канализации или в лоток отмотки у здания. По исследованиям О. П. Михеева, наиболее целесообразен для водосточных воронок безнапорный режим, обеспечивающий устойчивую безвибрационную работу воронок при относительно незначительной глубине их приемной части  $l_b$  и высоте  $h$  слоя воды на кровле.

Безнапорный режим может быть обеспечен, когда расход воды и глубина ее перед воронкой не будут превышать критических значений  $Q_{кр}$  и  $h_{кр}$ , определяемых по формулам:

$$h_{кр} = 0,36 D_{вып}; \quad Q_{кр} = 4,27 D_b D_{вып}^{3/2}, \quad (13.131)$$

где  $D_{вып}$  — диаметр выпуска воронки;  $D_b$  — диаметр входного отверстия воронки.

При этом следует принимать  $r \geq h_{кр}$ , где  $r$  — радиус, которым описывается профиль приемной части коноидальной воронки ( $l_b = r$ ).

Рекомендуемые НИИ санитарной техники параметры водосточных воронок при  $\mu_{в.к} = 0,45$  и  $\mu_{вып} = 0,95$  (по исследованиям О. П. Михеева) приведены ниже:

$D_{вып}$ , мм . . . . .	50	75	100	125	150	200
$Q_{кр}$ , л/с . . . . .	1,3	3,6	7,3	12,0	20,2	41,5
$h_{кр} = \text{ч.}$ , мм . . . . .	18	27	36	45	54	72
$D_b$ , мм . . . . .	86	130	172	216	258	344
$Q_{кр}$ при $D_{вып} = D_b$ , л/с . . .	0,75	2,1	4,27	7,5	11,8	24,2

Для сравнения в последней строке даны значения  $Q_{кр}$  для воронок с острой входной кромкой (при  $r = 0$ ,  $D_{вып} = D_b$ ).

Расход воды через водосточную воронку при безнапорном режиме ( $h < h_{кр}$ ) и истечении без вихреобразования определяется по формуле кольцевого водослива:

$$Q_b = \mu_b \pi D_b \sqrt{2gh}^{3/2}, \quad (13.132)$$

где  $h$  — напор воды, равный глубине слоя воды перед входом в воронку;  $\mu_b$  — коэффициент расхода воронок.

$$\mu_v = 0,62 - 0,46 h/D_{\text{вып}}. \quad (13.133)$$

В конструкциях воронок следует предусматривать устройства, создающие безвихревое движение жидкости, например вертикальные перегородки во входной части воронки или колпаке. Решетка (колпак), перекрывающая воронку, должна одновременно с пропуском расчетных расходов воды обеспечивать свободное поступление атмосферного воздуха через гидравлическую воронку в отводящий трубопровод.

### 13.19. Расчет канализационных стояков

Надежность систем канализации зданий определяется устойчивостью против срыва гидравлических затворов санитарно-технических приборов и незасоряемостью канализационных трубопроводов. Устойчивость гидравлических затворов зависит от величины вакуума, возникающего в канализационном стояке при транспортировке по нему сточной жидкости, и выражаемого, согласно исследованиям ЦНИИЭП инженерного оборудования, формулой

$$p_{\text{вак}} = 3590 [q_{\text{ж}} / (1 + \cos \alpha) D_{\text{ст}}^2]^{1,677} (d_{\text{отв}}/D_{\text{ст}})^{0,71}, \quad (13.134)$$

где  $q_{\text{ж}}$  — максимальный расход жидкости в стояке, м<sup>3</sup>/с;  $\alpha$  — угол присоединения отвода к стояку, град;  $D_{\text{ст}}$  и  $d_{\text{отв}}$  — диаметры стояка и отвода, м.

Максимальное разрежение возникает в стояке высотой не менее 90 диаметров; это справедливо для стояков высотой до 150 м, не имеющих на рабочей высоте точек перегиба. Срыв гидравлического затвора высотой 60 мм происходит при понижении давления в стояке на 637 Па, а высотой 70 мм — на 834 Па. Если стояк на рабочей высоте имеет две точки перегиба, то может произойти выброс воды в санитарном приборе, присоединенном к стояку над верхней точкой перегиба, и срыв гидравлического затвора у санитарного прибора, расположенного ближе остальных ко второй точке перегиба. Для выравнивания давлений А. Я. Добромислов рекомендует соединять верхний участок стояка до перегиба трубой диаметром 40—50 мм с нижним после перегиба.

Пропускная способность стояков высотой более 90 диаметров при высоте гидрозатворов 60 мм представлена в табл. 13.10; при высоте гидрозатворов 50 мм эти данные следует уменьшить на 20%, а при высоте затворов 70 мм — увеличить на 20%.

При высоте расположенного ниже участка  $L$  стояка меньше 90 его диаметров стояк может работать как неvented; устройства соединительного трубопровода при этом не требуется, и его пропускная способность определяется по табл. 13.11, а разрежение (в Па) — по формуле

Таблица 13.10. Критические расходы жидкости (л/с)  
для прямолинейных стояков многоэтажных зданий при высоте затворов 60 мм

Диаметр поз- тажных отво- дов, мм	Диаметр стояка, мм						Угол присое- динения поз- тажных отво- дов к стояку, град
	45	50	85	100	125	150	
45	0,72	0,94	3,36	5,0	8,56	13,4	90
	1,1	1,39	5,0	7,45	12,85	19,9	60
	1,3	1,6	5,7	8,55	14,6	22,9	45
50	—	0,88	3,2	4,8	8,1	12,7	90
	—	1,35	4,8	7,1	12,2	18,9	60
	—	1,55	5,5	8,2	13,9	21,7	45
85	—	—	2,5	2,8	6,5	10,2	90
	—	—	3,9	5,7	9,8	15,3	60
	—	—	4,6	6,5	11,0	17,4	45
100	—	—	—	3,5	6,1	9,4	90
	—	—	—	5,4	9,2	14,2	60
	—	—	—	6,1	10,4	16,1	45
125	—	—	—	—	5,5	8,7	90
	—	—	—	—	8,5	13,4	60
	—	—	—	—	10,0	14,9	45
150	—	—	—	—	—	8,0	90
	—	—	—	—	—	12,2	60
	—	—	—	—	—	14,0	45

$$p_{\text{вак}} = 8,68 [(Q_{\text{в}} + q_{\text{ж}})/D^2]^{4,3}, \quad (13.135)$$

где  $Q_{\text{в}}$  — расход жидкости за счет эжектирующей способности стояка ( $\text{м}^3/\text{с}$ ), выражаемый зависимостью

$$Q_{\text{в}} = 13,78 q_{\text{ж}}^{1/3} D_{\text{ст}}^{1,75} (D_{\text{ст}}/d_{\text{отв}})^{0,12} (L/90 D_{\text{ст}})^{0,5} \times \\ \times (1 + \cos \alpha)^{-0,177}, \quad (13.136)$$

А. Я. Добромислов рекомендует либо устройство на каждом стояке вытяжки высотой 200 мм над кровлей здания, либо объединение поверху (в пределах чердака) группы канализационных стояков одной вытяжной частью.

Таблица 13.11. Пропускная способность неветилируемых стояков (л/с) с рабочей высотой  $L < 90 D_{\text{ст}}$  для гидрозатворов высотой 60 мм

Параметры	Рабочая высота стояка $L$ , м									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$D_{\text{ст}} = d_{\text{отв}} = 50$ мм, $\alpha = 45^\circ$	2,2	1,4	0,95	0,72	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
То же, $\alpha = 90^\circ$	2,0	1,2	0,80	0,60	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
$D_{\text{ст}} = d_{\text{отв}} = 100$ мм, $\alpha = 45^\circ$	9,8	6,2	4,5	3,3	2,6	2,2	1,7	1,4	1,2	1,2
То же, $\alpha = 90^\circ$	8,7	5,3	3,7	2,7	2,1	1,7	1,3	1,1	0,95	0,95
$D_{\text{ст}} = 100$ мм, $\alpha = 45^\circ$ $d_{\text{отв}} = 50$ мм, $\alpha = 90^\circ$	8,8	5,4	3,7	2,8	2,1	1,7	1,4	1,2	1,0	1,0
	7,8	4,6	3,0	2,2	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8	0,8

Диаметры горизонтальных участков труб  $d$  (мм), объединяющих поверху стояки, рекомендуется рассчитывать по формуле

$$d = k \sqrt{q_{ж}}, \quad (13.137)$$

где  $q_{ж}$  — измеряется в л/с;  $k = 53$  при  $\alpha = 90^\circ$ ,  $k = 44$  при  $\alpha = 60^\circ$  и  $k = 40$  при  $\alpha = 45^\circ$ .

Диаметр вытяжной части выше кровли здания принимается равным наибольшему диаметру участка сборного трубопровода.

Диаметр выпуска (м) рекомендуется определять по формулам:

$$\begin{aligned} \text{при } h/d_{в} \leq 0,6 \\ \text{при } h/d_{в} > 0,6 \end{aligned} \quad d_{в} = (q_{ж}/v_{ж})^{1/3} h^{-1/3}; \quad (13.138)$$

$$d_{в} = 1,22 (q_{ж}/v_{ж})^{1/3} h^{-1/3}, \quad (13.139)$$

где  $h$  — глубина воды в трубопроводе, м;  $v_{ж}$  — скорость движения жидкости, м/с.

## Глава четырнадцатая ОСНОВЫ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАСЧЕТА НЕКОТОРЫХ СООРУЖЕНИЙ СИСТЕМ ВОДОСНАБЖЕНИЯ И ВОДООТВЕДЕНИЯ

### 14.1. Гидравлическая крупность

*Гидравлической крупностью*  $w_0$  называют скорость равномерного падения частицы в неподвижной воде.

При свободном обтекании шара диаметром  $d_{ш}$  жидкостью плотностью  $\rho$  и вязкостью  $\nu$  по формуле О. М. Тодеса и Р. Б. Розенбаума имеем:

$$w_0 = (\nu/d_{ш}) \text{Ar} (18 + 0,61 \sqrt{\text{Ar}})^{-1}, \quad (14.1)$$

где  $\text{Ar} = g (\rho_{т} - \rho) d_{ш}^3 / (\rho \nu^2)$  — критерий Архимеда для твердого компонента плотностью  $\rho_{т}$ .

На стр. 180 приведены гидравлические крупности наносов.

Частицы неправильной формы характеризуются эквивалентным по объему  $V_{т}$  диаметром шара

$$d_3 = 1,24 V_{т}^{1/3} \quad (14.2)$$

и геометрическим коэффициентом формы  $k_{ф}$ , т. е. отношением поверхности данной частицы  $S_{т}$  к поверхности эквивалентного шара:

$$k_{ф} = 0,207 S_{т} / V_{т}^{2/3} = d_{т}^2 / d_3^2. \quad (14.3)$$

Опытные значения  $k_{\Phi}$  для некоторых неправильных частиц:

песок окатанный	1,17
» с округлыми зернами	1,16
» островершинистый	1,5—1,67
» нефракционированный	1,7—1,87
уголь длиннопламенный	3,0
антрацит	1,5—3,5*
дробленый керамзит крупностью зерен 1,78—1,15 мм	4,39—2,35
недробленый керамзит крупностью зерен 1,18 мм	1,29
уголь газовый	2,07
кокс	2,86
сланец	3,17—3,5
угольная пыль	1,62—2,58
графит искусственный	1,15—1,5
алюминиевые цилиндрики ( $l/d_T = 1 \div 3$ )	1,15—1,25
алюмосиликат	1,02—1,05
перлит	2,8
то же, с учетом шероховатости частиц	7,0
горелые породы крупностью 1 мм	2,1
вулканические туфы крупностью 0,95—1,07 мм	2,67—1,98

\* В среднем 2,13

Гидравлическая крупность частиц неправильной формы оказывается больше вычисленной по (14.1) при  $Re_T = \omega_0 d_3 / \nu < 0,2$  в  $\sqrt{1 + 0,862 \lg k_{\Phi}}$  раз, а при  $2 \cdot 10^3 < Re_T < 2 \cdot 10^5$  — в  $(12,4 - 11,4 k_{\Phi}^{-1})^{-0,5}$  раз.

На гидравлическую крупность частицы оказывают влияние стенки канала и соседние частицы. Влияние стенок канала обычно оценивается геометрическим симплексом  $D/d_T$  ( $D$  — диаметр канала;  $d_T$  — диаметр шара, эквивалентного частице по поверхности), а соседних частиц — объемной концентрацией частиц  $\beta$ . Это влияние учитывается поправочными коэффициентами  $E_D$  и  $E_{\beta}$ :

$$E_D = \omega_0 \text{ст} / \omega_0 = [1 - (d_T/D)^2]^{1,5}, \quad (14.4)$$

$$E_{\beta} = \omega_0 \text{ст} / \omega_0 = (1 - \beta)^{4,75} (18 + 0,61 \sqrt{Ag}) / [18 + 0,61 \sqrt{Ag (1 - \beta)^{4,75}}] \approx (1 - \beta)^n, \quad (14.5)$$

где  $n$  — показатель степени, равный, по данным экспериментов Д. М. Минца, для песка и гравия 2,25—4,5 (в среднем  $n=3$ ).

При  $D/d_T \geq 10$  можно пренебречь влиянием стенок, а при  $\beta \ll 0,01$  — влиянием концентрации.

Скорость движения одиночных пузырьков газа в жидкости  $W_T$  в отличие от скорости падения твердых частиц характеризуется коэффициентом деформации пузырьков  $\Phi_{\Phi}$ , представляющим собой отношение эквивалентного диаметра  $d_3$  к фронтальному диаметру пузырьков  $d_{\Phi}$ :

$$\Phi_{\Phi} = d_3/d_{\Phi} = 0,81 + 0,206 \text{th} (1,6 - 2 \lg Re M^{0,23}); \quad (14.6)$$

здесь

$$Re = \omega_T d_3 / \nu; \quad M = g \nu (\eta / \sigma)^2; \quad (14.7)$$

где  $\nu$  и  $\eta$  — кинематический и динамический коэффициенты вязкости жидкой среды;  $\sigma$  — межфазовое поверхностное натяжение.

Для дистиллированной воды при  $t = 21^\circ\text{C}$  величина  $M = 2,4 \times 10^{-11}$ , а для минерального масла при  $t = 27,5^\circ\text{C}$  значение  $M = 1,45 \cdot 10^{-2}$ .

При  $Re \leq 2$

$$\omega_r = g d_3^2 / (18 \nu); \quad (14.8)$$

при  $2 < Re < 350$  ( $\varphi_\Phi = 1$ )

$$\omega_r = 0,251 \sqrt{g d_3} Re^{0,41}. \quad (14.9)$$

В случае максимально деформированных пузырьков ( $\varphi_{\text{мин}} = 0,62$ )

$$\omega_r = 0,705 \sqrt{g d_3}. \quad (14.10)$$

Чтобы рассчитать нефтеловушки, требуется знать скорость всплывания нефтяных частиц, величину которой в чистой покоящейся воде можно определить при  $Re = d_3 \omega_3 / \nu < 1,0$  по формуле Стокса:

$$\omega_3 = g d_3^2 (\rho_B - \rho_{\text{нп}}) / (18 \mu), \quad (14.11)$$

где  $d_3$  — диаметр частицы эмульсии;  $\rho_B$  — плотность воды;  $\rho_{\text{нп}}$  — плотность нефтепродукта;  $\mu$  — динамический коэффициент вязкости воды.

Наличие в сточной воде механических примесей влияет на скорость выделения нефтепродуктов из воды, поэтому

$$\omega_{\text{нп}} = \alpha \omega_3, \quad (14.12)$$

где  $\alpha$  — коэффициент уменьшения скорости всплывания нефтяных частиц под влиянием механических примесей, равный

$$\alpha = (4 \cdot 10^4 + 0,8 s_{\text{в.в}}^2) / (4 \cdot 10^4 + s_{\text{в.в}}^2); \quad (14.13)$$

$s_{\text{в.в}}$  — концентрация взвешенных веществ, мг/л.

## 14.2. Принцип расчета горизонтальных и аэрируемых песколовков

Песколовки предназначены для выделения из сточных вод тяжелых минеральных примесей (главным образом песка). Действие горизонтальной песколовки основано на том, что при движении сточной воды (в резервуаре или канале) каждая находящаяся в ней нерастворенная частица перемещается вместе со струей воды и одновременно движется вниз под влиянием силы тяжести со скоростью, соответствующей крупности и удельному весу частицы.

Длина горизонтальной песколовки  $L$ , в пределах которой частица с гидравлической крупностью  $\omega$  при скорости потока  $v$  опустится на глубину  $H$ , вычисляется по формуле

$$L = k H v / \omega_0, \quad (14.14)$$

где  $v = Q/\Omega$  — средняя скорость течения воды при расходе  $Q$  и площади живого сечения  $\Omega = BH$ ;  $B$  — ширина песколовки;  $\omega_0$  — гидравлическая крупность (табл. 14.1) при  $15^\circ\text{C}$  улавливаемой частицы взвеси наименьшего размера (обычно  $d = 0,2 \div 0,25$  мм);  $k$  — коэффициент, учитывающий турбулент-

Таблица 14.1. Значения  $k$  для песколовки в формуле (14.14), по В. И. Калицуну

Виды песколовки	Диаметр, мм (числитель) и гидравлическая крупность, мм/с					
	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
	13,2	18,7	24,2	29,7	35,1	40,7
Горизонтальные	—	1,67	1,38	1,16	1,11	1,08
Аэрируемые при:						
$B/H=1$	1,31	1,22	1,11	1,00	0,89	0,74
$B/H=1,25$	1,25	1,13	1,00	0,83	0,63	—
$B/H=1,5$	1,20	1,04	0,86	0,62	—	—

ность, несовершенство гидравлических режимов работы, расслоение песка в подводящих каналах и другие факторы (табл. 14.1).

$$k \approx \omega_0 / \sqrt{\omega_0^2 - (0,05 v)^2}. \quad (14.15)$$

Общая глубина песколовки в основном зависит от глубины потока:

$$H_{\text{стр}} = H + h_{\text{ос}} + h_{\text{борт}}, \quad (14.16)$$

где  $H$  — глубина потока воды в песколовке;  $h_{\text{ос}}$  — глубина слоя выпавшего в песколовке осадка;  $h_{\text{борт}}$  — высота бортов над уровнем воды в песколовке, принимаемая 0,2–0,4 м.

Аэрируемые песколовки представляют собой железобетонный резервуар прямоугольной формы в плане, глубиной до 5 м. Протекающие через такую песколовку сточные воды аэрируются (продуваются сжатым воздухом) посредством аэраторов с интенсивностью 3–5 м<sup>3</sup>/(м<sup>2</sup>·ч). Система аэрации — низконапорная (1,1–1,2 м вод. ст.).

В аэрируемой песколовке осадка выпадает больше, чем в обычных песколовках, зольность его выше и составляет 92–95% (в горизонтальных песколовках — до 85%); в то же время в нем осаждаются мелкие фракции песка, не задерживаемые обычными песколовками.

Аэрируемая песколовка может быть совмещена с преаэратором. В этом случае в нее можно подавать избыточный активный ил, и при подаче воздуха создаются условия для стабилизации скорости движения воды.

Длина песколовки определяется по формуле (14.14), в которой коэффициент  $k$  зависит лишь от отношения  $B/H$  и гидравлической крупности расчетной фракции песка (по В. И. Калицуну):

$$k = \frac{1,32 B/H}{\lg(1 - 2 B \omega_0 / H v_{\text{доп}})} \cdot \frac{\omega_0}{v_{\text{доп}}} = \frac{13,2 \omega_0 B/H}{\lg(1 - 20 \omega_0 B/H)}, \quad (14.17)$$

где  $v_{\text{доп}} = 0,1$  м/с — средняя скорость движения воды в придонной части (к аэраторам).

### 14.3. Принципы расчета отстойников

Отстойники предназначены для задержания из сточных вод нерастворенных грубодисперсных веществ, преимущественно органического происхождения.

Исходными данными при расчете отстойников на любую степень полноты выделения из сточных вод нерастворимых примесей независимо от их типа являются:

расход сточных вод и начальная концентрация в них взвешенных веществ  $C_1$ , принимаемая по данным анализа;

допустимая конечная концентрация  $C_2$  взвешенных веществ в отстоенной воде, принимаемая в соответствии с санитарными нормами или обусловленная технологическими требованиями.

Например, при расчете первичных отстойников перед аэротенками и биофильтрами величину  $C_2$  надо принимать в пределах 100—150 мг/л; максимально допустимая гидравлическая крупность частиц взвеси должна быть: при спуске в проточные водоемы — 0,4 мм/с, в водохранилища — 0,2 мм/с.

Необходимый эффект осветления, выражаемый в процентах, составляет:

$$\mathcal{E} = (1 - C_2/C_1) 100. \quad (14.18)$$

Наименьшую скорость  $w_0$  осаждения взвешенных веществ из сточных вод, соответствующую этому эффекту, находят по графику С. М. Шифрина (рис. 14.1).

Выбор типов отстойников (горизонтальных, вертикальных, радиальных, с вращающимися распределительными устройствами, отстойников-перегнивателей) производится на основании технико-экономического сравнения вариантов.

Если требуемый эффект осветления в отстойниках недостижим, то процесс отстаивания интенсифицируется посредством специальных мероприятий (предварительная аэрация, коагулирование, увеличение продолжительности отстаивания и пр.).

Эффект осветления сточных вод принимают на основании технико-экономических расчетов, учитывая работу последующих сооружений. Рассмотрим последовательность расчета отстойников.

1. Определяется длина  $L$  (м) горизонтальных отстойников

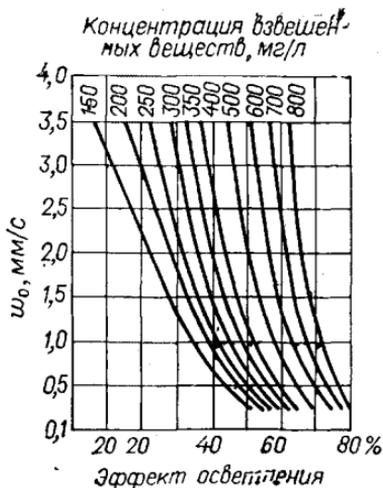


Рис. 14.1. График кинетики выпадения взвеси сточных вод

$$L = vH/k(\omega_0 - u_B) \quad (14.19a)$$

или радиус  $R$ , м, вертикальных, радиальных и с вращающимися распределительными устройствами отстойников

$$R = \sqrt{Q/[11,3k(\omega_0 - u_B)] + d_{вп}^2/4}, \quad (14.19b)$$

а для отстойников с нисходящим потоком

$$R = \sqrt{Q/(5,64k\omega_0)}, \quad (14.19b)$$

где  $Q$  — расчетный расход сточных вод, м<sup>3</sup>/ч;  $H$  — глубина проточной части отстойника от границы нейтрального слоя до уровня воды, м;  $v$  — средняя расчетная скорость вод в проточной части отстойника (для радиальных — в сечении на половине радиуса), мм/с;  $d_{вп}$  — диаметр впускного устройства, м;  $k$  — коэффициент, зависящий от использования объема проточной части отстойника:  $H=1,5-3$  м (до 4 м),  $k=0,5$  — для горизонтальных;  $H=1,5-5$  м,  $k=0,45$  — для радиальных;  $H=0,8-1,2$  м,  $k=0,85$  — для отстойников с вращающимися сборно-распределительными устройствами;  $H=2,7-3,8$  м,  $k=0,35$  — для вертикальных отстойников;  $\omega_0$  — скорость осаждения частиц взвеси в отстойнике (гидравлическая крупность), мм/с:

$$\omega_0 = (kH/\alpha t)(kH/h)^{-n}; \quad (14.20)$$

здесь  $t$  — продолжительность отстаивания в цилиндре со слоем воды  $h$ , соответствующая заданному эффекту осветления, с; (определяется экспериментально); для городских сточных вод допускается принимать в соответствии со СНиП 2.04.03-85 в зависимости от эффекта осветления  $\mathcal{E}$  (%) и концентрации взвешенных веществ  $C_{вз}$  (мг/л):

$$t = (290\,000 - 120 C_{вз}) / (C_{вз} - 143) - \mathcal{E}(26700 - 37 C_{вз}) / (C_{вз} - 141) + \mathcal{E}^2(398 - 0,17 C_{вз}) / (C_{вз} - 141); \quad (14.21)$$

$\alpha$  — коэффициент, учитывающий влияние среднемесячной температуры  $t_{мин}^{ср.мес}$  сточной воды на ее вязкость, равный:

$\alpha$ . . . . .	0,45	0,55	0,66	0,8	0,9	1,0	1,14	1,3	1,5	1,8
$t_{мин}^{ср.мес}$ . °С.	60	50	40	30	25	20	15	10	5	0

$u_B$  — вертикальная составляющая скорости движения воды в отстойнике, зависящая от расчетной скорости:

$u_B$ , мм/с . . . . .	0	0,05	0,1	0,5
$v$ , мм/с . . . . .	5	10	15	20

$n$  — эмпирический коэффициент, зависящий от агломерации взвеси в процессе осаждения: для городских сточных вод в соответствии со СНиП 2.04.03-85 следует определять в зависимости от исходной концентрации взвешенных веществ  $C_{вз}$  (мг/л) и эффекта отстаивания  $\mathcal{E}$  (%):

$$n = [(4660 - 46\mathcal{E}) / (\mathcal{E} - 25,1)] / [C_{вз} + (2775 - 52,5\mathcal{E}) / (\mathcal{E} - 47,6)]; \quad (14.22)$$

При нахождении  $u_v$  для радиальных и горизонтальных отстойников в первом приближении следует принимать  $v = 5 \div 10$  мм/с, для отстойников с вращающимися распределительными устройствами и вертикальных  $v = 0$ .

Кинетика осаждения взвешенных веществ из сточной воды и показатель степени  $n$  должны определяться при отстаивании ее в покое, в сосудах диаметром не менее 120 мм. Вследствие турбулентности происходит агломерация или размельчение частиц взвеси при их осаждении в движущемся потоке. В связи с этим М. Мырзахметов, помимо  $k$ , вводит коэффициент агломерации или размельчения взвеси, величину которого устанавливают на основании технологического моделирования процесса осаждения взвеси в движущемся потоке.

2. После определения длины и радиуса отстойников уточняется значение  $v$ , мм/с:

для горизонтальных отстойников

$$v = Q / (3,6 H B), \quad (14.23a)$$

где  $B$  — ширина отстойников (м), принимается в пределах 2—5 м;

для радиальных отстойников

$$v = Q / (3,6 \pi R H). \quad (14.236)$$

Если уточненное значение  $v$  значительно отличается от принятого ранее (при вычислении  $\omega$ ), то величины  $L$  и  $R$  определяются повторно с учетом полученного значения  $v$ . Заметим, что продолжительность отстаивания сточных вод в желобах двухъярусных отстойников принимается равной 1,5 ч.

Вторичные отстойники надлежит рассчитывать по гидравлической нагрузке на их поверхность (СНиП 2.04.03—85). Продолжительность отстаивания после капельных биофильтров и аэротенков при снижении БПК<sub>полн</sub> до 50% составляет примерно 0,75 ч, а при снижении БПК<sub>полн</sub> до 80% — 1 ч, после высоконагружаемых биофильтров — 1,5 ч. Максимальную скорость протекания в горизонтальных и радиальных отстойниках можно принимать равной 5 мм/с, а в вертикальных — 0,5 мм/с.

Для бытовых сточных вод вынос взвешенных веществ из вторичных отстойников допускается определять по табл. 14.2, для производственных сточных вод — экспериментально.

При минимальном количестве отстойников (два первичных и три вторичных) их расчетный объем следует увеличить в 1,2—1,3 раза. Нагрузка на 1 м водослива не должна превышать 10 л/с.

У отстойников с вращающимися распределительными устройствами период их вращения

$$T = \pi R^2 H k / Q, \quad (14.24)$$

где радиус  $R$  определяется по формуле (14.19, б).

Таблица 14.2. Вынос взвешенных веществ из вторичных отстойников, мг/л

Показатель	При БПК <sub>полн</sub> очищенной воды, мг/л					
	15	20	25	50	75	100
Продолжительность отстаивания, ч:						
0,75	21	27	33	66	86	100
1,0	18	24	29	59	78	93
1,5	15	20	25	51	70	83
2,0	12	16	21	45	63	75

#### 14.4. Принципы расчета распределительных устройств очистных сооружений

Одним из основных условий нормальной работы очистных канализационных сооружений является равномерное распределение сточных вод между сооружениями с целью выравнивания нагрузки на них. Исследованиями Г. Д. Савченко установлено следующее:

1. Распределительная камера с подводом воды лотком обеспечивает максимальное отклонение расхода от равномерного распределения  $\pm 5\%$ .

2. Распределительные чаши кольцевого типа с односторонним подводом воды к ним снизу дюкером с коленами обеспечивают отклонение от  $\pm 3$  до  $\pm 6\%$  при нагрузке на сооружение в пределах 0,75—1,25  $Q_p$ .

3. Распределительные чаши кольцевого типа с односторонним подводом воды к ним и круговым входом в них через внутреннюю цилиндрическую трубу (рис. 14.2, а) обеспечивают наилучшее распределение сточной жидкости при односторонней подаче (отклонение от равномерного распределения составляет  $\pm 1\%$  при расчетной нагрузке и  $\pm 2,9\%$  при отклонении нагрузки на 25% от  $Q_p$ ). При этом:

а) диаметр центральной трубы следует принимать равным диаметру подводящего трубопровода;

б) высоту кольцевого отверстия под центральной трубой надо принимать  $0,25—0,5d$ ;

в) при выходе сточной жидкости из центральной трубы нужно устраивать внезапное расширение с соотношением диаметров чаши и центральной трубы не менее  $1,5 (D/d \geq 1,5)$ ;

г) коническая воронка при выходе жидкости из центральной трубы с углом роспуска ее  $7—16^\circ$  ухудшает равномерность распределения;

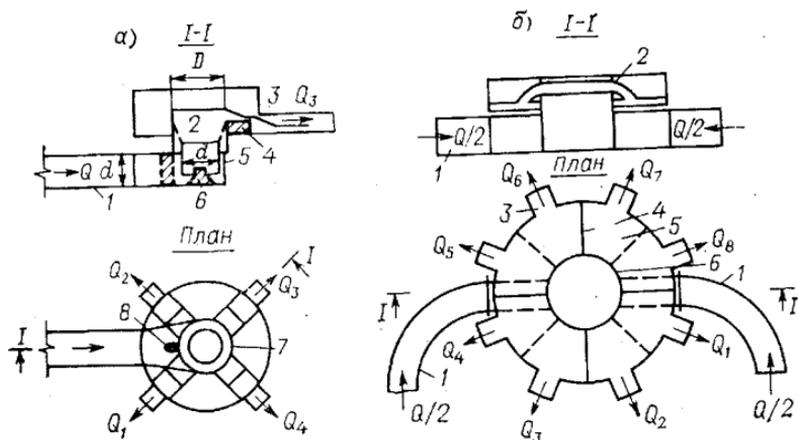


Рис. 14.2. Схемы распределительных чаш различных конструкций  
 а — с односторонним подводом воды через внутреннюю цилиндрическую трубу: 1 — подводящий трубопровод; 2 — воронка растекания; 3 — отводные трубы; 4 — водосливы; 5 — внутренняя цилиндрическая труба; 6 — коническая направляющая вставка; 7 — распределительная чаша; 8 — рассекатель; б — с двусторонним подводом воды снизу и распределением ее между одинаковыми сооружениями по кольцевому водосливу: 1 — подводящие трубопроводы; 2 — сменные элементы чаши; 3 — отводные трубы; 4 — вертикальные перегородки; 5 — кольцевой колодец; 6 — кольцевой водослив с тонкой стенкой

д) рассекатель потока в подводящем трубопроводе также ухудшает равномерность распределения сточной жидкости;

е) в верхней части чаши необходимо предусматривать свободное истечение жидкости через водосливы с широким порогом.

При свободном истечении жидкости из чаши через водослив с широким порогом коэффициент расхода  $m_g$ , учитывающий сжатие и входящий в формулу

$$Q_{ср} = m_g b \sqrt{2g} H^{3/2}, \quad (14.25)$$

составляет  $0,327—0,332$ .

4. Распределительные чаши кольцевого типа с двусторонним подводом воды к ним встречными потоками и свободным истечением через большие отверстия в тонкой цилиндрической стенке под небольшим напором (рис. 14.2, б) обеспечивают хорошее распределение (отклонение составляет 1% при  $Q_p$  и  $\pm 1 \div 2\%$  при  $0,75 \div 1,25 Q_p$ ). Коэффициент расхода отверстия  $\mu$  может быть принят равным  $0,603 \div 0,606$ .

#### 14.5. Осветление природной воды в отстойниках

Для выделения из воды путем гравитационного осаждения частиц с плотностью большей, чем плотность воды перед поступлением ее на фильтры или непосредственно на производственные нужды, применяют отстойники.

Взвешенные вещества природных вод обычно состоят из частиц неодинакового размера, формы и плотности. Скорость осаждения такой полидисперсной взвеси характеризуется кривой ее осаждения или показателем осаждаемости взвеси, выраженным неделимой дробью: числитель  $A$  обозначает количество взвешенных веществ в процентах (по отношению к общему содержанию взвеси в воде), которые выпадают в осадок к моменту полного осаждения частиц гидравлической крупностью  $1,2$  мм/с, а знаменатель  $B$  — количество взвешенных веществ, выпадающих в осадок к моменту полного осаждения частиц гидравлической крупностью  $0,1$  мм/с.

Показатель осаждаемости взвеси для речных вод во время паводка колеблется в пределах  $A/B = 10/20 \div 20/60$ , а в период малой мутности воды  $A/B = 5/15 \div 15/40$ ; для вод, обработанных коагулянтами,  $A/B = 65/98 \div 75/95$ .

Расчетная скорость осаждения взвеси  $\omega_0$  в зависимости от заданной степени осветления воды  $y$  может быть определена по А. Н. Кастальскому:

$$\omega_0 = (1,2B - 0,1A - 1,1y)/(B - A), \quad (14.26)$$

где

$$y = (1 - M_2/M_1) \cdot 100; \quad (14.27)$$

$M_1$  и  $M_2$  — содержание взвешенных веществ в осветляемой и в отстойной воде, мг/л. Для отстойников хозяйственно-питьевых вод  $M_2$  должно быть равным  $8 \div 12$  мг/л, а для промышленных вод  $M_2$  устанавливается принятой схемой очистки воды и требованиями, предъявляемыми производством к ее качеству.

При расчете отстойников глубиной  $H_0 = 3 \div 5$  м величину вертикальной составляющей скорости горизонтального турбулентного потока  $u_v$  обычно принимают равной  $1/30$  средней величины горизонтальной скорости  $v$  движения воды в отстойнике.

Площадь  $F$  горизонтального отстойника (рис. 14.3, а) в плане и его ширину  $B$  определяют по формулам:

$$F = \alpha Q \omega_0; \quad B = Q/(v H_0), \quad (14.28)$$

где  $H_0$  — глубина отстойника;  $Q$  — расход воды;  $\alpha$  — коэффициент, учитывающий взвешивающее влияние вертикальной составляющей скорости потока:

$$\alpha = 1/(1 - k/30). \quad (14.29)$$

Средняя горизонтальная скорость движения воды в отстойнике

$$v = k \omega_0. \quad (14.30)$$

Значения коэффициента  $k$  берутся на основании принятого соотношения длины отстойника  $L$  к его глубине  $H$ :

$L/H$ . . . . .	10	15	20	25
$k$ . . . . .	7,5	10	12	13,5

Допуская вероятность осаждения частиц гидравлической крупностью  $\omega_0$  в пределах 92% или 96%, коэффициент  $\alpha$  можно принять равным 1,5 или 1,6.

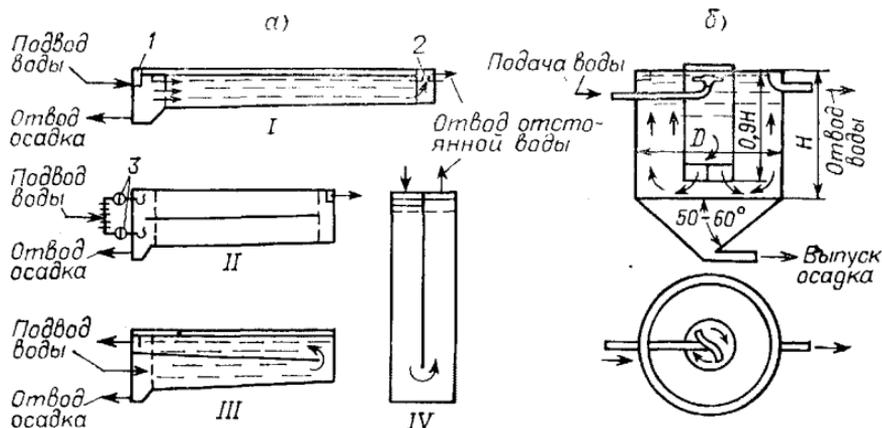


Рис. 14.3. Схемы отстойников водоочистных станций

$a$  — горизонтальный; I — одноэтажный прямоточный (разрез, 1 и 2 — распределительный и сборный водосливы); II — двухэтажный прямоточный (разрез, 3 — водомеры); III — то же, с поворотом потока (разрез); IV — одноэтажный с поворотом потока (план); б — вертикальный

Скорость выпадения взвеси  $\omega_0$  принимают по данным технологического анализа. При отсутствии таких данных для ориентировочных расчетов можно пользоваться следующими величинами:

Ориентировочная расчетная скорость  $\omega_0$ , мм/с

Вода коагулированная, содержащая взвешенные вещества, мг/л:	
до 50 . . . . .	0,35—0,45
50—250 . . . . .	0,45—0,5
250—1000 . . . . .	0,5—0,6
То же, некоагулированная . . . . .	0,12—0,15

При использовании флокулянтов величина  $\omega_0$  увеличивается на 15—20%. Рекомендуются следующие скорости движения воды в отстойнике: для цветных вод и для вод, содержащих до 250 мг/л взвешенных веществ, — 3÷6 мм/с; для мутных вод, содержащих более 250 мг/л взвешенных веществ, — 4÷8 мм/с, а для мутных вод, не обработанных коагулянтом, — 1÷2 мм/с.

Радиальные отстойники следует рассчитывать по формуле

$$F = 0,2 (Q/u_0)^{1,07} + f, \quad (14.31)$$

где  $F$  — площадь отстойника в плане, м<sup>2</sup>;  $Q$  — расчетный расход, м<sup>3</sup>/ч;  $u_0$  — скорость выпадения взвеси, задерживаемой отстойником, мм/с;  $f$  — площадь

центральной зоны, м<sup>2</sup>, величину которой можно определить через производительность отстойника:

$$f = a Q. \quad (14.32)$$

Значения коэффициента пропорциональности  $a$  зависят от расчетной скорости осаждения взвеси:

$\omega_0$ , мм/с . . . . .	0,3	0,4	0,5	0,75	1,0
$a$ , ч/м . . . . .	1/44	1/67	1/125	1/200	1/416

При этом радиус центральной зоны должен быть на 1 м больше радиуса водораспределительного устройства. Радиус, определенный через площадь  $F$  (14.31), следует округлять до ближайшего значения по ГОСТ 10876—75 Е, из таблиц которого внутренний диаметр и высота соответственно равны: 18—3,6; 24—3,6; 30—4,5; 75—6; 100—7 м.

Площадь поперечного сечения вертикального отстойника (рис. 14.3, б) включает площадь зоны осаждения и площадь камеры хлопьеобразования. Площадь зоны осаждения следует определять по формуле

$$F = \beta Q \omega_0, \quad (14.33)$$

где  $\beta$  — коэффициент объемного использования отстойника, принимаемый в пределах 1,3—1,5 (нижний предел — для отношения диаметра к высоте 1,0, верхний — для отношения 1,5).

Высоту зоны осаждения  $H$  принимают в пределах от 4 до 5 м, отношение диаметра отстойника к высоте его зоны осаждения — не более 1,5.

#### 14.6. Расчет тонкослойных отстойников\*

Представленная методика расчета тонкослойных отстойников разработана В. Г. Ивановым (ЛИИЖТ). Тонкослойные отстойники отличаются от обычных наличием в них специальных элементов, размещаемых в отстойной зоне, в пределах которых отстаивание загрязнений происходит в тонких слоях потока жидкости. Этот процесс протекает быстро, так как путь движения осаждающихся частиц в десятки раз меньше, чем в обычных отстойниках. Вследствие этого тонкослойные отстойники являются компактными сооружениями, они требуют меньшую площадь для их размещения на станциях очистки. К преимуществам таких отстойников следует отнести устойчивость их работы при значительных колебаниях расходов поступающей на очистку жидкости, изменениях ее температуры и концентрации загрязнений.

Различаются вертикальные, горизонтальные и радиальные тонкослойные отстойники в зависимости от направления движения жидкости в этих сооружениях до установленных в них тонкослойных элементов. Такие отстойники также классифицируют как по конструкции и материалу изготовления тонкослойных элементов, так и

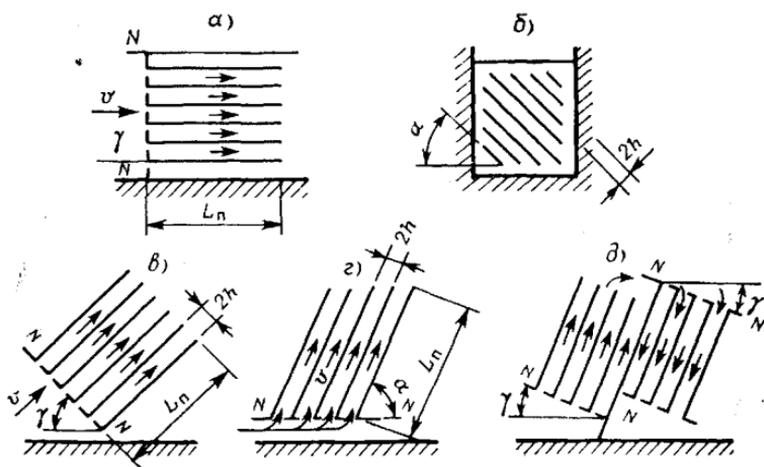


Рис. 14.4. Схемы тонкослойных элементов

*a* — течение жидкости горизонтальное, продольное сечение; *б* — то же, поперечное сечение; *в* — то же, восходящее, тип I; *г* — то же, тип II; *д* — то же, комбинированное восходяще-нисходящее

по направлению движения жидкости и осадка непосредственно в них.

По направлению движения потока жидкости в тонкослойных элементах эти сооружения делятся на отстойники с горизонтальным (рис. 14.4, *a* и *б*), радиальным и вертикальным восходящим (рис. 14.4, *в* и *г*), нисходящим или комбинированным (рис. 14.4, *д*) течением жидкости. В последнем случае в отстойнике устанавливают несколько блоков тонкослойных элементов, направление течения жидкости в которых поочередно меняется.

По конструкции тонкослойных элементов отстойники можно разделить на трубчатые, с тонкослойными элементами в виде труб различного поперечного сечения (круглого, квадратного, прямоугольного и т. д.) и полочные (пластинчатые), когда тонкослойные элементы образованы плоскими или гофрированными полками с соотношением  $b/2h > 10$ , где  $b$  — ширина полки;  $2h$  — расстояние между полками.

По роду материалов, используемых для изготовления тонкослойных элементов, отстойники бывают двух видов: в одних тонкослойные блоки выполнены из гибких материалов, не обладающих достаточной жесткостью (различные ткани, полимерные пленки и т. д.), и в других тонкослойные элементы изготовлены из материалов, обладающих достаточной жесткостью (различные металлы, дерево, пластмассы, асбестоцементные листы, стекло и т. п.).

\* Данный текст написан В. Т. Ивановым и Ю. М. Симоновым.

Тип тонкослойного отстойника следует выбирать на основании технико-экономического сравнения вариантов с учетом производительности очистных сооружений, концентрации и характера загрязнений, условий строительства, а при реконструкции — дополнительно с учетом конструкции имеющихся на станции отстойников, наличия свободных площадей и т. п.

Технологический расчет заключается в определении параметров тонкослойных элементов (блоков) и размеров самого тонкослойного отстойника, обеспечивающих необходимый эффект осветления. Для обеспечения надежности работы и стабильности качества осветленной воды необходимо соблюдать ламинарный режим течения жидкости в тонкослойных элементах. При ламинарном режиме число Рейнольдса потока в тонкослойном элементе определяется следующим образом:

$$Re = v \omega / (v \chi) \leq 500, \quad (14.34)$$

где  $v$  — средняя скорость движения жидкости в тонкослойном элементе, см/с;  $\omega$  — площадь поперечного сечения тонкослойного элемента, см<sup>2</sup>;  $\chi$  — смоченный периметр, см.

Для полочных отстойников  $\omega/\chi \approx h$ , и зависимость (14.34) принимает вид

$$Re = v h / \nu \leq 500. \quad (14.35)$$

Максимально допустимая скорость движения воды в тонкослойных элементах исходя из условия (14.34) должна быть

$$v_{\max} \leq 500 \nu \chi / \omega \quad \text{или} \quad v_{\max} \leq 500 \nu / h. \quad (14.36)$$

На частицы, осевшие в тонкослойных элементах, действуют как силы тяжести, заставляющие их сползать в осадочную зону с некоторой скоростью  $v_{\text{сп}}$ , так и гидродинамические усилия движущегося потока, под действием которых при определенных условиях частицы могут сноситься вдоль поверхности тонкослойных элементов со скоростью  $v_{\text{сп}}$ . В общем случае расчетную длину тонкослойных элементов определяют по зависимости

$$L_{\text{п}} = l_0 + l_{\text{сн}}, \quad (14.37)$$

где  $l_0$  — длина участка тонкослойного элемента, необходимая для осаждения частиц расчетной крупности;  $l_{\text{сн}}$  — длина участка, необходимая для предотвращения выноса частиц с очищенной водой:

$$l_{\text{сн}} = (v_{\text{сн}} / v_{\text{сп.о}}) b, \quad (14.38)$$

здесь  $b$  — ширина тонкослойного элемента;  $v_{\text{сп.о}}$  — скорость сползания частицы в покоящейся жидкости.

Длина тонкослойного элемента  $l_0$  определяется по формуле

$$l_0 = \varphi [v \ 2 \ h / (\omega_0 \cos \alpha)], \quad (14.39)$$

где  $\varphi$  — коэффициент, учитывающий гидродинамические условия осаждения частиц в тонкослойных элементах;  $v$  — средняя скорость жидкости во входных сечениях тонкослойных элементов, которую рекомендуется принимать: для горизонтальных и радиальных отстойников  $v = 2 \div 10$  мм/с, для отстой-

ников с восходяще-нисходящим течением жидкости  $v = 2 \div 5$  мм/с;  $2h = 0,025 \div 0,2$  м;  $\omega_0$  — гидравлическая крупность, мм/с;  $\alpha$  — угол наклона тонкослойных элементов к горизонту (зависит от свойств взвеси и материала тонкослойных элементов и принимается из условия сползания осадка:  $\alpha = 45 \div 60^\circ$ ).

Гидравлическую крупность  $\omega_0$  рекомендуется определять экспериментально, путем осаждения взвесей в покое в слое жидкости, равном высоте их осаждения  $2h/\cos\alpha$  в тонкослойных элементах. С достаточной для расчетов степенью точности скорость  $\omega_0$  может быть определена в слое, равном 100 м. При отсутствии таких данных ее принимают по рекомендациям, приведенным выше в разделе расчета обычных отстойников.

Скорость сползания  $v_{\text{сп.о}}$  для частиц достаточно малых размеров, для которых  $Re_d = \omega_{\text{сп}} d_3 / v \leq 1$ , где  $d_3$  — эквивалентный диаметр частицы, находится по зависимости

$$v_{\text{сп.о}} = 0,288 \omega_{\text{сп}} (\sin \alpha - k_{\text{тр}} \cos \alpha), \quad (14.40)$$

где  $\omega_{\text{сп}}$  — гидравлическая крупность сползающих частиц;  $k_{\text{тр}}$  — экспериментально определяемый коэффициент трения скольжения, зависящий от размера, свойств и формы частиц взвеси и материала тонкослойных элементов; при ориентировочных расчетах для дискретных шарообразных частиц рекомендуется принимать  $k_{\text{тр}} = 0,1 \div 0,3$ ; для частиц коагулированной взвеси и осадка сточных вод  $k_{\text{тр}} = 0,6 \div 0,9$ .

Скорость сноса частиц  $v_{\text{сп}}$  определяется по зависимости:

$$v_{\text{сп}} = (a/h) v d_3 - 228 \omega_{\text{сп}} k_{\text{тр}} \cos \alpha, \quad (14.41)$$

где  $a = 1,5$  для отстойников с плоскими тонкослойными элементами и  $a = 2$  для трубчатых отстойников.

Скорость сползания  $v_{\text{сп}}$  частиц в отстойниках с восходяще-нисходящим течением в зависимости от направления движения воды и осадка может быть больше, когда они совпадают, или меньше  $v_{\text{сп.о}}$ , когда они противоположны, и определяются по зависимости:

$$v_{\text{сп}}/v_{\text{сп.о}} = 1 \pm (a/h) d_3 (v/v_{\text{сп.о}}). \quad (14.42)$$

Длина  $l_{\text{сн}} = 0$  для отстойников с восходяще-нисходящим течением, а также для горизонтальных и радиальных, при выполнении тонкослойных элементов с устройствами, препятствующими выносу осевших частиц (рис. 14.5), или из гофрированных листов.

Ширина поперечного желоба или гофра, см, определяется по зависимости

$$l_{\text{ж}} \geq 0,012 v / (\omega_0 \cos \alpha). \quad (14.43)$$

Высота гофра или желоба  $a_{\text{ж}}$  принимается равной  $a_{\text{ж}} = 0,5 l_{\text{ж}}$ , расстояние между осями желобов в соседних полках —  $2,5 l_{\text{ж}}$ . Размеры канала: длина  $l_{\text{к}} = 4 l_{\text{ж}}$ , ширина  $b_{\text{к}} = 0,05 - 0,1$  м, высота  $H_{\text{к}} = H$ . Тонкослойные элементы горизонтальных и радиальных отстойников могут выполняться из полок с отгибами и без них. При изготовлении из металла их обычно делают со специальными отгибами. Этим обеспечивается частичная изоляция осадочной зоны и

зоны сбора плавающих загрязнений от движущегося в тонкослойных элементах потока и одновременно повышается жесткость конструкции.

Коэффициент  $\varphi$  определяется методом последовательного приближения. Сначала определяют число Рейнольдса  $Re$ . Затем при  $\varphi=1$  определяют в первом приближении значение  $L_{\Pi}$ , вычисляют безразмерный комплекс  $L_{\Pi}/(h Re)$  и находят значение  $\varphi$ :

$L_{\Pi}/(h Re)$	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	1,0	2,0	4,0
$\varphi$ . . . . .	1,78	1,61	1,48	1,42	1,38	1,35	1,28	1,22	1,17

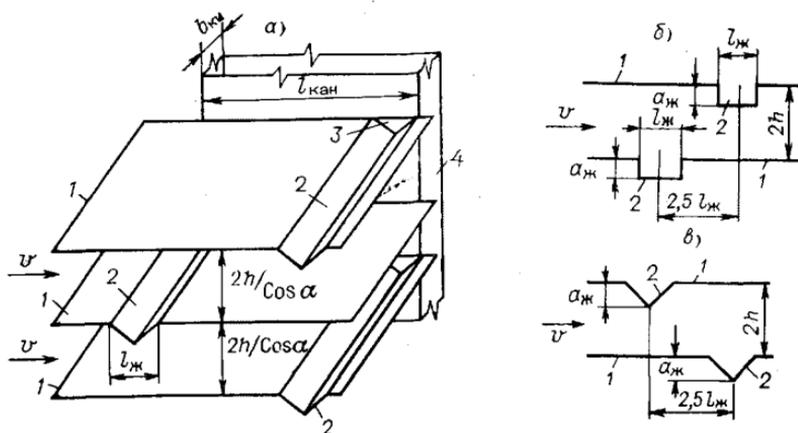


Рис. 14.5. Конструкция полочных тонкослойных элементов с поперечными желобами

$a$  — аксонометрическая схема концевой части блока;  $б$  — схема полок с поперечными желобами прямоугольной формы в продольной плоскости, нормальной к плоскости полок;  $a$  — то же, треугольной формы; 1 — полки; 2 — желоба; 3 — отверстие; 4 — канал для сбора сползающего с желобов осадка

При найденном приближенном значении  $\varphi$  уточняют длину  $L_{\Pi}$  и вновь повторяют расчет, определяя более точное значение коэффициента  $\varphi$ . Обычно второе приближение дает достаточное значение этого коэффициента.

**Горизонтальные отстойники.** На рис. 14.6 показан горизонтальный отстойник полочного типа с перекрестной схемой движения жидкости и осадка в полочном блоке тонкослойных элементов.

Суммарная площадь  $F$  живого сечения тонкослойных элементов ( $m^2$ ), устанавливаемых в одну секцию отстойника, определяется по зависимости

$$F = Q / (3,6 m v), \quad (14.44)$$

где  $Q$  — расчетный расход,  $m^3/ч$ ;  $m$  — число секций отстойника.

Тонкослойные элементы обычно монтируют в секции отстойника отдельными блоками. Число устанавливаемых параллельно бло-

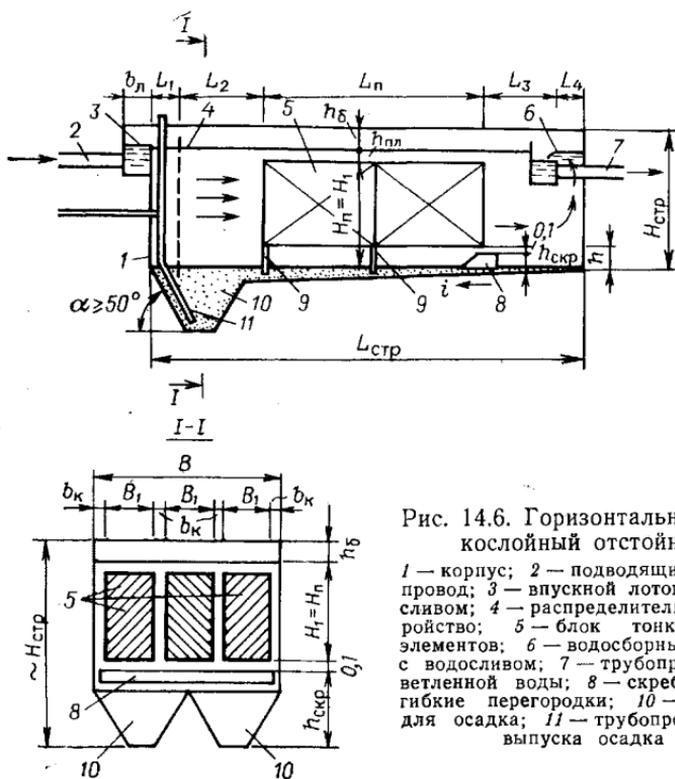


Рис. 14.6. Горизонтальный тонкослойный отстойник

1 — корпус; 2 — подводящий трубопровод; 3 — впускной лоток с водосливом; 4 — распределительное устройство; 5 — блок тонкослойных элементов; 6 — водосборный лоток с водосливом; 7 — трубопровод осветленной воды; 8 — скребок; 9 — гибкие перегородки; 10 — приямок для осадка; 11 — трубопровод для выпуска осадка

ков  $m_1$ , их ширина  $B_1$  и высота  $H_1$  назначаются из конструктивных соображений с учетом стандартных размеров и механических свойств материала для изготовления тонкослойных элементов и удобства монтажа блоков в отстойнике. Ширина тонкослойных элементов  $b$ , собранных из плоских или гофрированных полок, должна быть не более 1,5—2 м. С учетом этого размеры  $B_1$  и  $H_1$  можно ориентировочно назначить при  $H_1 > 1,8$  м,  $B_1 \approx 1$  м, а при  $H_1 < 1,8$  м,  $B_1 \approx 1—3$  м. При большой глубине отстойника возможно также многоярусное размещение тонкослойных элементов с зигзагообразным расположением полок в блоке.

Минимальные расстояния  $b_k$  между блоками тонкослойных элементов, а также между стенкой отстойника и блоком принимаются около 0,1 м из условия их монтажа и отведения задержанных загрязнений в зоны накопления. Особое значение имеет равномерное распределение потока между всеми тонкослойными элементами.

Распределение потока в горизонтальных тонкослойных отстой-

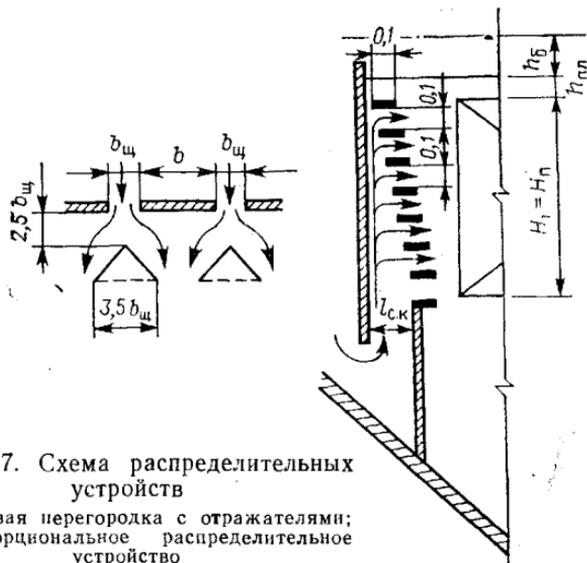


Рис. 14.7. Схема распределительных устройств

*a* — щелевая перегородка с отражателями;  
*б* — пропорциональное распределительное устройство

никах обычно осуществляется водосливом и полупогруженной отражательной перегородкой, а также распределительными перегородками с круглыми или щелевыми отверстиями или пропорциональными водораспределительными устройствами ВНИИ ВОДГЕО. Перегородки устанавливаются на расстоянии  $L_1 \approx 0,5$  м от впускных устройств. Площадь отверстий ( $\text{м}^2$ ) в щелевой перегородке со специальными отражателями (рис. 14.7, *a*) составляет  $F_{щ} = (0,07 \div 0,1) F$ . Ширина щели принимается равной  $b_{щ} = 0,015 \div 0,03$  м.

Отражатель устраивается в виде прямоугольного разнoboкого уголка или бруска шириной  $b_{бр} = (3-4) b_{щ}$ , вершина которого располагается вдоль щели на расстоянии  $c_2 = (2-3) b_{щ}$  от нее.

Пропорциональное распределительное устройство (рис. 14.7, *б*) может располагаться непосредственно вблизи тонкослойных элементов. Длину струенаправляющего канала его  $l_{с.к.}$  принимают исходя из скорости потока  $v = 0,2$  м/с, а ширину канала  $B$  — равной ширине зоны, занятой тонкослойными элементами. Фронт делящих элементов обычно располагается по прямой линии на всю высоту тонкослойных блоков  $H = H_1$ . Строительная длина отстойника определяется по следующей формуле

$$L_{стр} = L_1 + L_2 + L_{п.} + L_3 + L_4, \quad (14.45)$$

где  $L_1 = 0,5$  м;  $L_2 = (1 \div 1,5) H_{п.}$ , м;  $L_3 = (0,5 \div 1) H_{п.}$ , м;  $L_4 = 0,2 \div 0,3$  м.

Строительная высота отстойника, м, определяется по формуле

$$H_{стр} = h_б + H_{п.} + h_{ос} + h_{пл.}; \quad (14.46)$$

здесь  $h_б$  — высота борта отстойника,  $h_б = 0,3$  м;  $h_{пл.}$  — дополнительная

высота отстойника, принимаемая при наличии плавающих веществ  $h_{пл} = 0,1$  м;  $h_{ос}$  — высота осадочной зоны, м, величина  $h_{ос} \geq h_{скр} + 0,1$  м, где  $h_{скр}$  — высота, занимаемая скребками.

В отстойниках без скребков с бункерным дном осадок из тонкослойных элементов поступает непосредственно в бункера.

**Пример 1.** Для задержания частиц взвеси гидравлической крупностью  $w_0 = 0,15$  мм/с принят тонкослойный горизонтальный полочный отстойник (рис. 14.6). Расход воды составляет  $Q = 370$  м<sup>3</sup>/ч, ее температура  $t = 12^\circ\text{C}$ . Требуется рассчитать указанный отстойник.

Площадь живого сечения тонкослойных элементов, устанавливаемых в одну секцию, при числе их  $m = 2$  и скорости  $v = 5$  мм/с составит

$$F = 370 / (3,6 \cdot 2 \cdot 5) = 10,28 \text{ м}^2.$$

Число параллельно устанавливаемых в секции блоков принимается равным  $m_1 = 2$  размерами каждый  $H_1 = 1,8$  м и  $B_1 = 2,85$  м.

Длина тонкослойного элемента определяется по формуле (14.39) при  $\alpha = 60^\circ$ ,  $2h = 0,05$  м;  $\varphi = 1$ :

$$l_0 = 1,5 \cdot 0,05 / (0,15 \cdot 0,5) = 3,32 \text{ м.}$$

Вычисляем число Рейнольдса  $Re = 0,5 \cdot 2,5 / 0,0124 = 100,8$  и безразмерный комплекс  $L_{п}/(h Re) = 3,32 / (0,025 \cdot 100,8) = 1,32$  и находим в первом приближении  $\varphi = 1,26$ .

Тогда длина тонкослойного элемента во втором приближении составит  $l_0 = 1,26 \cdot 3,32 / (0,15 \cdot 0,5) = 4,18$  м.

Значение  $L_{п}/(h Re) = 4,18 / (0,025 \cdot 100,8) = 1,66$ , а коэффициент  $\varphi$  во втором приближении составит 1,24, что практически не изменяет значение, найденное ранее  $l_0 = 4,18$  м.

Скорость  $w_{сп}$  для сползающих частиц коагулированной взвеси принята  $w_{сп} = 2$  мм/с,  $d_a = 0,8$  мм. При  $k_{тр} = 0,8$  скорость сползания частиц вычисляются по формуле (14.39):

$$w_{сп,о} = 0,228 \cdot 2 (\sin 60^\circ - 0,8 \cos 60^\circ) = 0,21 \text{ мм/с.}$$

Скорость сноса частиц, определенная по формуле (14.40), при  $a = 1,5$ ;  $h = 25$  мм составит

$$v_{сн} = 1,5 / 25 \cdot 5 \cdot 0,8 - 0,228 \cdot 2 \cdot 0,8 \cdot 0,5 = 0,06 \text{ мм/с.}$$

В случае отрицательного значения  $v_{сн}$  следует  $l_{сн}$  принимать равной нулю. В данном случае длина участка  $l_{сн}$  при

$b = H_1 / \sin \alpha = 1,8 / 0,87 = 2$  м будет  $l_{сн} = 0,06 / 0,21 \cdot 2 = 0,57$  м.

Тогда длина полок  $L_{п} = 4,18 + 0,57 = 4,75$  м, а ширина секции отстойника

$$B = m_1 B_1 + (m_1 + 1) b_k = 2 \cdot 2,85 + (2 + 1) \cdot 0,1 \approx 6 \text{ м.}$$

При  $L_1 = 0,5$  м,  $L_2 = 1,5$  м,  $H_1 = 1,5 \cdot 1,8 = 2,7$  м,  $L_3 = 0,5$  м,  $H_1 = 0,5 \cdot 1,8 = 0,9$  м,  $L_4 = 0,3$  м строительная длина отстойника составит  $L_{стр} = 0,5 + 2,7 + 4,75 + 0,9 + 0,3 = 9,15$  м.

При  $h_6 = 0,3$  м,  $h_{ос} = 0,5$  м,  $h_{пл} = 0$  высота отстойника

$$H_{стр} = h_6 + H_{п} \pm h_{ос} + h_{пл} = 0,3 + 1,8 + 0,5 + 0 = 2,6 \text{ м.}$$

**Радиальные отстойники.** Конструктивной особенностью отстой-

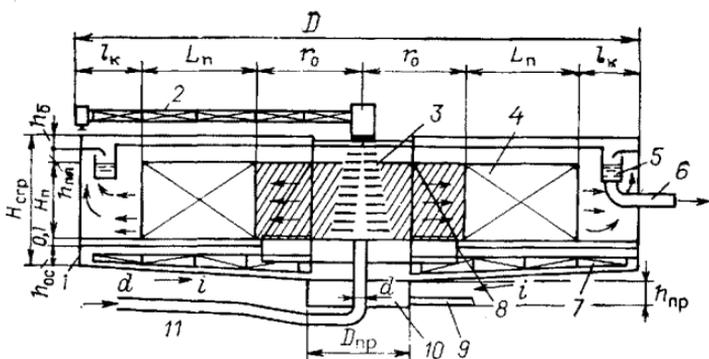


Рис. 14.8. Радиальный тонкослойный отстойник (полочный)

1 — корпус; 2 — привод скребков; 3 — впускное устройство; 4 — тонкослойные элементы; 5 — водосборный желоб с водосливом; 6 — трубопровод осветленной воды; 7 — скребок; 8 — перегородки; 9 — трубопровод выпуска осадка; 10 — прямик; 11 — впускной трубопровод

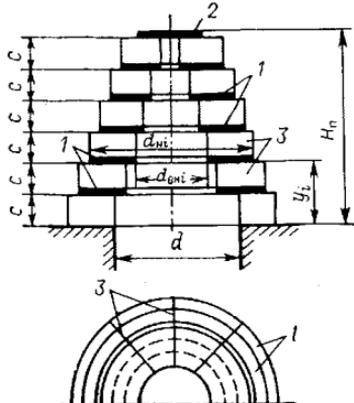


Рис. 14.9. Схема пропорционального впускного устройства, основанного на принципе дифференциации потока

1 — диск кольцевой; 2 — то же, сплошной; 3 — радиальные направляющие перегородки

ника, изображенного на рис. 14.8, является радиальное движение жидкости от центра к периферии в тонкослойных элементах переменного сечения, образованных системой полок, средние линии которых расположены по радиусам. Отстойник может быть оборудован типовыми впускными устройствами или пропорциональным впускным устройством, основанным на принципе деления потока (рис. 14.9). Высота такого впускного устройства принимается равной глубине  $H_{\text{п}}$  зоны, занятой тонкослойными элементами.

Число кольцевых дисков впускного устройства определяется по формуле

$$n = H_{\text{п}}/C, \quad (14.47)$$

где  $C$  — расстояние между дисками,  $C=0,1 \div 0,25$  м;  $H_{\text{п}}$  — высота отстойной зоны, занятой тонкослойными элементами; обычно  $H_{\text{п}}=1 \div 4$  м.

Диаметр внутренних отверстий  $d_{\text{вн}}$  в соответствующих кольцевых дисках определяется по зависимости

$$d_{\text{вн } i} = d (1 - a_i/d), \quad (14.48)$$

где  $i$  — порядковый номер диска, считая от места подвода жидкости;  $d$  — диаметр подводящего трубопровода;  $a_i/d$  — отношение, зависящее от относительного расстояния  $d = y_i/H_{\text{п}} = iC/H_{\text{п}}$ :

$a_i/d \dots$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\eta_i/H_{II} \dots$	0,13	0,29	0,43	0,57	0,70	0,80	0,90	0,95	0,99	1

Наружный диаметр дисков описывается выражением

$$d_{ni} = d_{внi} + (4 \div 6) C. \quad (14.49)$$

Скорость жидкости на входе в тонкослойные элементы (мм/с) определяется по формуле

$$v = Q / (3,6 m_0 \pi r_0 H_{II}), \quad (14.50)$$

где  $m_0$  — число отстойников;  $r_0$  — расстояние от центра отстойника до входных сечений тонкослойных элементов, м.

Расстояние  $r_0$  (м) находят из выражения:

$$r_0 \geq Qh_0 / (3,6 \cdot 10^6 \pi H_{II} \nu m_0), \quad (14.51)$$

здесь  $h_0$  — половина расстояния между полками на входе в тонкослойные элементы, м;  $\nu$  — кинематический коэффициент вязкости, м<sup>2</sup>/с.

При проектировании отстойника целесообразно принимать  $r_0 \geq L_{II}$ .

Диаметр отстойника (м) определяется по формуле

$$D = 2 (r_0 + L_{II} + l_K), \quad (14.52)$$

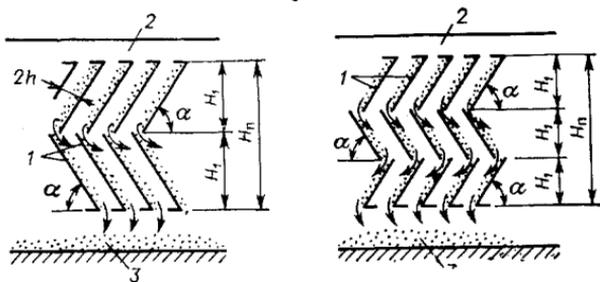
где  $l_K$  — расстояние от входных сечений тонкослойных элементов до стенки отстойника, м;  $l_K = 0,5 H_{II} + (0,5 - 1)$  м, практически обычно принимают  $l_K = 1,5 - 3$  м.

Диаметр приемка для осадка находят из соотношения  $D_{пр} = 0,2 D$ , а глубину приемка принимают равной  $h_{пр} = 0,2 D_{пр}$ .

Обычно тонкослойные элементы устанавливают в отстойники отдельными блоками, размеры которых определяют конструктивно. При  $H_{II} \geq 1 - 1,8$  м целесообразно предусматривать многоярусное зигзагообразное расположение тонкослойных элементов (рис. 14.10). Высоту яруса  $H_1$  обычно принимают с учетом жесткости конструкции и стандартной ширины  $b$ , материала, применяемого для изготовления тонкослойных элементов.

Рис. 14.10. Схема многоярусного расположения тонкослойных элементов

$a$  — в два яруса;  
 $b$  — в три яруса;  
 $1$  — полки;  $2$  — то же, сбора всплывающих веществ;  
 $3$  — зона осадочная



**Пример 2.** На базе обычного радиального отстойника диаметром  $D=24$  м смонтирован тонкослойный радиальный отстойник (рис. 14.8). Отстойник оборудуется полочными блоками, оснащен-

ными поперечными желобами в концевой части для устранения сноса уловленных частиц. Гидравлическая крупность задерживаемых частиц 0,3 мм/с, температура сточных вод  $t = 16^\circ\text{C}$ .

Требуется определить производительность тонкослойного отстойника.

Принимаем  $l_{\text{сн}} = 0$ , высоту отстойной зоны, занятой тонкослойными элементами,  $H_{\text{п}} = 2,7$  м, а расположение полок в блоке — двухъярусное ( $H_1 = 0,5 \cdot H_{\text{п}} = 1,35$  м). Вычисляем расстояние от центра отстойника до входных сечений тонкослойных элементов  $-r_0 = 0,25 D = 0,25 \cdot 24 = 6$  м и расстояние от входных сечений тонкослойных элементов до стенки отстойника:  $l_{\text{к}} = 0,5 H_{\text{п}} + 1 = 0,5 \cdot 2,7 + 1 = 2,35$  м. Расстояние между полками  $2h_0 = 0,06$  м,  $\alpha = 60^\circ$ .

Из зависимости (14.51) находим  $L_{\text{п}} = 0,5 D - r_0 - l_{\text{к}} = 0,5 \cdot 24 - 6 - 2,35 = 3,65$  м.

При  $l_{\text{сн}} = 0$  и  $L_{\text{п}} = l_0$  из зависимости (14.38) при  $\varphi = 1$  находим в первом приближении скорость  $v$  на входе в тонкослойные элементы:

$$v = 3,65 \cdot 0,3 \cdot 0,5 / (1 \cdot 0,06) = 9,1 \text{ мм/с.}$$

Число Рейнольдса находим из выражения  $Re = v h_0 / \nu$ ;  $Re = 0,91 \cdot 3 / 0,0112 = 244$ , при этом безразмерный комплекс  $L_{\text{п}} / (h_0 Re) = 3,65 / (0,03 \cdot 244) = 0,499$  и  $\varphi = 1,35$ , тогда скорость  $v$  во втором приближении будет равна  $v = 3,65 \cdot 0,3 \cdot 0,5 / 1,35 \cdot 0,06 = 6,76$  мм/с;  $Re = 0,676 \cdot 3 / 0,0112 = 181$ ;  $L_{\text{п}} / (h_0 Re) = 3,65 / 0,03 \cdot 181 = 0,67$  и  $\varphi = 1,33 \approx 1,35$ .

Из зависимости (14.50) находим производительность отстойника  $Q = 3,6 \cdot 6,76 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 3,14 \cdot 6 \cdot 2,7 = 2475,8 \text{ м}^3/\text{ч}$ .

**Вертикальные отстойники.** Вертикальные тонкослойные отстойники могут быть различных модификаций с трубчатыми и полочными тонкослойными элементами, в которых реализуется восходяще-нисходящее движение потока жидкости. Они нашли широкое применение в сооружениях сравнительно небольшой производительности; используются при реконструкции существующих вертикальных, горизонтальных и радиальных отстойников с целью повышения их производительности.

Конструктивной особенностью напорного отстойника, приведенного на рис. 14.11, является восходящее движение жидкости в тонкослойных полочных элементах и сползание выпавшей взвеси навстречу движущемуся потоку жидкости. Взвесь отводится за пределы движущегося потока (в нижнюю часть тонкослойного блока), откуда она направляется непосредственно в осадочную зону.

При проектировании конструктивно принимаются: расстояние от верха камеры до входа в тонкослойные элементы  $h_1 = 0,3 \div 0,5$  м, ширина полок  $b = B \geq 2$  м, угол треугольного выреза на входных участках полок  $\alpha_2 = 60 - 90^\circ$ , ширину прорезей  $b_{\text{пр}} = 0,15 - 0,2$  м, угол между боковыми стенками отстойника в верхней его части  $\alpha_3 = 90^\circ$ , ширину каждого канала для отвода взвеси из тонкослойных элементов  $B_{\text{к}} = 0,15 - 0,2$  м.



Для отстойников с нисходящим потоком в зависимости (14.54) знак меняется на обратный.

Общая длина полочного блока (м) увеличивается на ширину прорезей и длину зоны расположения наклонных перегородок для сползания осадка

$$L_{\text{общ}} = l_{\text{ос}} + l_{\text{пр}} + L_{\text{п}} + l_3, \quad (14.55)$$

где  $l_{\text{ос}} = (B - 2B_K)/2$ , м;  $l_3$  — расстояние от низа окон до перегородок,  $l_3 = 0,10$  м.

Размер наклонной части отстойника (м) определяется до формуле

$$l_{\text{нак}} = L_{\text{общ}} + l_1 + l_2, \quad (14.56)$$

где  $l_1$  — расстояние от начала конической части до выходного сечения тонкослойных элементов,  $l_1 = 0,2$  м;  $l_2$  — размер верхней конической части отстойника, м.

Строительную высоту напорного отстойника находят из выражения:

$$H_{\text{стр}} = H_{\text{кх}} + h_1 + l_{\text{нак}} \sin \alpha. \quad (14.57)$$

Одной из модификаций тонкослойного вертикального отстойника является конструкция, представленная на рис. 14.12. Входные сечения блоков тонкослойных элементов в таком отстойнике наклонены к горизонту под углом  $\gamma \approx 70^\circ$  с целью уменьшения объема нерабочих зон и площади, занимаемой отстойником в плане.

Площадь входных сечений блоков находят по формуле

$$F_{\text{вх}} = F / \sin(\alpha + \gamma). \quad (14.58)$$

Площадь отстойника в плане определяют таким образом:

$$F_{\text{пл}} = F_{\text{вх}} \cos \gamma + 2L_{\text{п}} B \cos \alpha, \quad (14.59)$$

где  $B$  — ширина отстойника, м.

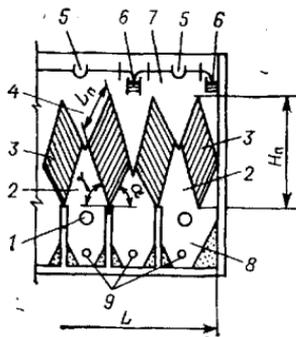


Рис. 14.12. Вертикальный тонкослойный отстойник с углом наклона входного сечения  $70^\circ$

1 — подающие распределительные трубопроводы; 2 — распределительная щель; 3 — тонкослойные трубчатые блоки; 4 — водосборная щель; 5 — поворотные трубы для отвода плавающих веществ; 6 — лотки для сбора осветленной воды; 7 — пазухи для сбора всплывающих веществ; 8 — приямки для сбора и уплотнения осадка; 9 — трубопроводы для выпуска осадка

Длину отстойника находят из выражения  $L = F_{\text{пл}}/B$ .

Высота зоны  $H_{\text{п}}$ , занятой блоками (м), находится по зависимости

$$H_{\Pi} = L_{\Pi} \sin \alpha + F \sin \gamma / [B n \sin (\alpha + \gamma)], \quad (14.60)$$

где  $n$  — число блоков, установленных по длине отстойника при ширине их  $B$ , м.

**Пример 3.** Для задержания частиц гидравлической крупностью  $w_0 = 0,5$  мм/с принят вертикальный (рис. 14.11) с полочными тонкослойными элементами отстойник квадратной формы в плане площадью  $F_{пл} = 4$  м<sup>2</sup>; производительность его  $Q = 70$  м<sup>3</sup>/ч. Температура воды 20°C. Требуется определить основные размеры принятого отстойника.

Вычисляем по формуле (14.53) скорость движения воды в межполочных пространствах при угле наклона полок к горизонту  $\alpha = 60^\circ$

$$v = 70 / (3,6 \cdot 4 \cdot 0,866) = 5,6 \text{ мм/с.}$$

Принимаем расстояние между полками  $2h = 0,05$  м. Для данной конетрукции полочного блока угол наклона входных сечений тонкослойных элементов  $\gamma = 0$ . Тогда в первом приближении при  $\varphi = 1$  длина полок составит

$$\begin{aligned} L_{\Pi} &= \varphi v 2h / (w_0 \cos \alpha) - 2h \operatorname{tg} \alpha - 2h \operatorname{ctg} \alpha = \\ &= 1,5,6 \cdot 0,05 / (0,5 \cdot 0,5) - 0,05 \cdot 1,73 - 0,05 \cdot 0,577 = 1,01. \end{aligned}$$

Определяем значения числа  $Re$  и безразмерного комплекса  $Re = 0,56 \cdot 2,5 / 0,0101 = 138$ ;  $L_{\Pi} / (h Re) = 1,01 / (0,025 \cdot 138) = 0,29$  и находим  $\varphi = 1,43$ . Во втором приближении

$$\begin{aligned} L_{\Pi} &= 1,43 \cdot 5,6 \cdot 0,05 / (0,5 \cdot 0,5) - 0,05 \cdot 1,73 - 0,05 \cdot 0,577 = \\ &= 1,49 \text{ м} \end{aligned}$$

В этом случае  $L_{\Pi} / (h Re) = 1,49 / (0,025 \cdot 138) = 0,43$  и  $\varphi = 1,37$ .

Уточненная длина полок

$$L_{\Pi} = 1,37 \cdot 5,6 \cdot 0,05 / (0,5 \cdot 0,5) - 0,05 \cdot 1,73 - 0,05 \cdot 0,577 = 1,42 \text{ м.}$$

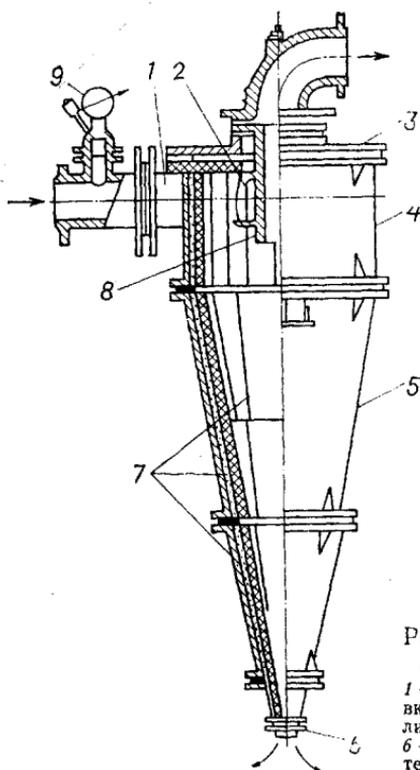
Общая длина полочного блока составляет

$$L_{\text{общ}} = l_{\text{ос}} + b_{\text{пр}} + L_{\Pi} + l_3 = 0,85 + 0,15 + 1,42 + 0,1 = 2,52,$$

где  $l_{\text{ос}} = (2 - 2 \cdot 0,15) / 2 = 0,85$  м.

#### 14.7. Принципы расчета гидроциклонов

Процесс осветления воды в гидроциклоне (рис. 14.13) осуществляется под действием силы, равной разности значений центробежной силы для твердой и жидкой фаз. Эта сила возникает вследствие интенсивного вращения массы воды в результате тангенциального впуска ее в гидроциклон. Осветленная вода поступает в верхнюю часть гидроциклона тангенциально и, вращаясь, движется в нем



к сливному патрубку, расположенному коаксиально корпусу гидроциклона в его zenите. Взвесь отбрасывается к стенке гидроциклона и по ней опускается вниз в конус, откуда она непрерывно удаляется в сток через насадку в нижней части конуса.

Напорные гидроциклоны широко применяются при очистке и осветлении высокомутных речных вод, для очистки некоторых видов производственных и бытовых сточных вод, классификации и уплотнения осадков. Основные размеры выпускаемых серийно гидроциклонов приведены в [53] и в табл. 14.3.

Рис. 14.13. Общий вид гидроциклона, футерованного базальтом

1 — питающий патрубок; 2 — сменные вкладыши; 3 — крышка; 4 — часть цилиндрическая; 5 — то же, коническая; 6 — шламовая насадка; 7 — блоки футеровки; 8 — сливной патрубок; 9 — манометр

В ГИСИ под руководством В. В. Найденко разработаны методы расчета напорных гидроциклонов и установок, работающих на основе использования этих аппаратов. Методы расчета реализованы на ЭВМ и позволяют решать следующие задачи:

определять значения составляющих скоростей движения жидкости в рабочей камере гидроциклонов;

находить гранулометрический состав структурных частиц твердой фазы слива и шлама гидроциклонов;

оптимизировать конструктивные и технологические параметры установок для разделения суспензий в гидроциклонах, т. е. определять оптимальные значения размеров емкостей и напорных гидроциклонов, производительности гидроциклонов и насосных агрегатов.

При работе напорных гидроциклонов без противодействия ( $P_{сл} = P_a$ ,  $P_{шл} = P_a$ ) для определения их объемной производительности  $Q_{пит}$  (л/с) рекомендуется использовать следующее уравнение:

$$Q_{пит} = 0,013 D^{0,0526} \cdot d_{пит}^{1,279} \cdot d_{сл}^{0,4046} \cdot d_{шл}^{0,1434} \cdot \alpha^{0,0258} \cdot H_{ц}^{0,0149} \cdot P_{пит}^{0,443}, \quad (14.61)$$

а расход шлама  $Q_{\text{шл}}$  определяется по формуле

$$Q_{\text{шл}} = 0,000125 D^{1,45} \cdot d_{\text{пит}}^{0,2399} \cdot d_{\text{сл}}^{-2,318} \cdot d_{\text{шл}}^{2,859} \cdot \alpha^{-0,4571} \cdot H_{\text{ц}}^{0,0866} \cdot p_{\text{пит}}^{-0,3158}, \quad (14.62)$$

где  $D$ ,  $d_{\text{пит}}$ ,  $d_{\text{сл}}$ ,  $d_{\text{шл}}$  — соответственно диаметры цилиндрической части гидроциклона, питающего, сливного и шламового патрубков, мм;  $H_{\text{ц}}$  — высота цилиндрической части, мм;  $\alpha$  — угол конусности конической части, град;  $p_{\text{пит}}$  — давление питания, МПа.

При режиме работы гидроциклона с противодавлением со стороны сливного патрубка ( $p_{\text{сл}} > p_{\text{а}}$ ,  $p_{\text{шл}} = p_{\text{а}}$ )

$$Q_{\text{пит}} = 0,013 D^{-0,0257} \cdot d_{\text{пит}}^{1,285} \cdot d_{\text{сл}}^{0,4645} \cdot d_{\text{шл}}^{0,0458} \cdot \alpha^{-0,093} \cdot H_{\text{ц}}^{0,1258} \times \\ \times p_{\text{пит}}^{0,491} \cdot p_{\text{сл}}^{-0,0404}, \quad (14.63)$$

а расход шлама

$$Q_{\text{шл}} = 0,244 D^{0,1803} \cdot d_{\text{пит}}^{-0,2589} \cdot d_{\text{сл}}^{-2,057} \cdot d_{\text{шл}}^{2,695} \cdot \alpha^{-0,1892} \cdot H_{\text{ц}}^{0,0982} \times \\ \times p_{\text{пит}}^{-0,0409} \cdot p_{\text{сл}}^{0,297}. \quad (14.64)$$

При режиме работы гидроциклона с противодавлением со стороны шламового патрубка ( $p_{\text{сл}} = p_{\text{а}}$ ,  $p_{\text{шл}} > p_{\text{а}}$ )

$$Q_{\text{пит}} = 0,0176 D^{0,1764} \cdot d_{\text{пит}}^{0,949} \cdot d_{\text{сл}}^{0,391} \cdot d_{\text{шл}}^{0,166} \cdot \alpha^{-0,246} \cdot H_{\text{ц}}^{0,1518} \times \\ \times p_{\text{пит}}^{0,4925} \cdot p_{\text{шл}}^{-0,0062}, \quad (14.65)$$

и

$$Q_{\text{шл}} = 0,0356 D^{-0,9616} \cdot d_{\text{пит}}^{1,854} \cdot d_{\text{сл}}^{-4,85} \cdot d_{\text{шл}}^{4,924} \cdot \alpha^{-0,2259} \cdot H_{\text{ц}}^{0,2861} \times \\ \times p_{\text{пит}}^{0,2621} \cdot p_{\text{шл}}^{-0,1839}. \quad (14.66)$$

При режиме работы гидроциклонов с противодавлением со стороны сливного и шламового патрубков ( $p_{\text{сл}} > p_{\text{а}}$ ,  $p_{\text{шл}} > p_{\text{а}}$ )

$$Q_{\text{пит}} = 0,0524 D^{-0,1615} \cdot d_{\text{пит}}^{1,001} \cdot d_{\text{сл}}^{0,3763} \cdot d_{\text{шл}}^{0,28} \cdot \alpha^{-0,0979} \cdot H_{\text{ц}}^{-0,0512} \times \\ \times p_{\text{пит}}^{0,2075} \cdot p_{\text{сл}}^{-0,0346} \cdot p_{\text{шл}}^{0,0069} \quad (14.67)$$

и

$$Q_{\text{шл}} = 2,09 D^{-1,27} \cdot d_{\text{пит}}^{0,5372} \cdot d_{\text{сл}}^{-1,954} \cdot d_{\text{шл}}^{3,321} \cdot \alpha^{0,5154} \cdot H_{\text{ц}}^{-0,5907} \times \\ \times p_{\text{пит}}^{-0,0983} \cdot p_{\text{сл}}^{0,219} \cdot p_{\text{шл}}^{-0,161}. \quad (14.68)$$

Располагая объемной производительностью и расходом шлама, легко вычислить расход слива (л/с):

$$Q_{\text{сл}} = Q_{\text{пит}} - Q_{\text{шл}}. \quad (14.69)$$

Граничной крупностью разделения ( $\delta$ , мкм) в технологии очистки природных и сточных вод считают максимальный размер частиц твердой фазы, уходящих в слив. Под гидравлической крупностью задерживаемых частиц ( $w_0$ ) подразумевают минимальное значение гидравлической крупности частиц, уходящих в шлам.

Таблица 14.3. Ориентировочные данные для выбора гидродвигателей

Параметры	Диаметр гидродвигателя $D$ , мм											
	15	25	50	75	125	150	250	360	500	710	1000	1400
Угол конусности $\alpha$ , град	10	10	10	10	20	20	20	20	20	20	20	20
Относительный диаметр сливного патрубку $d_{сл}/D$	0,3—0,5	0,3—0,5	0,2—0,5	0,2—0,5	0,2—0,4	0,2—0,4	0,2—0,4	0,2—0,4	0,2—0,4	0,2—0,4	0,2—0,4	0,2—0,4
Относительный диаметр питающего патрубка $d_{пит}/d_{сл}$	1—0,5	1—0,5	1—0,5	1—0,5	1—0,5	1—0,5	1—0,5	1—0,5	1—0,5	1—0,5	1—0,5	1—0,5
Относительный диаметр шлангового патрубку $d_{шл}/d_{сл}$	0,2—0,7	0,2—0,7	0,2—0,7	0,2—0,7	0,2—1,0	0,2—1,0	0,2—1,0	0,2—1,0	0,2—1,0	0,2—0,9	0,2—0,9	0,2—0,9
Объемная производительность, $м^3/при: P_{пит} = 10^5 Па$	2,5—5,0	7,5—15,3	30—60	60—125	125—250	200—350	450—850	850—1500	2000—4500	3500—7500	6000—18000	12500—31000
$и Q_{пит}$ , л/мин	0,15—0,3	0,45—0,9	1,8—3,6	3,6—7,5	7,5—15	12—21	27—51	51—90	120—270	210—450	360—1100	750—2000
Граничные крупности разделения, мкм	—	—	15	10—20	15—40	20—50	30—100	40—150	50—200	60—250	70—280	80—300

В ГИСИ предложены две полуэмпирические формулы для определения граничной крупности частиц с учетом основных параметров напорных гидроциклонов.

$$\delta = 83,47 \cdot 10^8 \frac{D^{0,57} d_{\text{пит}}^{2,283} d_{\text{сл}}^{0,216} \mu^{0,5}}{d_{\text{шл}}^{0,5} H_{\text{ц}}^{0,5} H_{\text{к}}^{0,7139} Q_{\text{пит}}^{0,5} (\rho_{\text{т}} - \rho_{\text{с}})^{0,5}}, \quad (14.70)$$

где  $D$ ,  $d_{\text{пит}}$ ,  $d_{\text{сл}}$ ,  $d_{\text{шл}}$ ,  $H_{\text{ц}}$  измеряются в м;  $H_{\text{к}}$  — высота конической части гидроциклона, м;  $\rho_{\text{т}}$ ,  $\rho_{\text{с}}$  — плотность твердой фазы и суспензии, кг/м<sup>3</sup>;  $\mu$  — динамическая вязкость исходной суспензии, Н·с/м<sup>2</sup>;  $Q_{\text{пит}}$  — объемная производительность гидроциклона, м<sup>3</sup>/ч.

$$\delta = 0,2025 D^{0,214} \cdot d_{\text{пит}}^{0,3838} \cdot d_{\text{сл}}^{1,457} \cdot d_{\text{шл}}^{-1,831} \cdot \alpha^{0,389} \cdot D_t^{0,3812} (\rho_{\text{т}} - \rho_{\text{с}})^{-0,5} \times \\ \times \rho_{\text{пит}}^{-0,5} \mu^{0,5}, \quad (14.71)$$

где  $D$ ,  $d_{\text{пит}}$ ,  $d_{\text{сл}}$ ,  $d_{\text{шл}}$  — измеряются в см;  $\alpha$  — в град;  $\mu$  — в сПз;  $\rho_{\text{т}}$  и  $\rho_{\text{с}}$  — в г/см<sup>3</sup>;  $D_t$  — коэффициент турбулентной диффузии, м<sup>2</sup>/с;  $D_t = 8 \times 10^{-4} v_{\text{пит}} D$  ( $v_{\text{пит}}$  — скорость движения суспензии в питающем патрубке гидроциклона, см/с);

Важнейшими факторами, влияющими на выбор диаметра цилиндрической части  $D$  гидроциклонов, являются максимальная крупность частиц и концентрация твердой фазы обрабатываемой суспензии. Выбор диаметра  $D$  необходимо производить с учетом требуемых размеров  $d_{\text{шл}}$ . Последний должен превышать 6—8-кратный размер частиц фазы максимальной крупности. С целью получения максимального эффекта осветления диаметр питающего патрубка  $d_{\text{пит}}$  принимают равным 0,125  $D$ . При использовании гидроциклонов для выделения крупных минеральных частиц  $d_{\text{пит}}$  принимают равным (0,2—0,25)  $D$ . Диаметр сливного патрубка  $d_{\text{сл}}$  берут в пределах (0,2—0,4)  $D$  или (0,8—2,0)  $d_{\text{пит}}$ . Если необходимо получить максимальный эффект осветления,  $d_{\text{сл}}$  принимают равным 0,2  $D$ .

Диаметр шламового отверстия может колебаться в пределах  $d_{\text{шл}} = (0,07 - 0,33) D$  или  $d_{\text{шл}} = (0,2 - 1,0) d_{\text{сл}}$ .

Высоту цилиндрической части  $H_{\text{ц}}$  гидроциклонов рекомендуется принимать:

при осветлении сточных вод с размером частиц твердой фазы не более 250 мкм  $H_{\text{ц}} = (2 - 4) D$ ;

при осветлении сточных вод с размерами частиц твердой фазы более 250 мкм  $H_{\text{ц}} = (1 - 2) D$ ;

при обогащении твердой фазы сточных вод с выделением пустой породы (обогащение известкового молока, удаление минеральных частиц из твердой фазы, включающей ценные органические соединения, и т. п.)  $H_{\text{ц}} = (2 - 4) D$ ;

при сгущении осадков сточных вод с размерами частиц твердой фазы не более 250 мкм  $H_{\text{ц}} = (3 - 4) D$ .

Уменьшение угла конусности конической части приводит к

увеличению производительности гидроциклонов и эффективности осветления. Установлено, что для промышленных гидроциклонов, работающих как классифицирующие аппараты, угол конусности, равный  $20^\circ$ , является оптимальным. При обогащении в тяжелых суспензиях рекомендуется применять аппараты с углом конусности  $40-120^\circ$ . В технологии осветления сточных вод при разделении суспензий с размерами частиц твердой фазы не более  $250 \text{ мкм}$  рекомендуется применять аппараты с углом конусности  $5-10^\circ$ , при разделении суспензий с размерами частиц твердой фазы более  $250 \text{ мкм}$  — с углом конусности  $10-20^\circ$ .

**Пример 4.** Гидроциклон предназначен для очистки стоков литейного производства. Внутренний диаметр цилиндрической части гидроциклона типа ГНС-250  $D=250 \text{ мм}$ . Размеры конструктивных элементов следующие:  $d_{\text{пит}}=50 \text{ мм}$ ;  $d_{\text{сл}}=50 \text{ мм}$ ;  $d_{\text{шл}}=20 \text{ мм}$ ;  $H_{\text{ц}}=750 \text{ мм}$ ;  $\alpha=10^\circ$ . Давление питания составляет  $0,3 \text{ МПа}$ . Слив и шлам аппарата сбрасываются через приемники в резервуары слива и шлама. Потерями напора в сливном трубопроводе можно пренебречь.

Требуется определить объемную производительность, расход слива и шлама напорного гидроциклона.

Объемная производительность аппарата, работающего при данном гидродинамическом режиме, определяется по формуле (14.61):

$$Q_{\text{пит}} = 0,013 \cdot 250^{0,0526} \cdot 50^{1,279} \cdot 50^{0,4046} \cdot 20^{0,1434} \cdot 10^{0,0258} \times \\ \times 750^{0,01496} \cdot 0,3^{0,443} = 13,346 \text{ л/с.}$$

Расход шлама вычисляется по формуле (14.62)

$$Q_{\text{шл}} = 0,000125 \cdot 250^{1,45} \cdot 50^{1,2399} \cdot 50^{-2,318} \cdot 20^{2,859} \cdot 10^{-0,4571} \times \\ \times 750^{0,0866} \cdot 0,3^{-0,8158} = 0,523 \text{ л/с.}$$

Расход слива равен

$$Q_{\text{сл}} = 13,346 - 0,523 = 12,823 \text{ л/с.}$$

Плотность частиц твердой фазы составляет  $\rho_{\text{т}}=2,7 \text{ г/см}$ , жидкой среды —  $1,0 \text{ г/см}$ , динамическая вязкость суспензии  $0,00112 \text{ Н}\cdot\text{с/м}$ .

Граничная крупность разделения по формуле (14.70) равна

$$\delta = 83,47 \cdot 10^6 \frac{0,25^{0,57} \cdot 0,05^{2,283} \cdot 0,05^{0,216} \cdot 0,00112^{0,5}}{0,02^{0,5} \cdot 0,75^{0,5} \cdot 1,314^{0,7139} \cdot 48,045^{0,5} \cdot 1,7^{0,5}} = \\ = 15,97 \text{ мкм.}$$

По вычисленной крупности разделения и соответствующей зависимости можно определить ожидаемый эффект осветления стоков.

#### 14.8. К расчету ковшовых водозаборов

Водоприемный ковш представляет собой искусственно созданный водоем, который образуется дамбой, вынесенной в русло реки, или специально отрытой выемкой. Водоприемные ковши используют для борьбы с шугой, а иногда — частичного осветления воды, заби-

раемой из рек, несущих большие количества взвеси. Поперечное сечение ковша может быть определено по средней расчетной скорости, рекомендуемой А. С. Образовским в пределах 0,05—0,15 м/с (чем больше скорость течения воды в реке и чем сложнее шуголедовые условия, тем скорость следует принимать меньше).

Различают два основных характерных режима отбора — деления и водообмена, критерием которых служит отношение средней скорости в ковше  $v$  к скорости течения реки  $v_p$ , т. е.  $v/v_p$ .

Режим деления имеет место при отборе из реки относительно больших количеств воды. При этом в русле реки появляется кривая спада, а в ковш вода поступает со скоростями, равными или большими, чем скорости воды в реке. Режим деления для угла  $\varphi = 135^\circ$ , образуемого осью ковша с направлением течения реки, возникает при  $v/v_p = 0,132$ , а для других значений  $\varphi$  (от  $150$  до  $30^\circ$ ) — при  $v/v_p > 0,125 \div 0,242$ .

Режим водообмена наблюдается, когда значительная часть воды, входящей в ковш, выходит из него обратно в русло реки; создается своеобразная застойная зона. Режим водообмена для угла  $\varphi = 135^\circ$  будет при  $v/v_p \leq 0,04$ , а для других углов  $\varphi$  (от  $150$  до  $30^\circ$ ) — при  $v/v_p < 0,042 \div 0,081$ .

Расход водообмена между ковшом и речным потоком зависит от угла отвода  $\varphi$  и приблизительно определяется по формуле

$$Q_{об} = f(\varphi) H B v_p, \quad (14.72)$$

где  $B$  и  $H$  — ширина ковша и глубина воды на входе; значения  $f(\varphi)$  принимаются равными:

$\varphi^\circ$ . . . . .	45	60	90	135	150
$f(\varphi)$ . . . . .	0,061	0,049	0,034	0,026	0,026

Длину ковша  $l_T$ , необходимую для всплывания кристаллов внутриводного льда и шуги, А. С. Образовский предлагает определять по формуле

$$l_T = 29 \left( \sqrt{b_H^2 + 0,105 Q/\omega_{ш}} - b_H \right), \quad (14.73)$$

где  $b_H = Q/H v_B$  — начальная ширина транзитной струи;  $Q$  — отбираемый расход;  $\omega_{ш}$  — скорость всплытия шуги, равная 0,016—0,02 м/с;  $H$  — глубина ковша, назначаемая из условий забора воды водоприемником;  $v_B$  — фактическая скорость входа воды в ковш, равная  $0,5 v_p$  при режиме водообмена и  $0,9 v_p$  — при режиме деления.

Полная длина ковша принимается (с учетом  $l_T$ ) равной:

$$L = l_T + l_B + l_{ш}, \quad (14.74)$$

где  $l_{ш} = 10 \div 20$  м — длина ковша, занятая отложениями шуги;  $l_B$  — входная часть ковша, охваченная нерабочими циркуляциями и равная ширине ковша  $B$ .

## 14.9. Селективный водозабор

Для водоснабжения промышленных предприятий и тепловых электростанций в ряде случаев целесообразно забирать воду из какого-то определенного слоя источника водоснабжения (водохранилища, водотока). Например, для охлаждения турбин тепловых и атомных электростанций в летнее время желательно забирать воду из глубинных, более холодных слоев. В случае сильного загрязнения нижних и верхних слоев водоема необходимо забирать воду из такого слоя, где она более чистая. При этом нежелательно попадание воды из других слоев в водозаборное сооружение. Такой способ забора воды называется селективным.

Для селективного водозабора прежде всего должно быть найдено критическое положение поверхности раздела, т. е. такое положение, при котором не происходит захвата воды из других слоев. Критическое положение поверхности называют верхним, когда вода забирается из нижнего слоя, а при заборе воды из верхнего слоя — нижним положением.

Основные зависимости при заборе воды из нижнего слоя двух-слойного стратифицированного водоема (рис. 14.14 а, б, в) в условиях плоской задачи можно представить в следующем виде:

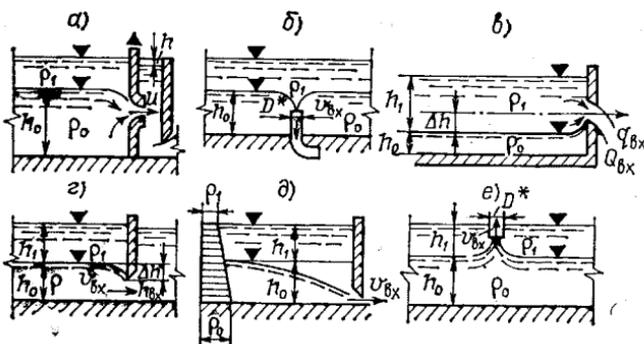


Рис. 14.14. Схемы водозаборов с верхним (а — в) и нижним (д, е) критическими положениями поверхности раздела

для схемы а

$$h_0 = 1,7 \sqrt{\rho_1 \alpha q_{\text{вх}}^2 / (g \Delta \rho)}; \quad (14.75)$$

для схемы б

$$\Delta h = 1,3 h_{\text{вх}} v_{\text{вх}}^{0,5} / (g h_{\text{вх}} \Delta \rho / \rho_1)^{0,25}, \quad (14.76)$$

для схемы в

$$v_{\text{вх}} = 2,05 (h_0 / D^*)^2 \sqrt{g h_0 \Delta \rho / \rho_1}. \quad (14.77)$$

Условия, при которых не происходит захвата жидкости из верхнего слоя, когда в водоеме наблюдается непрерывная стратифика-

ция и перед водозабором вследствие локального перемешивания формируется двухслойная система (рис. 14.14, з), выражаются зависимостью

$$h_0/(h_1 + h_0) = v_{вх} [g (h_1 + h_0) \cdot \Delta \rho / \rho_1]^{-0,5}. \quad (14.78)$$

Если известно, что в водоеме плотность по всей глубине непрерывно изменяется, то рассчитывается  $v_{вх}$ , обеспечивающая такое положение поверхности раздела и, следовательно, толщину нижнего слоя  $h_0$ , при которых производится отбор воды заданной плотности.

Для определения нижнего критического положения поверхности раздела двухслойного водоема (рис. 14.14, д, е) можно использовать следующие зависимости, выведенные И. И. Макаровым:

для схемы д и плоской задачи

$$(g \Delta \rho / \rho_1) (\Delta h)^3 / q_{вх}^2 = 0,438; \quad (14.79)$$

для пространственной задачи

$$g (\Delta h)^5 \Delta \rho / \rho_1 = 0,154 Q_{вх}^2; \quad (14.80)$$

для схемы е

$$h_1 / D^* = 0,42 [v_{вх} \sqrt{\rho_1 / (g D^* \Delta \rho)}]^{0,5}. \quad (14.81)$$

Если известно положение поверхности раздела в двухслойном стратифицированном водоеме, то, рассчитав по приведенным зависимостям критические скорости  $v_{вх}$  или расходы  $q_{вх}$  ( $Q_{вх}$ ), можно определить размеры водозаборных окон, обеспечивающих селективный водоотбор.

В природных условиях на устойчивость разноплотностного течения оказывают влияние не только разность скоростей течения или плотностей слоев, но и ветер, конвекция, диффузия, форма водоема и конструктивные особенности водозаборного сооружения. Так что вопросы устойчивости разноплотностного течения изучены еще недостаточно, особенно при селективном способе забора воды из водоема.

#### 14.10. Основы расчета рыбозащитных сооружений на водозаборах

При устройстве в водоемах водозаборов возникает необходимость устанавливать экологическую целесообразность и экономическую эффективность применения средств рыбозащиты. Рыбозащитными называют сооружения, предназначенные для защиты рыб от источника опасности путем предотвращения их попадания на опасные участки и отвода от этих участков в рыбообитаемый водоем, где обеспечивается выживаемость отведенных рыб.

По СНиП II-55—79 рыбозащитные сооружения в зависимости от типа рабочих органов делятся на три вида: заградительные, отводящие и отгораживающие.

**Рыбозаградительные сооружения** предусматривают применение различных рыбозаградительных экранов: сетчатых и перфорированных заграждений, фильтрующих насыпей и кассет и т. д.

При отделении зоны забора воды от зоны обитания рыб с помощью подвижных или неподвижных водонепроницаемых экранов с козырьками и без них (зонных ограждений, зонтичных оголовков и т. д.) используются рыбоотгораживающие сооружения. Тракты и каналы, отводящие предварительно сконцентрированную молодь от источника опасности, являются рыбоотводящими сооружениями.

При проектировании водозабора по условиям защиты рыб должен быть специально рассмотрен вопрос выбора местоположения его оголовка, т. е. места забора воды из водоема [48].

Для регулирования движения рыб и управления их поведением в водоемах и зонах водозаборов используется *реакция* — основная поведенческая реакция рыб двигаться против течения в потоке воды. Реореакция рыб проявляется при определенных скоростях потока. Различают пороговую, привлекающую, сносящую и рывковую скорости. *Пороговая*  $u_{пор}$  — это минимальная скорость потока, при которой у рыб появляется реакция на поток, т. е. реореакция. Мигрирующие рыбы стремятся находиться в зоне, где скорость потока равна привлекающей скорости  $u_{пр}$ . *Сносящая* скорость  $u_{сн}$  — это такая минимальная скорость потока, при которой рыба уже не может удержаться в нем и сносится (скатывается). *Рывковая*  $u_{рыв}$  — наибольшая скорость потока, при которой рыба может совершать кратковременный бросок вверх по течению в доли секунды.

Защита рыб рыбозаградителями эффективна только в том случае и до тех пор, пока вся молодь рыб способна противостоять сносу на заграждение. Вследствие этого скорость фильтрации потока через заграждение  $v_3$  принимают меньше сносящей  $u_{сн}$  в зависимости от протяженности заграждения  $L$  и длины тела рыб  $l_p$ :

$$\begin{aligned} \text{при } L \leq 400 l_p \approx 10 \text{ м} & \quad v_3 = 0,9 u_{сн}; \\ \bullet \quad 400 l_p < L < 1000 l_p & \quad v_3 = 0,5 u_{сн}; \\ \bullet \quad L > 1000 l_p \approx 25 \text{ м} & \quad v_3 = 0,35 u_{сн}. \end{aligned}$$

Длина большинства защищаемых рыб  $l_p = 10-40$  мм, их сносящая скорость соответственно  $u_{сн} = 0,1-0,4$  м/с. Отсюда среднее значение скорости фильтрации  $v_3 = 0,2-0,25$  м/с. Скорость фильтрации через кассеты не следует назначать больше 0,1 м/с. Наименьшая толщина кассеты принимается в 3-5 раз больше зерен загрузки. Скорость обтекания русловых затопленных водоприемных оголовков в целях рыбозащиты должна в 3-4 раза превышать скорость входа воды в водоприемные отверстия.

Наиболее распространены зонтичные рыбозащитные устройства (рис. 14.15), которые выполняются в виде цилиндра, короба или

конуса с верхними крышками, надетыми на вертикально установленный оголовок водозабора. Механизм защиты рыб ими состоит в том, что стенки ограждения ограничивают водозабор с верхних и боковых слоев, где в основном обитает молодь.

Гидравлические исследования, выполненные в ЛИСИ, позволили дать рекомендации по подбору параметров зонтичных оголовков и установке его относительно самотечной трубы. Внутренний диаметр зонтика  $D$  следует принимать равным  $2,45 d$ , где  $d$  — диаметр самотечной трубы.

Высота установки низа зонта относительно верха  $h_1/D$  принимается в пределах  $0,65-0,75$  в зависимости от гидрологических условий. Высота подзонтичного пространства  $h_2$  не влияет на степень неравномерности распределения скоростей на входе в зонт. Эту высоту можно принимать  $h_2 = 0,4-0,5 d$ . Высота зонта равна  $H = h_1 + h_2$ .

В центральной части крышки зонта необходимо делать отверстие для выхода остаточного воздуха (при монтаже и обратной промывке). Так как вследствие разности статического давления под крышкой и за ее пределами при любых соотношениях диаметра

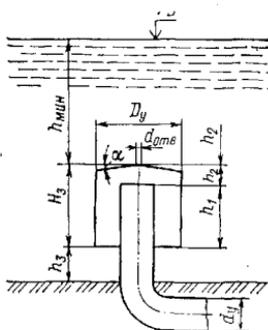


Рис. 14.15. Зонтичное рыбозащитное устройство

1 — зонтичный рыбозаградитель; 2 — водозаборный оголовок; 3 — несущая диафрагма

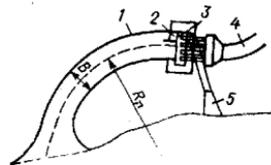


Рис. 14.16. Схема водозабора с рыбоотводом

1 — водоподводящий канал; 2 — оголовок рыбоотводящего тракта 5; 3 — насосная станция; 4 — магистральный канал

отверстия к высоте подзонтичного пространства  $d_{отв}/h_2$  происходит подсос поверхностных слоев воды,  $d_{отв}$  нужно принимать минимальных технологических размеров ( $20-30$  мм). Форма верхней крышки — коническая, с углом  $\alpha = 5-7^\circ$ .

Высота установки нижнего края зонта над уровнем дна  $h_3 = 0,3D$ .

Минимальная глубина крышки зонта  $h_4$  над уровнем свободной поверхности  $h_{мин} = 0,4 D$ .

Рыбоотводящий (инженерно-экологический) способ защиты рыб основан на использовании естественно образующихся или искусственно создаваемых в определенной зоне подвода воды к водоза-

бору повышенных концентраций покатных рыб с целью их отбора из этих зон в оголовки рыбоотводящего тракта и отведения по нему от водозабора в рыбообитаемый водоем.

В наибольшей степени явление переконцентрации рыб происходит на криволинейных участках водотоков (излучинах) при их определенных геометрических и скоростных параметрах. В общем виде в состав сооружений для защиты молоди рыб рыбоотводящим способом, основанным на использовании горизонтального перераспределения рыб, входит криволинейный водоотводящий канал и рыбоотводящий тракт с оголовком (рис. 14.16).

Водоподводящий канал должен быть запроектирован с заданной кривизной  $R_{\text{п}}/B$ , определенным отношением глубины  $H$  к ширине  $B$  и поперечным уклоном  $i$ . Наилучшие условия переконцентрации рыб создаются при отношении радиуса кривизны канала  $R$  к его ширине  $B$ , равном 3—5. Скорость течения в водоподводящем канале следует принимать более  $2,5 u_{\text{нс}}$  (35—75 см/с) до  $4 u_{\text{сн}}$  (60—120 см/с). Средняя глубина потока (м) на повороте канала зависит от ширины  $B$ :

$$h_{\text{ср}} = 0,9 \sqrt{B}. \quad (14.82)$$

Криволинейную часть водоподводящего канала необходимо проектировать с дном, имеющим уклон в сторону вогнутого берега под углом  $7$ — $10^\circ$ . Ширину водоподводящего канала (м) можно установить из зависимости:

$$B = 1,1 \sqrt[3]{S^2}, \quad (14.83)$$

где  $S$  — площадь сечения водоподводящего канала.

Площадь сечения на входе в канал назначается из условия, что скорости в оголовке канала должны быть меньше сносящих:

$$S_{\text{вх}} = Q_{\text{макс}}/0,8 u_{\text{сн}}. \quad (14.84)$$

Работа оголовка рыбоотводящего тракта является эффективной при его ширине  $b$ , находимой из соотношения  $0,17 \leq b/B \leq 0,4$ .

## ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

- Абсолютное давление 24  
 Автомодельная область 79  
 Аномальные жидкости 19  
 Архимедова сила 30  
 Атмосферное давление 24  
 Аэрация жидкости 252, 176  
 Безнапорное движение 176  
 Боковой водослив 217  
 Бурное движение 182  
 Быстроток 280  
 Бытовая глубина 256  
 Вакуум 24  
 Верхний бьеф 198  
 Водоизмещение 30  
 Водопроводные сети 342  
 Водобойная стенка 273  
 Водобойный колодец 256, 265  
 Водослив 198  
 Волнистый гидравлический прыжок 253  
 Время добегаания волны 121, 282  
 Время опорожнения сосудов 167  
 Всасывающая труба насоса 94  
 Высота выступа шероховатости 44  
   » гидравлического прыжка 248  
   » капиллярного поднятия 22  
   » подтопления 200  
   » пьезометрическая 31  
 Вязкость динамическая 16, 18  
   » кинематическая 17, 18  
 Гидравлическая крупность 398  
 Гидравлически невыгоднейшее сечение 177  
 Гидравлически гладкие трубы 41  
   » шероховатые трубы 41  
 Гидравлические сопротивления 31  
 Гидравлический коэффициент трения 32, 40  
 Гидравлический показатель русла 184  
   » радиус 176, 294  
   » удар 110  
   » уклон 150, 294  
   » прыжок 248  
   » отогнанный 256  
   » затопленный 254  
   » поверхностный 163  
   » подпертый 254  
 Гидродинамический напор 33  
 Гидросмесь 139, 149  
 Гидростатическое давление 24  
 Глубина погружения 25, 28  
   » потока 176  
 Глубина потока в сжатом сечении 254  
   » критическая 182  
   » нормальная 182  
   » сопряженная 256  
 Градиент скорости 140  
 Грунтовые воды 305  
 Давление в точке абсолютное 24  
   » атмосферное 24  
   » манометрическое (избыточное) 24  
 Давление в точке полное 24  
 Дальность полета струи 227, 272  
 Движение жидкости безнапорное 176  
   » бурное 182  
   » быстрое изменяющееся 240  
   » ламинарное 35, 37  
   » медленно изменяющееся 240  
   » напорное 31  
   » неравномерное 240  
   » неустановившееся 282  
   » равномерное 176  
   » спокойное 182  
   » турбулентное 35, 38  
   » установившееся 282  
 Диафрагма 53  
 Дроссельный затвор 61  
 Диффузор 56  
 Длина водобойного колодца 258, 272, 276  
   » затопленного прыжка 252, 281  
   » кривой свободной поверхности потока 241, 244  
 Допускаемая (неразрывающая) скорость 181  
 Дюкер 91  
 Живое сечение 177  
 Жидкость 16  
   » Бингама 19  
   » Шведова 19  
 Задвижка 60  
 Закон Архимеда 30  
   » Ньютона 17  
   » Жуковского 110  
   » ламинарной фильтрации 295  
 Затопленный гидравлический прыжок 256  
 Затопленные струи 168  
 Инфильтрация 309  
 Искусственная шероховатость 191  
 Истечение из-под щита 160  
 Кавитация 69, 84  
 Каналы 177  
 Кинематическая вязкость 17, 18  
 Колодцы (совершенные, несовершенные) 301  
 Конические насадки 156, 159  
 Коноидальный насадок 154, 159  
 Концентрация твердой фазы 151  
 Коэффициент Буссенюса 95, 248  
   » Кориолиса 31  
   » гидравлического трения 32  
   » объемной пористости грунта 294  
 Коэффициент откоса 177  
   » бокового сжатия 204  
   » подтопления водослива 201, 203  
   » расхода водослива 200, 203  
   » отверстия и насадки 155, 156  
   » сжатия струи 155  
   » скорости 154  
   » сопротивления 32  
   » Шези 32, 52  
   » шероховатости 53, 184  
   » фильтрации 294, 296  
 Критический уклон 182  
 Критическое число Рейнольдса 37  
 Ламинарный режим движения 38

- Ливнесбросы 225**
- Малое отверстие 154**
- Масса 13
- Местные потери 32
- Метацентр 30
- Метод конечных разностей 240, 285
- Минимальная (незаиливающая) скорость 178, 180
- Модуль объемной упругости 15
- Модуль расхода 32, 176
  - » с учетом скорости подхода 200
  - » скоростной 31
- Напорная линия 31
- Напорные трубы 88
- Насадки 72, 154
- Незатопленный водослив 199, 203
- Неполное сжатие струи 153
- Неравномерное движение 240
- Неустановившееся движение 282
- Нижний бьеф 199
- Нормальная глубина 182
- Область гидравлически гладких труб 41
- Область шероховатых труб 41
- Отверстие 154
- Относительный объемный вес 14
- Параболический водослив 209
- Перепады 259, 270
- Плавание тел 30
- Плотность жидкости 13
- Площадь живого сечения 177
- Поверхностное натяжение 22
- Полигональный водослив 217
- Поворот трубы 59
- Потери напора 32
- Поток жидкости 240
- Пропорциональный водослив 207
- Прыжковая функция 248
- Путевой расход 97
- Пьезометрическая линия 33
- Раздача непрерывная 95
- Распределительные трубопроводы 95
- Расход 32, 259
- Расходная характеристика 32
- Режим движения жидкости 35, 37
- Решетка 78
- Русло 240
- Свободная струя 168
- Свободный напор 328
- Сеть водопроводная 320
- Сжатое сечение 256
- Сжатие струи 153**
- Сжимаемость 15
- Сила давления 25
- Сифон 92
- Скоростная характеристика 176
- Скорость 154, 259
- Смоченный периметр 177, 187
- Совершенное сжатие 153
- Сопряжения бьефов 254
- Степень наполнения 177
- Температура 6, 17
- Температурное расширение 16
- Тонкая стенка 198
- Транзитный расход в трубопроводе 97
- Трапецидальный водослив 206
- Треугольный водослив 205
- Трубопровод 88, 329
- Турбулентный режим движения 35, 38
- Увязка сети 335
- Удельный вес 14
- Удельная энергия потока 31
  - » энергия сечения 176
- Уклон dna канала 176
  - » трения 283
- Уравнение Бернулли 31
  - » гидравлического прыжка 248
  - » неравномерного движения 240
  - » неразрывности 176, 283
  - » Сен-Венана 283
- Фаза удара 114
- Фактор экономический 321
- Фильтрация воды 294
- Фильтры 75
- Формула Альтшуля 42, 53
  - » Дарси 295
  - » Вейсбаха 32
  - » Павловского 53
  - » Федорова 18
  - » Шези 176
- Функция Бахметева 242
- Число Рейнольдса 141
  - » Фрунда 248, 252
- Шероховатость естественная 41
  - » искусственная 41
  - » эквивалентная 41
- Ширина потока 200, 236, 282
- Щелевой водослив 207
- Экономический фактор 321
- Эпюра давления 26
- Явно-невная разностная схема 284

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Абрамов Н. Н.* Водоснабжение: Учеб. для вузов. — М.: Стройиздат, 1982.—440 с.
2. *Абрамов Н. Н.* и др. Расчет водопроводных сетей: Учеб. пособие для вузов. — М.: Стройиздат, 1983.—278 с.
3. *Абрамов Н. Н.* Надежность систем водоснабжения. — М.: Стройиздат, 1984.—230 с.
4. *Аверкиев А. Г.* и др. Бесплотинные водозаборные сооружения. — Л.: Энергия, 1969.—164 с.
5. *Альтшуль А. Д.* Гидравлические сопротивления. — М.: Недра, 1982.—224 с.
6. *Асауленко И. А.* и др. Теория и прикладные аспекты гидротранспортирования твердых материалов. — Киев: Наук. думка, 1981.—364 с.
7. *Белан А. Е., Хоружий П. Д.* Проектирование и расчет устройств водоснабжения. — Киев: Будивельник, 1981.—190 с.
8. *Богомолов А. И., Боровков В. С., Майрановский Ф. Г.* Высокоскоростные потоки со свободной поверхностью: Учеб. пособие для вузов. — М.: Стройиздат, 1979.—344 с.
9. *Большаков В. А.* и др. Справочник по гидравлике. — Киев: Вища школа, 1984.—343 с.
10. *Вдовин Ю. И.* Водоснабжение населенных пунктов на Севере. — Л.: Стройиздат, 1980.—133 с.
11. Водоснабжение населенных мест и промышленных предприятий / В. А. Клячко, С. Н. Аронов, В. И. Лазарев и др. — М.: Стройиздат, 1977.—287 с. (Справочник проектировщика).
12. Временная инструкция по проектированию сооружений для очистки поверхностных сточных вод: СН 496—77. — М.: Стройиздат, 1978.—33 с.
13. Гидравлика разноплотностного потока / Ю. А. Ибадзаде, Г. С. Губанов, Г. С. Азизов, В. Г. Алескеров. — М.: Стройиздат, 1982.—294 с.
14. Гидравлический расчет и устройство водопроводов из железобетонных труб / В. С. Дикаревский, П. П. Якубчик, О. А. Продоус, Ю. М. Константинов. — Киев: Будивельник, 1984.—112 с.
15. *Голик Н. И.* Оптимальное проектирование систем канализации. — Кишинев: Карта молдовеняскэ, 1980.—171 с.
16. *Дикаревский В. С.* и др. Противоударная защита закрытых оросительных систем. — М.: Колос, 1981.—80 с.
17. *Дикаревский В. С., Таубин А. П.* Расчет дождевых сетей канализации с помощью ЭВМ // Для раздел. и подраздел. систем. — М.: Стройиздат, 1980.—146 с.
18. *Дмитриев В. Д.* Методы подготовки воды в условиях Севера. — Л.: Стройиздат, 1981.—121 с.
19. *Добромыслов А. Я.* Расчет и конструирование систем канализации зданий. — М.: Стройиздат, 1978.—121 с.
20. *Егоров А. И.* Гидравлика напорных трубчатых систем в водопроводных очистных сооружениях. — М.: Стройиздат, 1984.—95 с.
21. *Жужиков В. А.* Фильтрация // Теория и практика разделения суспензий. — М.: Химия, 1980.—398 с.
22. *Жуков А. И., Монгайт И. Л., Родзиллер И. Д.* Методы очистки производственных сточных вод. — М.: Стройиздат, 1977.—208 с. (Справ. пособие).
23. *Ибадзаде Ю. А.* Транспортирование воды в открытых каналах. — М.: Стройиздат, 1983.—272 с.
24. *Идельчик И. Е.* Справочник по гидравлическим сопротивлениям. — М.: Машиностроение, 1975.—559 с.
25. *Ильин Ю. А.* Надежность водопроводных сооружений и оборудования. — М.: Стройиздат, 1985.—180 с.
26. Инструкция по расчету оптимальных параметров систем гидротранспорта хвостов обогащения на предприятиях цветной металлургии. — Л.: ЛГИ, 1977.—29 с.
27. Канализация / С. В. Яковлев, Я. А. Карелин, А. И. Жуков, С. К. Колобанов: Учеб. для вузов. — М.: Стройиздат, 1975.—632 с.
28. Канализация населенных мест и промышленных предприятий. — М.: Стройиздат, 1977.—637 с. (Справочник проектировщика).
29. *Кикачешвили Г. Е.* Расчет оптимальных параметров систем подачи и распределения воды. — Тбилиси: Сабчота Сакартвело, 1980.—199 с.
30. *Константинов Ю. М.* Гидравлика: Учеб. для вузов. — Киев: Вища школа, 1981.—358 с.
31. *Кравцов М. В.* Гидравлика зернистых материалов. — Минск: Наука и техника, 1980.—167 с.

32. Кузнецов С. К. Теория и гидравлические расчеты нижнего бьефа. — Львов: Вища школа, 1983.—174 с.
33. Кузьмин Ю. М. Сетчатые установки систем водоснабжения. — Л.: Стройиздат, 1976.—159 с.
34. Кургаев Е. Ф. Осветлители воды. — М.: Стройиздат, 1977.—192 с.
35. Курганов А. М., Дупляк В. Д. Гидравлический расчет водопропускных сооружений. — Киев: Будивельник, 1982.—95 с.
36. Курганов А. М. Закономерности движения воды в дождевой и общесплавной канализации. — М.: Стройиздат, 1982.—72 с.
37. Курганов А. М. Таблицы параметров предельной интенсивности дождя для определения расходов в системах водоотведения. — М.: Стройиздат, 1984.—109 с. (Справ. пособие).
38. Курганов А. М. Таблицы для расчета неравномерного движения в круглых трубах. — М., 1978.—178 с. Деп. в ЦИНИС. 18.09.1978, № 993.
39. Курганов А. М. Графики для гидравлического расчета канализационных коллекторов. — М., 1978.—103 с. — Деп. в ЦИНИС. 18.09.1978, № 994.
40. Курганов А. М., Койда Н. У. Проектирование водопроводных сетей с помощью ЭВМ: Учеб. пособие для вузов. — Л.: ЛИСИ, 1984.—64 с.
41. Курганов А. М., Койда Н. У. Машинные методы проектирования канализационных сетей. — М.: Стройиздат, 1985.—150 с.
42. Курганов А. М. Введение в научные исследования: Учеб. пособие. — Л.: ЛИСИ, 1984.—88 с.
43. Лапшев Н. Н., Безобразов Ю. Б. Инженерные приложения теории диффузионных процессов: Учеб. пособие. — Л.: ЛИСИ, 1979.—52 с.
44. Лобачев В. П., Шевелев Ф. А. Измерение расхода жидкостей и газов в системах водоснабжения и канализации. — М.: Стройиздат, 1985.—419 с.
45. Лукиных А. А., Лукиных Н. А. Таблицы для гидравлического расчета канализационных сетей и дюкеров по формуле акад. Н. Н. Павловского. — М.: Стройиздат, 1974.—156 с.
46. Лютов А. В. Инженерные коммуникации на вечномёрзлых грунтах. — Л.: Стройиздат, 1981.—144 с.
47. Лямаев Б. Ф., Небольсин Г. П., Нелюбов В. А. Стационарные и переходные процессы в сложных гидросистемах // Методы расчета на ЭВМ. — Л.: Машиностроение, 1978.—191 с.
48. Малеванчик Б. С., Никаноров И. В. Рыбопропускные и рыбозащитные сооружения // Вопросы проектирования. — М.: Лег. и пищ. пром-сть, 1984.—256 с.
49. Мартенсон В. Н. и др. Дробленый керамзит — новый фильтрующий материал для водоочистных фильтров. — Куйбышев: КИСИ, 1976.—167 с.
50. Марчук Г. И. Математическое моделирование в проблеме окружающей среды. — М.: Наука, 1982.—319 с.
51. Методические указания по применению правил охраны поверхностных вод от загрязнения сточными водами. — Харьков, ВНИИВО, 1982.—82 с.
52. Мошин Л. Ф. Методы технико-экономического расчета водопроводных сетей. — М.: Стройиздат, 1950.—144 с.
53. Найдено В. В., Губанов Л. Н., Чернышева В. И. Технология очистки промышленных сточных вод // Напорные гидроциклоны. — Горький; ГИСИ, 1981.—63 с.
54. Нгуен Тай. Гидравлическое сопротивление русел с высокой шероховатостью Автореф. дис.... д-ра техн. наук. — М.: МИСИ, 1984.—38 с.
55. Николадзе Г. И., Минц Д. М., Кагальский А. А. Подготовка воды для питьевого и промышленного водоснабжения: Учеб. пособие для вузов. — М.: Высшая школа, 1984.—368 с.
56. Образовский А. С. и др. Водозаборные сооружения для водоснабжения из поверхностных источников. — М.: Стройиздат, 1976.—386 с.
57. Охрана водных ресурсов / И. И. Бородавченко, В. И. Зарубаев, Ю. С. Васильев и др. — М.: Колос, 1979.—247 с.
58. Пааль Л. Л. и др. Основы прогнозирования качества поверхностных вод. — М.: Наука, 1982.—167 с.
59. Плотников Н. А. Проектирование систем искусственного восполнения подземных вод для водоснабжения. — М.: Стройиздат, 1983.—231 с.
60. Погосян М. Г. Расчет водопроводных сетей в условиях горного рельефа. — Ереван: Луйс, 1980.—178 с.
61. Порядин А. Ф. Устройство и эксплуатация водозаборов. — М.: Стройиздат, 1984.—183 с.
62. Прегер Е. А., Кораблев А. И. Проектирование водопроводных и насосных станций. — Л.: ЛИСИ, 1979.—64 с.
63. Предельно допустимые концентрации вредных веществ в воздухе и воде. — Л.: Химия, 1975.—456 с. (Справ. пособие).
64. Проектирование водозаборов подземных вод / Под ред. д-ра техн. наук Ф. М. Бочерова. — М.: Стройиздат, 1976.—291 с.
65. Рекомендации по гидравлическому расчету водосливов. Ч. 1. — Л.: Энергия, 1974.—58 с.

66. Рекомендации по проектированию, монтажу и эксплуатации дренажей скорых водоочистных фильтров из пористого полимербетона. — М., АКХ, 1983.—21 с.
67. Рид Р. К.; Шервуд Т. К. Свойства газов и жидкостей // Определение и корреляция: Пер. с англ. — М.: Химия, 1971.—600 с.
68. Родзиллер И. Д. Прогноз качества воды водоемов — приемников сточных вод. — М.: Стройиздат, 1984.—263 с.
69. Романенко В. А. Электрофизические способы восстановления производительности водозаборных скважин электрическими методами. — Л.: Недра, 1980.—79 с.
70. Рудзский Г. Г., Ким А. Н. Доочистка и повторное использование городских сточных вод для водоснабжения промышленных предприятий. — Л.: ЛИСИ, 1983.—39 с.
71. Руководство по защите гидротранспортных систем от гидравлических ударов: ВСН 01—81. — Тбилиси: Мецниереба, 1981.—151 с.
72. Руководство по определению допускаемых неразмывающих скоростей водного потока для различных грунтов при расчете каналов / Минводхоз СССР. — М., 1981.—58 с.
73. Руководство по расчету долговечности трубопроводов гидротранспортных систем и методам ее повышения: ВСН 01—84. Тбилиси: Мецниереба, 1984.—59 с.
74. Сафонов Ю. К. Хранение и транспортировка химикатов в ЦБП. — М.: Лесная промышленность, 1979.—156 с.
75. Симakov Г. В. Сифонные водосбросы. — Л.: ЛПИ, 1974.—67 с.
76. СНиП 2.04.02—84. Водоснабжение: Наружные сети и сооружения.
77. СНиП II-30—76. Внутренний водопровод и канализация зданий.
78. СНиП 2.04.03—85. Канализация: Наружные сети и сооружения.
79. СНиП II-55—79. Подпорные стенки, судоводные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения.
80. Справочник по гидравлическим расчетам / Под ред. П. Г. Киселева. — М.: Энергия, 1974.—313 с.
81. Справочник по проектированию магистральных трубопроводов / А. К. Дерцакян, М. Н. Шпотаковский, В. Г. Волков и др. // Под ред. А. К. Дерцакяна. — Л.: Недра, 1977.—519 с.
82. Справочник по оборудованию буровых скважин обсыпными фильтрами // Ю. В. Пятников, И. Н. Бандырский, В. Д. Дяченко, В. В. Сенченко. — М.: Колос, 1983.—96 с.
83. Стахов Е. А. Очистка нефтесодержащих сточных вод предприятий хранения и транспорта нефтепродуктов. — Л.: Недра, 1983.—263 с.
84. Степанов П. М. и др. Справочник по гидравлике для мелиораторов. — М.: Колос, 1984.—207 с.
85. Технические записки по проблемам воды / К. Браке, Ж. Берен, Ж. Бернар и др.: Пер. с англ. — М.: Стройиздат, 1983.—608 с. — (Справочник).
86. Трубы, арматура, оборудование / Под ред. В. С. Дикаревского. — М.: Агропромиздат, 1986.—255 с. (справочник).
87. Тугай А. М. Водоснабжение // Водозаборные сооружения: Учеб. пособие для вузов. — Киев: Вища школа, 1984.—200 с.
88. Турсунов А. А. Открытые береговые водосбросные сооружения. — Л. ЛПИ, 1977.—83 с.
89. Укрупненные нормы водопотребления и водоотведения для различных отраслей промышленности. — М.: Стройиздат, 1982.—528 с.
90. Федоров Н. Ф., Курганов А. М., Алексеев М. И. Канализационные сети // Примеры расчета: Учеб. пособие для вузов. — М.: Стройиздат, 1985.—300 с.
91. Федоров Н. Ф., Заборщиков О. В. Справочник по проектированию систем водоснабжения и канализации в районах вечномерзлых грунтов. — Л.: Стройиздат, 1979.—159 с.
92. Хоружий П. Д. Расчет гидравлического взаимодействия водопроводных сооружений. Львов: Вища школа, 1984. 151 с.
93. Хоружий П. Д., Шарков М. В. Реконструкция систем водоснабжения. Расчет и проектирование. — Киев: Будивельник, 1983.—144 с.
94. Чугаев Р. Р. Гидравлика // Техн. механика жидкости: Учеб. для вузов. — Л.: Энергоиздат, 1982.—671 с.
95. Шевелев Ф. А., Шевелев А. Ф. Таблицы для гидравлического расчета водопроводных труб. — М.: Стройиздат, 1984.—117 с. — (Справ. пособие).
96. Шишкин А. И. Математическое моделирование переноса примесей и прогнозирование состава окружающей среды. — Л.: ЛТА, 1981.—123 с.
97. Эггельсманн Р. Руководство по дренажу: Пер. с нем. — М.: Колос, 1984.—247 с.
98. Экологический способ защиты рыб на повороте струй открытого потока / Д. С. Павлов, В. К. Нездодий, Д. Ш. Бакерян и др. — М.: Наука, 1982.—112 с.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие . . . . .	3
Условные обозначения . . . . .	5
<b>Глава первая. Основные физические свойства воды, сточных жидкостей, реагентов и некоторых водных растворов</b> . . . . .	<b>5</b>
§ 1.1. Состав воды и сточных жидкостей . . . . .	5
§ 1.2. Плотность . . . . .	13
§ 1.3. Сжимаемость . . . . .	15
§ 1.4. Вязкость . . . . .	16
§ 1.5. Воздухо- и газосодержание . . . . .	20
§ 1.6. Поверхностное натяжение . . . . .	22
<b>Глава вторая. Гидростатическое давление</b> . . . . .	<b>24</b>
§ 2.1. Абсолютное и манометрическое давления. Измерение давлений . . . . .	24
§ 2.2. Давление жидкости на плоские фигуры . . . . .	25
§ 2.3. Давление жидкости на криволинейные поверхности . . . . .	28
§ 2.4. Плавание тел . . . . .	30
<b>Глава третья. Гидравлические сопротивления</b> . . . . .	<b>31</b>
§ 3.1. Уравнение Бернулли, условия его применения. Определение потерь напора . . . . .	31
§ 3.2. Распределение скоростей в трубах при равномерном движении. Режимы движения жидкости . . . . .	34
§ 3.3. Параметры закона сопротивления. Удельные сопротивления. Коэффициенты $\lambda$ и $C$ . . . . .	40
§ 3.4. Местные сопротивления в трубопроводах и арматуре . . . . .	53
§ 3.5. Зависимость коэффициентов местного сопротивления от чисел Рейнольдса . . . . .	79
§ 3.6. Взаимное влияние местных сопротивлений . . . . .	83
§ 3.7. Кавитация в местных сопротивлениях . . . . .	84
§ 3.8. Снижение потерь напора полимерными добавками . . . . .	85
§ 3.9. Расчет потерь напора в трубах некруглого сечения . . . . .	85
§ 3.10. Потери напора при неизотермическом движении жидкости в трубах . . . . .	86
§ 3.11. Изменение пропускной способности трубопроводов в процессе эксплуатации . . . . .	87
<b>Глава четвертая. Напорное движение</b> . . . . .	<b>88</b>
§ 4.1. Расчет самотечно-напорных трубопроводов . . . . .	88
§ 4.2. Расчет докеров и сифонов . . . . .	91
§ 4.3. Расчет всасывающих трубопроводов . . . . .	94
§ 4.4. Расчет перфорированных трубопроводов . . . . .	95
§ 4.5. Расчет потерь напора в сети с распределенным по ее длине расходом . . . . .	108
<b>Глава пятая. Гидравлический удар</b> . . . . .	<b>110</b>
§ 5.1. Исходные условия расчета гидравлического удара . . . . .	110
§ 5.2. Расчет гидравлического удара в простом трубопроводе . . . . .	115
§ 5.3. Расчет гидравлического удара при внезапном выключении насосов . . . . .	119
§ 5.4. Оценка гидравлического удара при применении противоударных мероприятий . . . . .	122
§ 5.5. Заполнение и опорожнение водоводов . . . . .	135
<b>Глава шестая. Напорное движение аномальных жидкостей и гидросмесей</b> . . . . .	<b>139</b>
§ 6.1. Режимы течения гидросмесей . . . . .	139
§ 6.2. Гидравлические сопротивления движению структурных жидкостей . . . . .	141
§ 6.3. Расчет илопроводов . . . . .	145
§ 6.4. Гидротранспортирование взвесенесущих потоков . . . . .	149
<b>Глава седьмая. Истечение жидкости через отверстия, насадки и изпод щита. Струи</b> . . . . .	<b>153</b>
§ 7.1. Основные сведения об истечении через отверстия и насадки . . . . .	153
§ 7.2. Коэффициенты сжатия и расхода при истечении через отверстия и насадки . . . . .	155
§ 7.3. Истечение через отверстия при наличии вихревых воронок . . . . .	159

§ 7.4. Истечение из-под щита . . . . .	160
§ 7.5. Истечение при переменном напоре . . . . .	165
§ 7.6. Свободные и несвободные затопленные струи . . . . .	168
§ 7.7. Незатопленные струи . . . . .	172
§ 7.8. Давление струи на преграду . . . . .	175
<b>Глава восьмая. Равномерное безнапорное движение . . . . .</b>	<b>176</b>
§ 8.1. Основные расчетные зависимости . . . . .	176
§ 8.2. Критические глубины и уклоны . . . . .	182
§ 8.3. Показательные зависимости . . . . .	184
§ 8.4. Расчет каналов . . . . .	185
§ 8.5. Расчет безнапорных потоков в замкнутых трубах и канализационных коллекторах . . . . .	191
§ 8.6. Местные сопротивления в безнапорных потоках . . . . .	194
<b>Глава девятая. Водосливы, ливнесбросы и выпуски . . . . .</b>	<b>198</b>
§ 9.1. Основные типы водосливов и формы струи . . . . .	198
§ 9.2. Расчет нормальных водосливов . . . . .	200
§ 9.3. Расчет измерительных водосливов . . . . .	205
§ 9.4. Водосливы-азартеры . . . . .	215
§ 9.5. Расчет криволинейных в плане водосливов . . . . .	216
§ 9.6. Расчет прямолинейных боковых водосливов . . . . .	222
§ 9.7. Расчет криволинейных в плане боковых водосливов . . . . .	225
§ 9.8. Расчет ливнесбросов . . . . .	233
§ 9.9. Расчет канализационных выпусков . . . . .	233
<b>Глава десятая. Неравномерное безнапорное движение в каналах и коллекторах . . . . .</b>	<b>240</b>
§ 10.1. Основные уравнения неравномерного движения . . . . .	240
§ 10.2. Расчет кривых свободной поверхности на ЭВМ . . . . .	241
§ 10.3. Расчет неравномерного движения в каналах с помощью показательных зависимостей . . . . .	241
§ 10.4. Расчет неравномерного безнапорного движения в коллекторах . . . . .	244
§ 10.5. Гидравлический прыжок . . . . .	248
§ 10.6. Сопряжение бьефов . . . . .	253
§ 10.7. Расчет водобойных колодцев . . . . .	258
§ 10.8. Расчет трубчатых перепадов . . . . .	259
§ 10.9. Расчет многоступенчатых перепадов . . . . .	270
§ 10.10. Расчет быстроток . . . . .	280
<b>Глава одиннадцатая. Неустановившееся безнапорное движение . . . . .</b>	<b>282</b>
§ 11.1. Общие характеристики и уравнения . . . . .	284
§ 11.2. Численный метод расчета неустановившегося движения . . . . .	292
§ 11.3. Приближенный расчет дождевых паводков . . . . .	294
<b>Глава двенадцатая. Фильтрация . . . . .</b>	<b>294</b>
§ 12.1. Основной закон фильтрации . . . . .	296
§ 12.2. Коэффициенты фильтрации и водоотдачи . . . . .	296
§ 12.3. Фильтрационные свойства минеральной ваты, материалов и изделий из стеклянных и базальтовых волокон . . . . .	299
§ 12.4. Расчет вертикальных скважин . . . . .	300
§ 12.5. Горизонтальные дрены . . . . .	307
§ 12.6. Основы расчета осветления воды фильтрованием . . . . .	309
§ 12.7. Расчет дренажа скорых водоочистных фильтров из пористого бетона . . . . .	317
§ 12.8. Гидравлические характеристики керамзитовых загрузок фильтров . . . . .	318
<b>Глава тринадцатая. Водопроводные и водоотводящие сети . . . . .</b>	<b>329</b>
§ 13.1. Выбор диаметров труб, работающих под напором, с учетом экономического фактора . . . . .	320
§ 13.2. Расчет разветвленных (тупиковых) сетей . . . . .	327
§ 13.3. Гидравлический расчет кольцевых сетей . . . . .	333
§ 13.4. Средства вычислительной техники, используемые при расчетах сетей . . . . .	341
§§ 13.5. Техничко-экономические расчеты водопроводных сетей на ЭВМ . . . . .	348
§§ 13.6. Техничко-экономические расчеты реконструкции . . . . .	357
§ 13.7. Оптимизация начертания разветвленной водопроводной сети . . . . .	358
§ 13.8. Техничко-экономическая задача о распределении расходов между точками питания . . . . .	359
§ 13.9. Гидравлический расчет водопроводных сетей с помощью ЭВМ . . . . .	360

§ 13.10. Краткие сведения о других методах гидравлического расчета сетей на ЭВМ . . . . .	366
§ 13.11. Совместная работа насосов и водоводов . . . . .	368
§ 13.12. Техничко-экономический расчет напорных разветвленных сетей . . . . .	370
§ 13.13. Основные задачи по расчету сетей водоотведения на ЭВМ . . . . .	373
§ 13.14. Принципы расчета сетей водоотведения на ЭВМ . . . . .	378
§ 13.15. Оптимизация начертания бытовой сети . . . . .	382
§ 13.16. Основы расчета дождеприемников . . . . .	384
§ 13.17. Основные показатели работы ливнесбросов . . . . .	387
§ 13.18. Гидравлический расчет водостоков зданий . . . . .	394
§ 13.19. Расчет канализационных стояков . . . . .	395
<b>Глава четырнадцатая. Основы гидравлического расчета некоторых сооружений систем водоснабжения и водоотведения . . . . .</b>	<b>397</b>
§ 14.1. Гидравлическая крупность . . . . .	397
§ 14.2. Принцип расчета горизонтальных и аэрируемых песколовок . . . . .	399
§ 14.3. Принцип расчета отстойников . . . . .	401
§ 14.4. Принципы расчета распределительных устройств очистных сооружений . . . . .	404
§ 14.5. Осветление природной воды в отстойниках . . . . .	406
§ 14.6. Расчет тонкослойных отстойников . . . . .	408
§ 14.7. Принципы расчета гидроциклонов . . . . .	421
§ 14.8. К расчету ковшовых водозаборов . . . . .	426
§ 14.9. Селективный водозабор . . . . .	428
§ 14.10. Основы расчета рыбозащитных сооружений на водозаборах . . . . .	429
Предметный указатель . . . . .	433
Список литературы . . . . .	435

### Справочник специалиста

АНАТОЛИЙ МАТВЕЕВИЧ КУРГАНОВ  
НИКОЛАЙ ФЕДОРОВИЧ ФЕДОРОВ

## ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ РАСЧЕТЫ СИСТЕМ ВОДОСНАБЖЕНИЯ И ВОДООТВЕДЕНИЯ СПРАВОЧНИК

Зав. редакцией *Н. Н. Днепров*  
Редактор *М. Е. Васильева*  
Оформление обложки художника  
Технические редакторы *Н. Н. Дмитриева, О. С. Александрова*  
Корректор *Г. С. Беляева*

ИБ № 3947

---

Сдано в набор 18.04.86. Подписано в печать 29.07.86  
Формат 84X108/32 Бумага книжно-журнальная имп. Печать высокая  
Гарнитура литературная. Усл. печ. л. 23,10 Усл. кр.-отт. 23,10 Уч.-изд. л. 27,22  
Изд. № 2414Л. Тираж 32.000 Заказ 178 Цена 1 р. 80 к.

---

Подольский филиал производственного объединения «Периодика»  
Союзполиграфпрома при Государственном комитете СССР  
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли  
г. Подольск, ул. Кирова, д. 25

1р. 80к.