

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства»
(ПГУАС)

ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕСПЛОТИННОГО ВОДОЗАБОРА С ОТСТОЙНИКОМ

**Методические указания
к курсовому и дипломному проектированию**

Под общей редакцией доктора технических наук,
профессора Ю.П. Скачкова

Пенза 2013

УДК 627.522
ББК 38.761.1я73
П79

*Методические указания подготовлены в рамках проекта
«ПГУАС – региональный центр повышения качества подготовки
высококвалифицированных кадров для строительной отрасли»
(конкурс Министерства образования и науки Российской Федерации –
«Кадры для регионов»)*

Рекомендовано Редсоветом университета

Рецензент – главный инженер ООО «Пензаводэко-
проект» А.С. Разин

Проектирование бесплотинного водозабора с отстойни-
ком: метод. указания к курсовому и дипломному проектиро-
ванию / Л.В. Круглов, И.М. Крышов, С.Л. Круглов,
М.П. Тюгаев; под общ. ред. д-ра техн. наук, проф. Ю.П. Скачкова. –
Пенза: ПГУАС, 2013. – 36 с.

Описаны основы проектирования бесплотинного водозабора, расчет его сооружений: канала, головного шлюза-регулятора, отстойника; рассмотрены вопросы его эксплуатации.

Методические указания направлены на овладение способностью и готовностью проводить научные эксперименты, способствуют формированию умений оценивать результаты исследований, оформлять, представлять и докладывать результаты выполненной работы.

Методические указания подготовлены на кафедре «Водоснабжение, водоотведение и гидротехника» и базовой кафедре ПГУАС при ООО «Новотех» и предназначены для студентов, обучающихся по направлению 270800 «Строительство» (магистратура).

© Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, 2013

© Круглов Л.В., Крышов И.М.,
Круглов С.Л., Тюгаев М.П., 2013

ВВЕДЕНИЕ

Главная задача водозабора из рек – обеспечение плановой водоподачи в каналы при минимальном поступлении в них наносов. Выполнение этой задачи существенно зависит от условий протекания реки на участке водозабора и условий подхода потока к водозаборному сооружению.

В практике гидротехнического строительства нашли применение два основных типа водоприемников: водоприемники с открытым водозабором и водопремники с глубинным водозабором.

Водоприемники с открытым водозабором чаще всего входят в состав низконапорных гидроузлов различного назначения (головные сооружения гидроэлектростанций, оросительных каналов, рыбопропускных каналов и др.) в том числе на реках, несущих большое количество наносов.

Открытые водоприемники подразделяются на два основных типа: бесплотинные и плотинные.

Бесплотинные водозаборы могут быть постоянными либо периодически восстанавливаемыми (после прохождения больших паводков) в зависимости от переформирования русла у водозабора и гидрологического режима водотока.

Водоприемники с открытым водозабором должны удовлетворять следующим основным требованиям:

- пропускная способность водозабора должна обеспечить забор воды в соответствии с графиком работы системы;

- водозабор должен быть оборудован заграждениями для прекращения в случае необходимости подачи воды в отводящий канал (затворами или балочными заграждениями);

- расположение водозабора и конфигурация его подводящей части в плане должны обеспечивать плавный вход в него;

- водоприемник должен быть снабжен устройствами для борьбы с наносами и плавающим сором и обеспечивать оптимальный режим работы системы зимой (борьба с шугой и льдом).

Выполнение указанных требований должно быть обеспечено как при нормальных, наиболее часто повторяющихся условиях, так и при исключительных периодах водного режима водотока.

Помимо этих специфических требований, водозабор должен удовлетворять требованиям, общим для всех гидротехнических сооружений, т.е. требованиям прочности, устойчивости, конструктивной простоты, удобства эксплуатации и экономичности.

Выбор типа водозабора производится в соответствии с принятой схемой гидроузла в зависимости от величины относительного расхода, амплитуды колебания уровня воды в реке, типа водопроводящего канала, характера и количества наносов водотока и от зимних условий.

1. КОМПОНОВКА ВОДОЗАБОРА

Бесплотинным водозабором называют искусственное русло (канал) отходящее от реки под некоторым углом и забирающее часть расхода речной воды в данном створе. Бесплотинные водозаборы устраивают в тех случаях, когда уровень и расход реки позволяют самотеком забирать воду в магистральный канал.

Обычной схемой бесплотинного водоприема является водозабор при помощи шлюза-регулятора, располагаемого на берегу реки. Размещение в начале канала головного сооружения создает для берегового водозабора более надежные условия работы, так как оно позволяет регулировать расход воды, поступающей в канал (рис. 1).

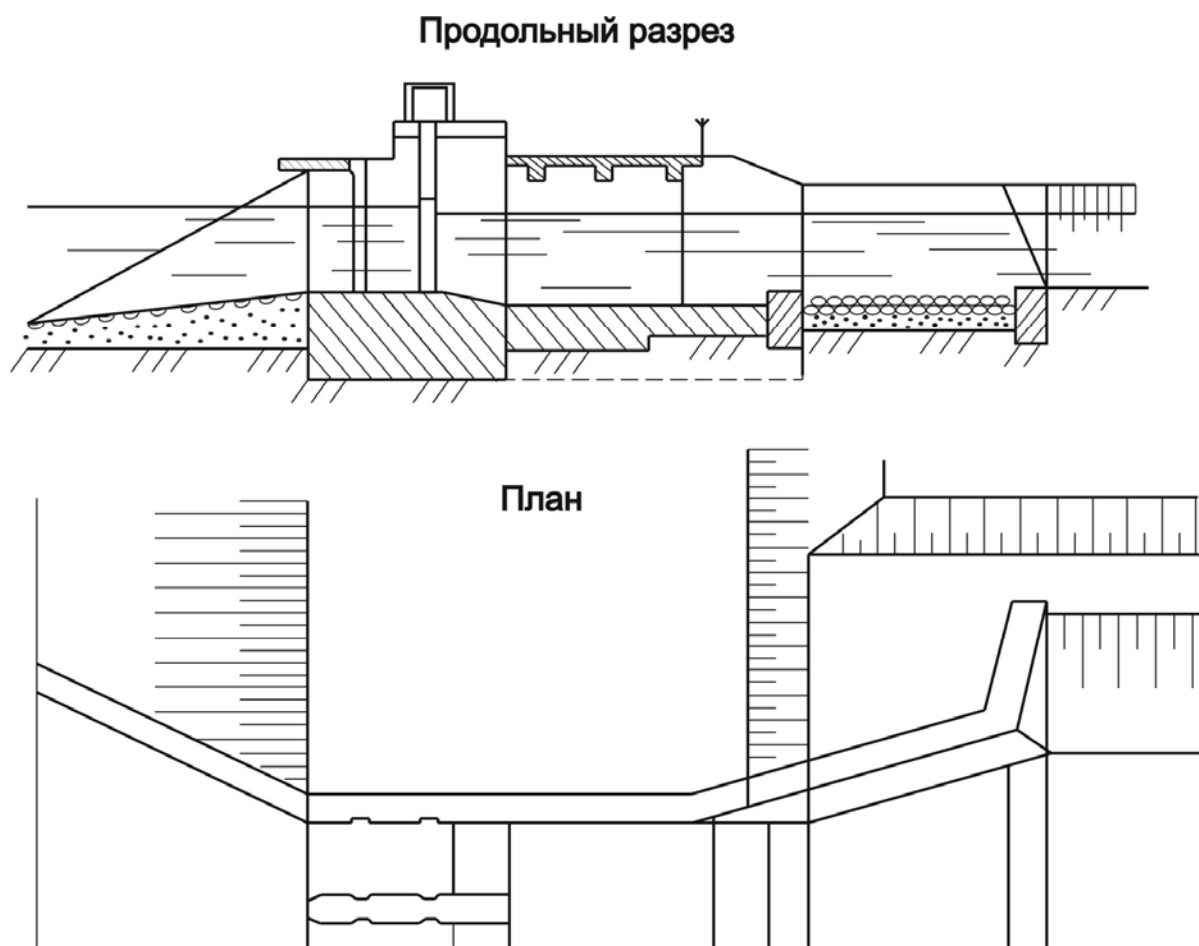


Рис. 1. Схема бесплотинного водозабора

Для возможности применения этой схемы необходимы следующие условия:

- надежное обеспечение уровней и расходов воды в реке, в месте расположения водоприемника;
- легко доступные, прочные и устойчивые берега;

- устойчивое русло реки;
- короткая холостая часть канала, проходящего в неглубоких выемках, и неподтопляемый самотечный сброс воды из него в реку.

Всякий отбор воды из реки изменяет ее гидрологический режим: распределение скоростей течения, их направление, движение наносов, льда. Задача проектирования водозабора заключается в создании такого режима входа воды в водозабор, при котором в водовод не допускаются наносы, лед, шуга, плавающий сор и обеспечивается поступление воды в отводящий канал в соответствии с требованиями водопотребителей – необходимыми расходами при всех изменениях уровней воды в реке и при возможных деформациях русла.

Бесплотинные водозаборы применяются в том случае, если горизонты воды в реке обеспечивают необходимое командование для отводящего канала и если процент водозабора не превышает 20 % от соответствующих расходов воды в реке при благоприятных топографических, гидрологических и геологических условиях.

Если река несет донные наносы, место для водозабора следует выбирать на вогнутом берегу реки. Учитывая, что такие берега подвержены подмыву, это место необходимо укреплять.

Наиболее простым водозабором, применяемым преимущественно для ирригации, является участок открытого канала, отходящий от реки под некоторым углом к ее оси (рис. 2).

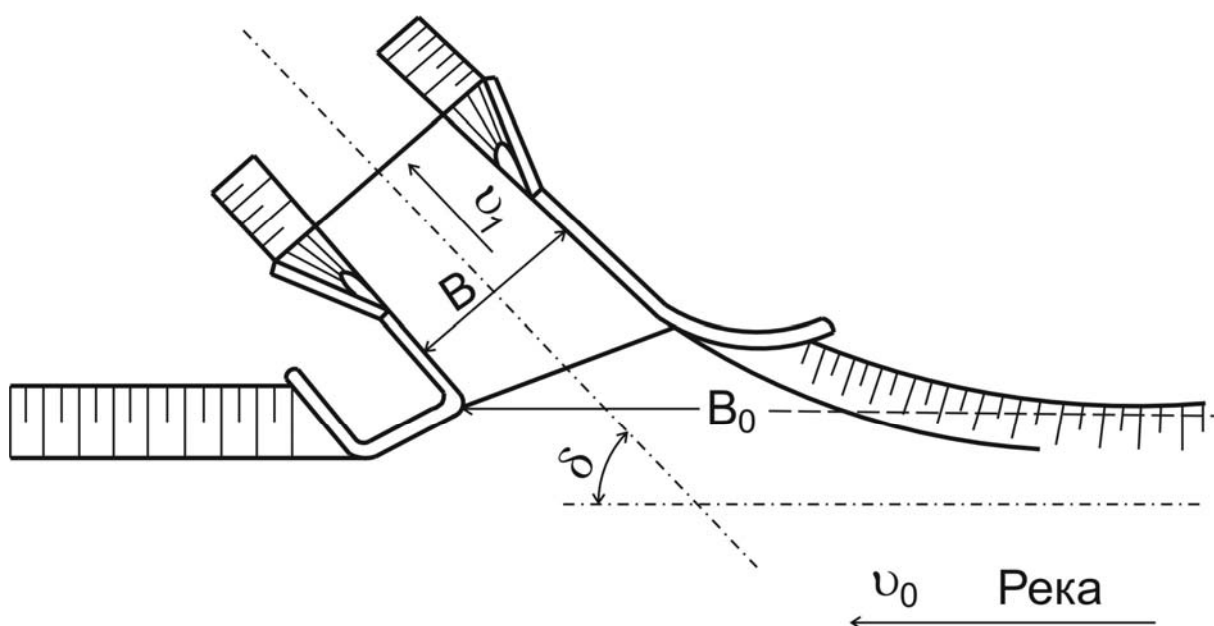


Рис. 2. Схема к определению угла отвода воды из реки

Размещение головного сооружения в начале канала, создает для берегового водозабора более надежные условия работы, так как оно позволяет регулировать расходы, поступающие в канал.

Угол отвода (угол между осью водоприемника и направлением движения речного потока) определяется по формуле

$$\delta = \arccos \frac{v_0}{v_1}, \quad (1.1)$$

где v_0 – скорость речного потока при подходе к сооружению паводка;

75 – 85 % обеспеченности; м/с;

v_1 – скорость в водозаборе, м/с, вычисляется по формуле

$$v_1 = \frac{Q_k}{B \cdot (H - Z_1)}; \quad (1.2)$$

здесь B – ширина отверстия водозабора, м;

H – напор на пороге, м;

Q_k – максимальный расчетный расход водозабора, м³/с;

Z_1 – перепад между верхним бьефом и уровнем воды на пороге водозабора, м.

Скорость v_1 принимают по технико-экономическому расчету, а в предварительных расчетах 1,5–2,5 м/с.

Угол отвода δ можно принимать по данным табл. 1.

Т а б л и ц а 1

Значение угла отвода δ в градусах

$\frac{v_0}{v_1}$	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,7
δ , град	87	84	78,5	72,5	66,5	60	45,5

При v_1 , близкой к v_0 , угол отвода принимается в пределах 15–30°.

Если наносы практически отсутствуют, при малых скоростях течения воды в верхнем бьефе специальных требований к расположению водозабора, кроме обеспечения плавного подхода к нему, не предъявляют.

2. РАСЧЕТ ОТКРЫТОГО БЕРЕГОВОГО ВОДОЗАБОРА

При проектировании водозабора производятся гидравлические, фильтрационные и статические расчеты. В данных указаниях приведен порядок гидравлического расчета. Фильтрационные и статические расчеты водозаборов принципиально ничем не отличаются от расчета прочих напорных гидротехнических сооружений и в данных указаниях не рассматриваются.

Для гидравлического расчета нужно иметь следующие исходные данные:

- сечение начального участка канала;
- кривую пропускной способности (зависимости уровней от расходов) канала у водоприемника;
- угол отвода в водозабор относительно русла реки;
- гидрограф расходов реки;
- график водопотребления;
- бытовую кривую связи уровней с расходами в реке;
- конструкцию водозабора и конфигурацию подводящих и сопрягающих частей водозабора.

Водозабор представляет собой в сущности водосливную плотину с низким широким порогом, устраиваемую при входе в канал. Как во всякой плотине, в водозаборе имеются флютбет или порог, береговые устои, бычки, служебный мост и затворы, позволяющие регулировать расходы воды, направленные в канал (рис. 3).

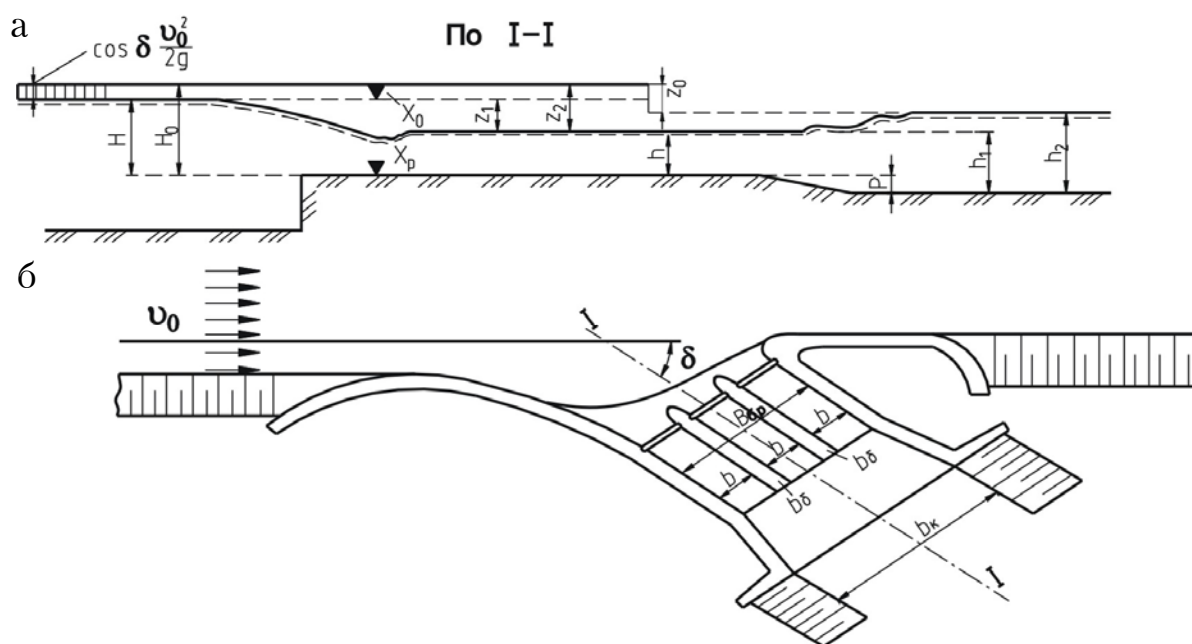


Рис. 3. Схема к гидравлическому расчету бесплотинного водозабора:
а – разрез по 1-1; б – план

Расчетным расходом является максимально допустимый в канале расход воды.

Площадь входного отверстия водозабора берется в зависимости от принятой скорости входа, обычно 1,0–2,5 м/с, что зависит от объема и размера наносов, допускаемых в канал.

Отверстие водозабора обычно делится на пролеты небольших размеров, по 3–5 м, чтобы облегчить управление щитами или шандорами, перекрывающими пролеты.

Расчет производится как расчет затопленного водослива с широким порогом по следующим формулам:

$$Q = \varphi \cdot B \cdot h \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_0 - h)}; \quad (2.1)$$

$$\frac{Q^2}{g} \cdot \left(\frac{1}{B \cdot h} - \frac{1}{\omega_2} \right) = \omega_2 \cdot y_2 - \omega_1 \cdot y_1, \quad (2.2)$$

где Q – расчетный расход водозабора, м³/с;

φ – коэффициент скорости;

B – ширина отверстия водозабора, равная сумме пролетов, $B = n \cdot b$ (здесь b – ширина пролета; n – число пролетов);

h – глубина воды на пороге, м;

H_0 – напор, м, исправленный на скорость подхода по формуле Д.Я. Соколова:

$$H_0 = H + \frac{v_0^2}{2 \cdot g \cdot \cos \delta}, \quad (2.3)$$

где H – статический напор, м;

δ – угол отвода; град;

v_0 – скорость подхода к водозабору, м/с;

ω_2 – живое сечение канала при наполнении на глубину h_2 , соответствующее принятому в расчете режиму канала, м²;

y_2 – глубина погружения центра тяжести сечения ω_2 , м;

ω_1 – живое сечение канала при глубине h_1 , то есть при совпадении уровня воды в канале с уровнем воды на пороге, м²;

y_1 – глубина погружения центра тяжести сечения ω_1 , м.

Величинами, определяющими пропускную способность отверстия, являются ∇X_p – отметка порога и b – ширина отверстия.

При определении b по заданному ∇X_p (наиболее частый случай) в вышеприведенных уравнениях неизвестны b и h .

При определении ∇X_p по заданному b в этих уравнениях неизвестны ∇X_p и h , так как

$$H_0 = (\nabla X_0 - \nabla X_p) + \frac{v_0^2}{2 \cdot g} \cdot \cos \delta, \quad (2.4)$$

где ∇X_0 – отметки горизонта воды верхнего бьефа;

В обоих случаях решение находят графоаналитическим методом.

Помимо выполнения обычных функций флютбета плотин, входной порог должен защищать отверстие водозабора от завала наносами, а в некоторых типах водозаборов с донными промывными галереями обеспечивать и промыв наносов. При бесплотинном водозаборе применение промывных устройств обычно исключается и главной мерой по борьбе с донными наносами является правильное расположение водозабора по отношению к речному потоку и высота порога. При бесплотинном водозаборе высота порога принимается 0,5–0,8 м и если русло устойчиво и наносов мало; 1–2 м при галечных наносах; 2–4 м и более – при песчаных наносах, а при больших уклонах реки предпочтительно применение водозабора с подводящим каналом и промывником в конце канала.

3. ОТСТОЙНИКИ

3.1. Назначение отстойников

Основным назначением отстойников при использовании водной энергии является предохранение гидротурбин малых деривационных гидроэлектростанций от истирания взвешенными в воде наносами крупных фракций. В оросительных системах при помощи отстойников предотвращается заиливание каналов.

Отстойник в условиях нормальной работы должен выполнять следующие функции:

- осаждать поступающие через водозабор наносы, вредные для гидротурбин или опасные с точки зрения заиливания оросительных систем.

- регулярно удалять осевшие в отстойнике наносы с минимальной затратой для этой цели воды.

- обеспечить поступление воды в канал с допускаемыми скоростями и в количестве, отвечающем заданному графику работы канала.

Сооружение отстойников не обязательно в тех случаях, когда общая мутность потока не превышает 0,5 г/л при условии, что количество взвешенных наносов крупных фракций, которые не должны допускаться в гидротурбины, меньше 0,2 г/л.

Отстойник должен обеспечивать осаждение наносов в количестве, определяемом процентом обеспеченности осаждения наносов в отстойнике. Указанный процент обеспеченности относится ко всему суммарному количеству наносов всех фракций размерами больше принятой максимальной крупности.

Процент обеспеченности выбирается в пределах 80–90 %, причем нижний предел значений процента принимается при малом количестве наносов, а верхний предел – при большом их количестве.

Для обоснования проекта отстойника, кроме обычных исходных материалов, необходимо иметь:

- гидрологические данные, полученные в результате специально поставленных изысканий, а именно: колебания расходов и горизонтов в период движения наносов;

- количество и механический состав донных и взвешенных наносов в зависимости от времени года и расхода водотока;

- гидрологические характеристики водотока, необходимые для установления величины промывного расхода;

- график потребления воды из отстойника.

3.2. Расчет отстойника с периодической промывкой

3.2.1. Определение основных размеров отстойника

Решение данной задачи выполняется путем технико-экономического сравнения ряда вариантов, рассчитанных для нескольких предварительно заданных значений: полной глубины отстойника H и средней скорости течения воды в нем v .

Полную глубину отстойника назначают возможно меньшей, благодаря чему обычно снижается стоимость отстойника: в средних условиях эту глубину принимают 4–5 м, так как выбор меньшей глубины нецелесообразен в гидравлическом отношении и может привести к неэкономичным решениям.

Глубину H следует выбирать также из условия, чтобы дно отстойника располагалось выше уровня воды нижнего бьефа и был обеспечен смыв наносов со дна отстойника в нижний бьеф.

По условиям обеспечения промыва, заданная глубина H должна удовлетворять условию

$$H < Z + \frac{q_{\text{пр}}}{v_{\text{пр}}}, \quad (3.1)$$

где z – перепад между уровнями верхнего бьефа отстойника и нижнего бьефа грязеспуска;

$q_{\text{пр}}$ – удельный промывной расход (на единицу ширины отстойника);

$v_{\text{пр}}$ – промывная скорость, которую принимают не менее 2,0–2,5 м/с.

Для случая, когда дно камеры имеет уклон i_0 , формула 3.1 принимает вид:

$$H + i_0 \cdot S_p \leq z + \frac{q_{\text{пр}}}{v_{\text{пр}}}, \quad (3.2)$$

где S_p – длина рабочей части отстойника;

i_0 – уклон дна отстойника.

Формулы (3.1), (3.2) служат для проверки величины H , принятой на основании нижеприведенных расчетов.

Расчетная глубина отстойника вычисляется по формуле

$$H_p = H - h_{\text{ак}},$$

где $h_{\text{ак}}$ – высота аккумулирующего объема, заполняемого наносами в период между промывками, ориентировочно принимается равной 25–30 % H .

Рабочая ширина отстойника определяется по формуле

$$B = \frac{Q}{H_p \cdot v_{cp}}, \quad (3.3)$$

где Q – рабочий расход отстойника;

v_{cp} – средняя скорость течения воды в отстойнике, определяется по табл. 2.

Т а б л и ц а 2

Рекомендуемые скорости течения воды в отстойнике

Проектируемые условия отстоя	Величина v_{cp} , м/с	Примечания
1. Диаметр осаждаемых фракций в пределах 0,25–0,4 мм	0,25–0,50	Выбор величины средней скорости увязывают с данными механического анализа подлежащих осаждению наносов и выбирают бóльшие значения v_{cp} при преобладании в потоке более крупных фракций
2. Диаметр фракций, подлежащих осаждению, увеличивается до 0,70 мм	0,20–0,80	

Полная длина отстойника S складывается из длины переходных участков $S_{п}$ и длины рабочей части S_p .

Приближенно длину камеры определяют на основе вычисления длины отлета L частицы расчетного диаметра по формуле

$$L = H \cdot \frac{v}{\omega}, \quad (3.5)$$

где L – длина отлета частицы наносов расчетного диаметра, м;

v – скорость течения воды в камере отстойника, м;

ω – гидравлическая крупность наносов, м/с, определяется по табл. 3.

Т а б л и ц а 3

Гидравлическая крупность наносов от их диаметра

d , мм	ω , см/с	d , мм	ω , см/с	d , мм	ω , см/с	d , мм	ω , см/с
0,05	0,17	0,50	5,40	0,95	9,06	3,00	19,25
0,15	1,56	0,60	6,48	1,25	11,50	3,50	20,85
0,25	2,70	0,70	7,32	1,75	13,92	4,00	22,25
0,35	3,78	0,80	8,07	2,25	16,62	4,50	23,65
0,45	4,86	0,90	8,75	2,75	18,50	5,00	24,90

Рабочую длину камеры S_p получают путем перемножения длины отлета частицы расчетного диаметра на коэффициент запаса $k = 1,2-1,5$

$$S_p = k \cdot L. \quad (3.6)$$

Ход расчета по подробному определению рабочей длины S_p производят в следующей последовательности.

Выбирают минимальную крупность $d_{\min}$ фракций наносов, подлежащих осаждению в отстойнике.

По гидрологическим данным устанавливают количество поступающих в отстойник наносов ρ_0 , кг/с, крупностью выше $d_{\min}$, с разбивкой на фракции $(\rho_1)_0, (\rho_2)_0, \dots, (\rho_k)_0$.

Для каждой из подлежащих осаждению фракций наносов по табл. 3 определяют их гидравлическую крупность ω . При этом, если данные по фракциям даются в виде интервалов фракций, при определении гидравлической крупности ω принимают для каждой из фракций минимальное значение крупности.

Назначают значение средней скорости потока в отстойнике и для каждой из фракций подсчитывают отношение $\frac{\omega_i}{v}$.

Для ряда значений отношения $\left(\frac{H_p}{S_p}\right)_k$ и для каждой подлежащей осаждению фракции определяется по графику $p = f\left(\frac{H}{S}\right)$ обеспеченность осаждения p путем интерполяции по кривой (рис. 4) для ближайших значений $\frac{\omega}{v}$.

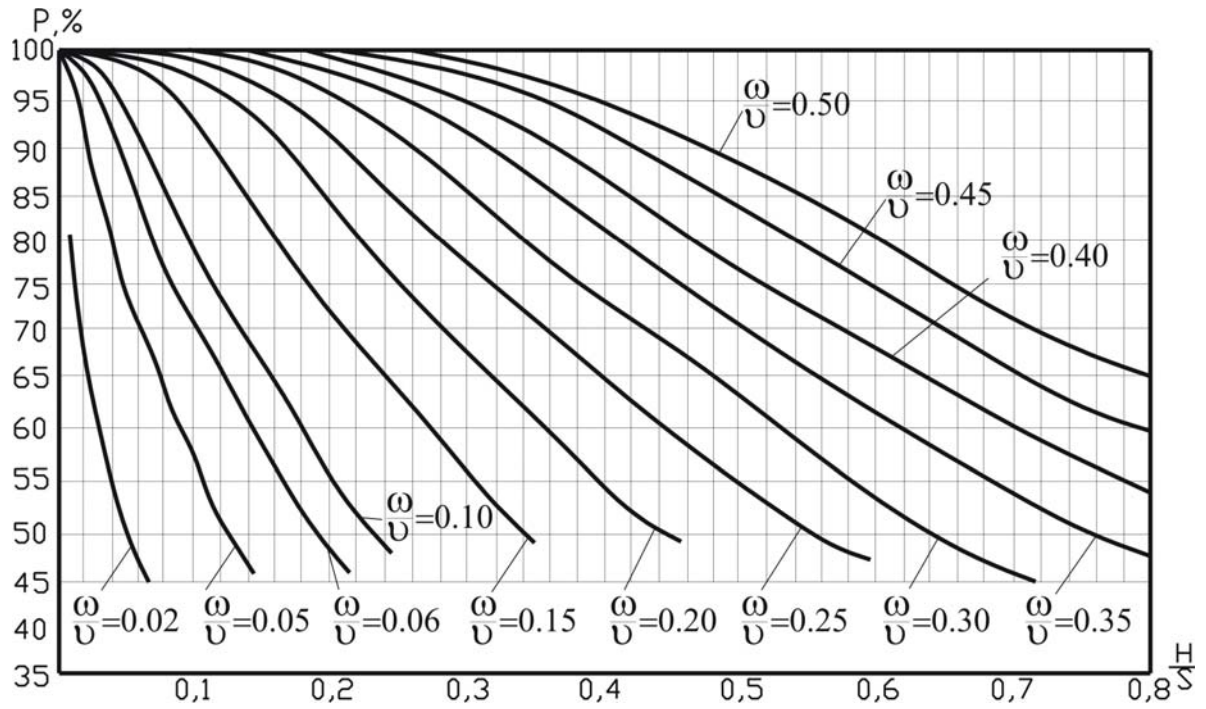


Рис. 4. Определение $p = f\left(\frac{H}{S}\right)$

Для каждой из фракций подсчитывают количество наносов, оседающих при каждом из заданных отношений $\frac{H_p}{S_p}$, по формуле

$$(\rho_i)_k = \frac{(p_i)_k}{100} \cdot (\rho_i)_0. \quad (3.7)$$

Для каждого заданного отношения $\frac{H_p}{S_p}$ подсчитывают суммарное количество оседающих наносов $\sum (\rho_i)_k$ и определяют общую обеспеченность по формуле

$$p_k = \frac{100 \cdot \sum (\rho_i)_k}{\rho_0}. \quad (3.8)$$

По результатам подсчетов по формуле (3.8) строят зависимость общей обеспеченности p от отношения $\frac{H_p}{S_p}$:

$$P = f\left(\frac{S_p}{H_p}\right). \quad (3.9)$$

По этой зависимости определяют приемлемый процент обеспеченности осаждаемых в отстойнике наносов. Ординату p , соответствующую приемлемому значению процента обеспеченности, определяют точкой на кривой графика, начиная от которой кривая становится более пологой.

Для выбранного p и связанного с ним отношения $\frac{H_p}{S_p}$ задаются рядом значений H_{pi} , отвечающих каждый некоторым заданным значениям средней скорости v и расчетной глубины H_p , делают подсчет рабочей длины отстойника $S_{pi} = \frac{S_p}{H_p} \cdot H_{pi}$ и его рабочей ширины b по формуле (3.4).

Количество камер отстойника принимается не менее двух. Применение одной камеры периодического действия, требующее выключения отстойника из работы во время промыва, возможно только при наличии на канале ниже отстойника крупного регулирующего бассейна или большой регулирующей емкости самого канала.

Камерам отстойника придают прямоугольную форму в плане; камеры с криволинейной продольной осью не допускаются. Ширина одной камеры не должна быть более 35 % ее длины.

Многокамерные отстойники занимают относительно большие площади, для сооружения их требуются значительные капитальные затраты; целесообразно стремиться к устройству неглубоких отстойных бассейнов.

С увеличением числа камер отстойника промывной расход должен уменьшиться. В связи с этим в тех случаях, когда не удастся обеспечить достаточно большой промывной расход, число камер приходится увеличивать.

Конструкцию отстойника, как и число его камер, устанавливают методом сравнения вариантов отстойника (с учетом местных, топографических, гидравлических и других условий).

3.2.2. Расчет времени заиления камеры отстойника

Расчет заиления отстойника выполняют последовательно для ряда расчетных участков, на которые делится длина рабочей части камеры. Число участков берут в пределах 6–10 в зависимости от длины камеры. Длину каждого участка S_j отсчитывают от начала ка-

меры и задают с последовательным возрастанием вплоть до последнего участка, равного длине рабочей части камеры.

По формуле

$$H_j = H_p + \frac{h_{\text{ак}} + i_0 \cdot S_j}{2}, \quad (3.10)$$

подсчитывается средняя за время заилиenia глубина в конце данного участка и вычисляется отношение $\left(\frac{H}{S}\right)_j$.

По формуле:

$$v_j = \frac{2 \cdot Q}{(H_j + H_{\text{н}}) \cdot b}, \quad (3.11)$$

где $H_{\text{н}}$ – средняя за время заилиenia глубина в начальном створе,

$$H_{\text{н}} = H_p + 0,5 \cdot h_{\text{ак}},$$

определяют среднюю скорость и по табл. 3 гидравлическую крупность оседающих наносов.

Затем для каждой фракции определяют отношение $\left(\frac{\omega}{v}\right)_j$.

По формуле:

$$(i_0)_{\text{ср}} = \frac{(i_0)_t + i_0}{2}, \quad (3.12)$$

где $(i_0)_t$ – уклон дна при заполнении наносами всего аккумуляющего объема, обычно $(i_0)_t = 0$, вычисляют средний уклон и для каждой из фракций по графикам рис. 5 определяют процент осаждения наносов $(p_i)_j$.

Подсчитывается количество наносов, кг/с, оседающих в единицу времени в пределах рассматриваемого участка по формуле:

$$(\rho_i)_j = \frac{(p_i)_j}{100} \cdot (\rho_i)_0, \quad (3.13)$$

где $(\rho_i)_0$ – количество наносов данной фракции, проходящих в единицу времени через начальный створ.

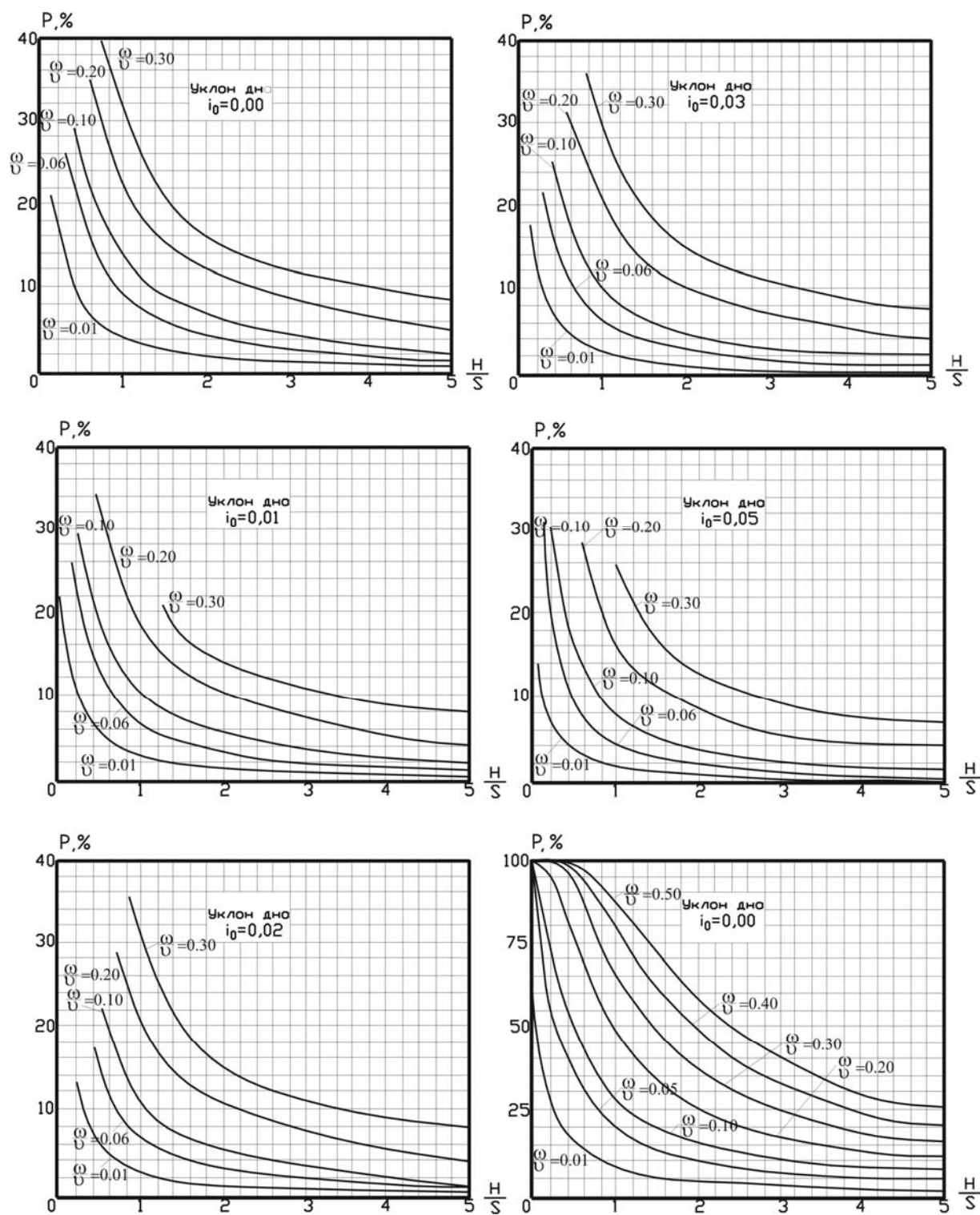


Рис. 5. Процент осаждения наносов в зависимости от параметров отстойника гидравлической крупности осаждаемых частиц и уклона дна (начало)

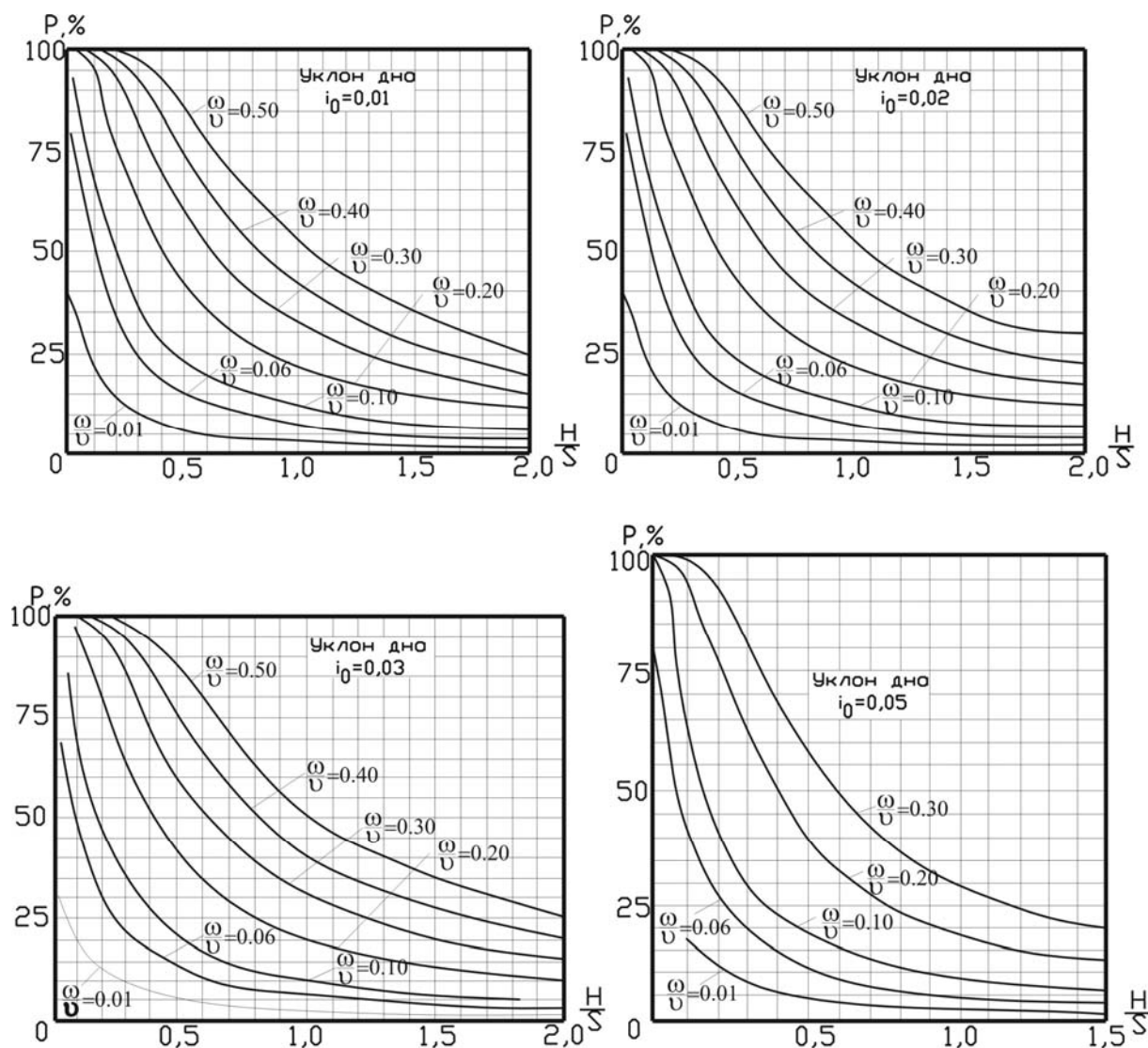


Рис. 5. Процент осаждения наносов в зависимости от параметров отстойника гидравлической крупности осаждаемых частиц и уклона дна (окончание)

Определяют объем отложений в единицу времени в пределах рассматриваемого участка по формуле:

$$W_j = \frac{\sum (\rho_i)_j}{\gamma}, \quad (3.14)$$

где $\sum (\rho_i)_j$ – суммарное количество наносов всех фракций, выпадающих в пределах данного участка в единицу времени;

γ – объемный вес отложившихся наносов, $\gamma = 1,3 \dots 1,6$ кг/л.

Подсчитывают аккумулирующий объем данного расчетного участка:

$$V_j = B \cdot \left(h_{\text{ак}} + \frac{i_0 \cdot S_j}{2} \right) \cdot S_j. \quad (3.15)$$

Определяют время заиления расчетного участка по формуле

$$T_j = \frac{V_j}{W_j}. \quad (3.16)$$

Таким путем получают ряд значений, характеризующих время заиления отдельных участков аккумулярующего объема отстойника.

Время заиления отстойника T , равное T_j , подсчитанное для последнего расчетного участка или (с заносом) для участка, охватывающего 50–75 % рабочей длины отстойника, проверяют по условиям эксплуатации (частота и сроки промыва, наличие промывного расхода и т.п.). В том случае, если сроки окажутся слишком короткими, величину аккумулярующего объема увеличивают, а при чрезмерной их продолжительности – уменьшают по экономическим соображениям. При этом производят дополнительную проверку при новых размерах. Оптимальная частота промывки камеры отстойника в обычных условиях находится в пределах от 1 раза в сутки до 1 раза в неделю.

3.2.3. Промыв насосов в отстойнике

По мере заиления отстойника скорости течения в нем возрастают, интенсивность выпадения наносов уменьшается и может наступить такое положение, при котором в канал начнут поступать вредные наносы. Для предотвращения этого необходимо промыть отстойник, то есть смыть выпавшие наносы (рис. 6).

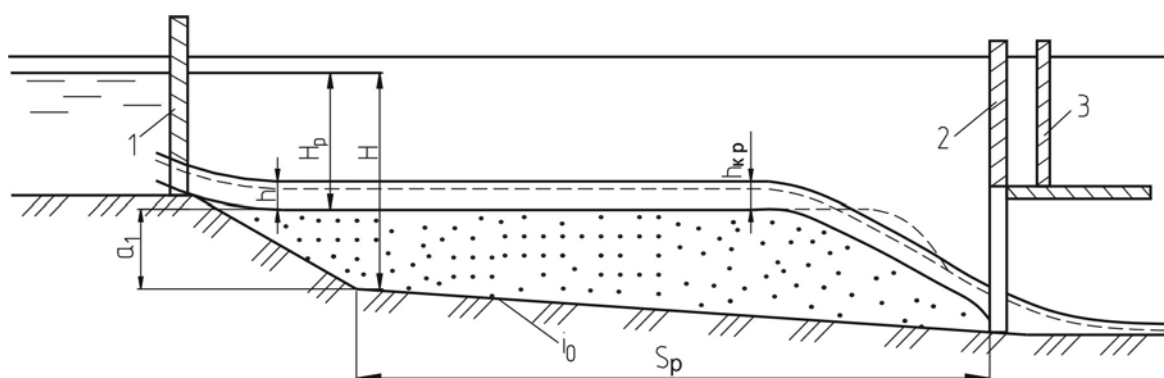


Рис. 6. Схема к расчету промыва наносов:
1 – затвор входного порога; 2 – затвор промывных галерей;
3 – затвор выходного порога

Промыв многокамерных отстойников обычного типа осуществляется пуском воды из-под затвора входного порога в предварительно опорожненную камеру.

Искомые величины при расчете промывки отстойника: $v_{\text{пр}}$ – промывная скорость; $q_{\text{пр}}$ – удельный промывной расход; $t_{\text{пр}}$ – время промывки.

Заданные величины при расчете: S_p – рабочая длина отстойника; b – рабочая ширина; H – полная глубина; V – аккумулирующий объем отстойника; a_1 – высота отложений наносов в начале отстойника, равная высоте его аккумулирующего объема; γ – объемный вес отложений наносов 1,3...1,6 т/м³; $(Q_{\text{пр}})_э$ – эксплуатационный промывной расход, а также данные, характеризующие состав отложившихся наносов по крупности.

Уклон дна камер отстойника определяется по формуле

$$i_0 = \frac{v_{\text{пр}}^2}{C^2 \cdot R}, \quad (3.17)$$

где C – коэффициент Шези;

R – гидравлический радиус, которые относятся к средней глубине при промыве $h_{\text{пр}}$.

Промывную скорость определяют по формуле:

$$v_{\text{пр}} \geq \omega \cdot \left(\frac{h_{\text{пр}}}{d} \right)^{0,54} \sqrt{P}, \quad (3.18)$$

где d – диаметр частиц, подлежащих промыву наносов, мельче которых в данной смеси содержится 75 %;

ω – их гидравлическая крупность, определяется по данным табл. 3;

$h_{\text{пр}}$ – средняя глубина воды при промыве, принимается равной 10–30 % от расчетной глубины отстойника;

P – содержание в процентах по весу в промывном потоке наносов, принимаемое в пределах от 75 до 20 м³ воды на удаление 1 м³ отложившихся наносов.

Удельный промывной расход назначается из условия

$$C_{\text{пр}} > C = v_{\text{пр}} \cdot h_{\text{пр}}. \quad (3.19)$$

Отношение $\frac{C_{\text{пр}}}{C}$ принимают в пределах 1,10–1,25, причем боль-

шее значение относится к случаю наличия сильно выраженной кривой спада, а меньшее – к режиму промывного потока, близкому к равномерному.

Время промывки отстойника определяется по формуле

$$t_{\text{пр}} = \frac{100 \cdot \gamma \cdot V}{P \cdot C_{\text{пр}} \cdot B}. \quad (3.20)$$

Расчеты по определению $v_{\text{пр}}$, $C_{\text{пр}}$ и $t_{\text{пр}}$ производятся в следующей последовательности: определяют скорость промыва $v_{\text{пр}}$ по формуле (3.18), причем ее значение не должно быть менее 2,0...2,5 м/с; по принятому значению $t_{\text{пр}}$ и вычисленному значению $v_{\text{пр}}$ определяют промывной расход.

Вычисляют время промывки по формуле (3.20). Если вычисленное время промывки $t_{\text{пр}}$ окажется больше 0,5 ч, следует повторить расчет, задавшись новым, большим значением P . Истинное время промывки по причине неравномерности промыва и потерь времени на маневрирование затворами обычно на 50–100 % больше вычисленного.

Определяют расчетный промывной расход отстойника:

$$Q_{\text{пр}} = C_{\text{пр}} \cdot B. \quad (3.21)$$

Промывной расход одной камеры определяется по формуле

$$(Q_{\text{пр}})_k = \frac{Q_{\text{пр}}}{N}, \quad (3.22)$$

где N – число камер.

Количество камер N проверяют по наличию промывного расхода $(Q_{\text{пр}})_\gamma$, имеющегося в распоряжении эксплуатационного штата, по формуле:

$$N > \frac{Q_{\text{пр}}}{(Q_{\text{пр}})_\gamma}, \quad (3.23)$$

где N – ближайшее к вычисленному целое число.

3.2.4. Расчет промывных галерей

Промывную скорость в напорных галереях определяют по формуле

$$\left(v_{\text{пр}}\right)_{\Gamma}^{\frac{5}{4}} = \omega \cdot \sqrt[5]{P} \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot \left(Q_{\text{пр}}\right)_{\Gamma}}{\pi \cdot d^2}}, \quad (3.24)$$

где $\left(Q_{\text{пр}}\right)_{\Gamma}$ – промывной расход галереи, равный промывному расходу одной камеры.

Промывную скорость в безнапорных галереях определяют по формуле (3.18).

Площадь сечения галереи устанавливают по формуле

$$F = \frac{\left(Q_{\text{пр}}\right)_{\Gamma}}{\left(v_{\text{пр}}\right)_{\Gamma}}. \quad (3.25)$$

Отметку уровня воды в начале промывной галереи определяют по формуле

$$\nabla \Gamma = \nabla \Gamma_{\text{НБ}} + \sum \xi \cdot \frac{\left(v_{\text{пр}}\right)_{\Gamma}^2}{2 \cdot g}, \quad (3.26)$$

где $\nabla \Gamma_{\text{НБ}}$ – отметка горизонта воды в нижнем бьефе;

$\sum \xi$ – сумма коэффициентов гидравлического сопротивления галереи.

Уровень воды в начале промывной галереи не должен превышать уровня воды, который установится в отстойнике перед входом в промывную галерею в конце процесса промывки. В противном случае следует изменить высотную компоновку отстойника и трассу промывной галереи.

4. РАСЧЕТ ОТВОДЯЩЕГО КАНАЛА ВОДОЗАБОРА

Отстойники располагают или в самом начале канала, непосредственно за водозабором, или вдали от него (рис. 7).

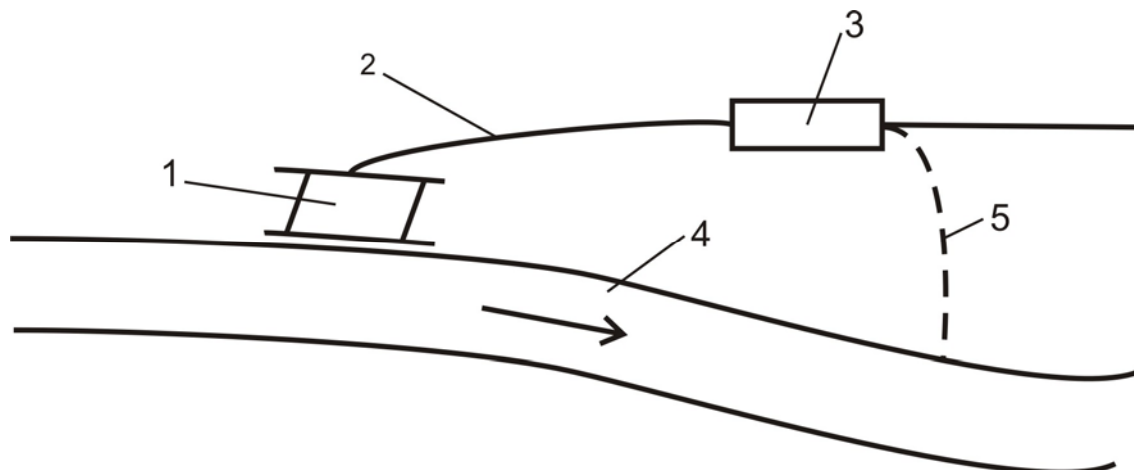


Рис. 7. Схема расположения отстойника на отводящем канале:
1 – головной бесплотинный водозабор; 2 – канал; 3 – отстойник;
4 – река; 5 – сбросной канал от промывной галереи

Располагая отстойник вдали от водозабора, участок отводящего канала между водозабором и отстойником проектируют незаиливающимся, придавая ему соответствующий уклон, обеспечивающий надлежащую его транспортирующую способность. Что касается участка канала за отстойником, то его транспортирующая способность должна быть увязана со степенью осветления воды в отстойнике.

Наиболее распространенной формой поперечного сечения каналов является трапецеидальная (рис. 8).

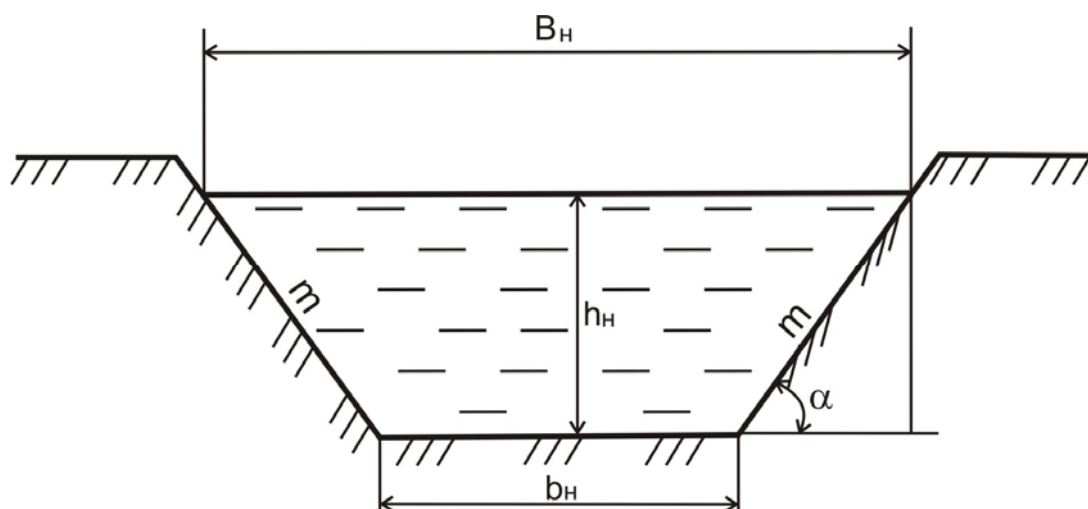


Рис. 8. Поперечное сечение канала

Гидравлически наивыгоднейшим поперечным сечением канала будет такое, в котором для заданной глубины наполнения смоченный периметр имеет минимальное значение.

Для этого необходимо в случае трапецеидальной формы поперечного сечения соблюдать условие:

$$\frac{b_k}{h_k} = 2 \cdot (\sqrt{1 + m^2} - m), \quad (4.1)$$

в случае прямоугольной формы поперечного сечения $m = 0$, $b_k = 2h_k$.

Гидравлический радиус при этом всегда равен: $R = h_k / 2$.

Значения отношения $\frac{b_k}{h_k}$ для гидравлически наивыгоднейших поперечных сечений канала в зависимости от величины заложения откосов ($m = \text{ctg}\alpha$) приведены в табл. 4.

Т а б л и ц а 4

Значения $\frac{b_k}{h_k}$ для гидравлически наивыгоднейших поперечных

сечений каналов в зависимости от величины заложения откосов

Заложение m	0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0
Угол α	90°	63°30′	45°	33°40′	26°30′	21°50′	18°30′	14°
$\frac{b_k}{h_k}$	2	1,24	0,83	0,61	0,47	0,38	0,32	0,24

При глубине наполнения канала, примерно равной глубине выемки под канал, гидравлически наивыгоднейшее поперечное сечение канала будет и экономически наивыгоднейшим. В случае трапецеидальной формы поперечного сечения каналов, проложенных в более глубокой выемке, экономически наиболее выгодным поперечным сечением является сечение с минимальной при данном расходе шириной по дну. Практически минимальная ширина по дну назначается в зависимости от способа производства работ и от применяемых механизмов, но не менее 1,5–3 м. Каналам, проходящим в насыпях, наоборот, необходимо придавать большую ширину по дну за счет уменьшения глубины воды в канале, в результате чего достигается уменьшение высоты дамб, но ухудшаются зимние условия эксплуатации канала.

Выбор заложения откосов производится из условия их устойчивости. Для предварительных расчетов при выборе заложения откосов (при высоте откоса не более 5м) в различных грунтах можно пользоваться данными табл. 5.

Т а б л и ц а 5

Заложение подводных откосов каналов

Грунты	Коэффициенты заложения <i>m</i> откосов в зависимости от грунта, слагающего русло
Пески пылевые	3,0–3,5
Пески мелкие, средние и крупные: а) рыхлые и средней плотности; б) плотные	2,0–2,5 1,5–2,0
Супеси	1,5–2,0
Суглинки, лессы и глины	1,25–1,5
Гравийные и галечниковые грунты	1,25–1,5
Полускальные водостойкие грунты	0,5–1,0
Выветриваемая скала	0,25–0,5
Не выветриваемая скала	0,1–0,25

Ширину дамб каналов по верху или ширину берм необходимо принимать из условий производства работ и условий эксплуатации.

Превышение гребней дамб и бровок берм каналов над максимальным уровнем воды принимается по табл. 6.

Т а б л и ц а 6

Превышение гребней дамб и бровок берм канала

Расход воды в канале, м ³ /с	Превышение гребней дамб и бровок берм канала, см	
	канал без облицовки	канал с облицовкой
До 1,0	20	15
1,0–10,0	30	20
10,0–30,0	40	30
30,0–50,0	50	35
50,0–100,0	60	40

Радиус закругления канала необходимо назначить с учетом его параметров (площадь сечения, режим работы, скорость течения и т.д.).

Для каналов, проходящих в земляном русле, минимальное значение радиуса закругления r , м, следует принимать по формуле:

$$r = 11 \cdot v_t^2 \cdot \sqrt{S} + 12, \quad (4.2)$$

где v_t – средняя скорость течения воды в канале, м/с;

S – площадь живого сечения, м².

Для каналов с монолитными бетонными, сборными железобетонными и асфальтобетонными облицовками радиус закругления следует определять по формуле

$$r = 5 \cdot B, \quad (4.3)$$

где B – ширина канала по урезу воды.

На крупных каналах с расходом воды более 5 м³/с необходимо предусматривать концевые сбросные сооружения, чтобы была обеспечена возможность опорожнения канала.

В местах пересечения канала с балками, оврагами, местными понижениями следует предусматривать аварийные водосбросные сооружения.

Величину аварийного расхода следует определять в зависимости от схемы водораспределения, уровня автоматизации технологических процессов, аккумулирующей способности сети, допускаемого времени ликвидации аварии.

Гидравлический расчет каналов необходимо производить для установившегося равномерного движения. Расход при равномерном движении воды в канале определяется по формуле

$$Q = \omega \cdot v = \omega \cdot c \cdot \sqrt{R \cdot i}, \quad (4.4)$$

где Q – расход воды в канале, м³/с;

ω – площадь поперечного сечения, м².

$$\omega = (b + m \cdot h) \cdot h; \quad (4.5)$$

здесь v – скорость течения воды, м/с;

R – гидравлический радиус, м.

$$R = \frac{\omega}{\chi}; \quad (4.6)$$

здесь χ – смоченный периметр;

$$\chi = b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2}; \quad (4.7)$$

здесь c – коэффициент Шези, 0,5 м/с;

i – гидравлический уклон.

Для каналов с гидравлическим радиусом $R \leq 5$ м коэффициент Шези следует определять, как правило, по формуле:

$$c = \frac{1}{n} \cdot R^y, \quad (4.8)$$

где $y = 2,5 \cdot \sqrt{n} - 0,13 - 0,75 \cdot \sqrt{R} \cdot (\sqrt{n} - 0,1)$; (4.9)

n – коэффициент шероховатости.

Допускается определять коэффициент Шези по формуле

$$c = \frac{1}{h} + (27,5 - 300 \cdot n) \cdot \lg R. \quad (4.10)$$

Для приближенных расчетов допускается использование формулы

$$c = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{1}{6}}.$$

Для каналов с гидравлическим радиусом $R > 5$ коэффициент Шези следует определять по каналам, работающим в аналогичных условиях.

При заданном расходе воды необходимая площадь сечения канала определяется в зависимости от расчетной скорости течения воды. Как правило, необходимо выбирать скорость в канале, наибольшую из возможных при данных условиях, с учетом ограничений, вызываемых способностью работы канала и обеспечивающих неразмываемости его русла. Минимальные скорости течения воды в канале определяются условиями незарастания его водолубивой растительностью, незаиляемости русла и работы в зимний период.

Средние скорости течения воды в канале должны быть соответственно не больше и не меньше предельно допустимых максимальных и минимальных скоростей. Поэтому уклон канала должен обеспечивать средние скорости воды в пределах:

$$v_1 < v_t < v_2, \quad (4.11)$$

где v_t – средняя скорость воды в канале, м/с;

v_1 – допустимая незаиляющая скорость воды, м/с;

v_2 – допустимая неразмывающая скорость воды, м/с.

Допускаемые неразмывающие скорости для каналов в земляном русле при расходах до $50 \text{ м}^3/\text{с}$ следует принимать в соответствии с табл. 7.

Т а б л и ц а 7

Допустимые неразмывающие средние скорости течения

Грунты	Средние глубины потока, м			
	0,4	1,0	2,0	3,0
	Средние скорости течения м/с			
Песок легкий	0,20–0,35	0,30–0,45	0,4–0,55	0,45–0,60
Песок средний	0,35–0,50	0,45–0,60	0,55–0,70	0,60–0,75
Песок крупный	0,50–0,65	0,60–0,75	0,70–0,80	0,75–0,90
Гравий	0,80–0,90	0,85–1,05	1,00–1,15	1,10–1,30
Глина	0,50–0,70	0,70–0,85	0,85–0,95	0,95–1,10
Суглинок	0,65–0,70	0,80–0,85	0,90–0,95	1,00–1,10
Супеси	0,5–0,65	0,60–0,75	0,70–0,80	0,75–0,90

Допускаемые неразмывающие скорости для каналов с монолитными бетонными, сборными железобетонными и асфальтобетонными облицовками следует принимать по табл. 8.

Т а б л и ц а 8

Допускаемые средние скорости потока

Проектная марка материала облицовки по прочности	Допускаемые средние скорости потока для каналов с монолитными бетонными, сборными железобетонными, и асфальтобетонными облицовками, м/с, при глубине потока, м			
	0,5	1,0	3,0	5,0
50	9,6	10,6	12,3	13,0
75	11,2	12,4	14,3	15,2
100	12,5	13,8	16,0	17,0
150	14,0	15,6	18,0	19,1
200	15,6	17,3	20,0	21,2
300	19,2	21,2	24,6	26,1

При скоростях течения воды в каналах более 2,0 м/с следует, как правило, ограничивать доступ в них абразивных наносов с диаметром частиц более 0,25 мм.

Проверка незаиляемости канала должна осуществляться по транспортирующей способности канала или по незаиляющей скорости воды в канале.

Минимальная средняя допустимая скорость из условия отсутствия заиления и зарастания канала обычно принимается не ниже 0,5 м/с.

Транспортирующую способность канала следует определять по формулам:

При $2 < \omega < 8$ мм/с

$$\rho = 700 \cdot \left(\frac{v}{\omega} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{R \cdot i}. \quad (4.12)$$

При $0,4 < \omega < 2$ мм/с

$$\rho = 350 \cdot v \cdot \sqrt{\frac{R \cdot i \cdot v}{\omega}}, \quad (4.13)$$

где ρ – транспортирующая скорость кг/м³;

R – гидравлический радиус, м²;

i – уклон дна канала;

v – скорость течения воды в канале, м/с;

ω – средневзвешенная (среднегеометрическая) гидравлическая крупность, мм/с, определяется по формуле

$$\omega = \frac{\sum \omega_{\phi} \cdot P}{100}, \quad (4.14)$$

где P – процентное содержание по весу отдельных фракций;

ω_{ϕ} – средняя гидравлическая крупность каждой фракции наносов.

Значение незаиляющей скорости v_n , м/с, необходимо вычислять по формуле

$$v_n = 0,3 \cdot R^{0,25}, \quad (4.15)$$

где R – гидравлический радиус канала, м.

Допускается определять незаиляющую скорость по формуле

$$v_n = A \cdot Q^{0,2}, \quad (4.16)$$

где A – эмпирический коэффициент.

$A = 0,33$ для $\varpi < 1,5$;

$A = 0,44$ для $\varpi = 1,5-3,5$;

$A = 0,55$ для $\varpi > 3,5$,

где ϖ – средневзвешенная гидравлическая крупность наносов, мм / с;

Q – расчетный расход, м³/с.

5. ЭКСПЛУАТАЦИЯ ВОДОЗАБОРА

В техническом проекте бесплотинного водозабора должны быть разработаны указания по технической эксплуатации проектируемого сооружения. Под этим следует понимать комплекс организационно-хозяйственных и инженерно-технических мероприятий, направленных на достижение максимально возможного эффекта от работы сооружения. Эти мероприятия должны способствовать удлинению срока службы сооружения и обеспечивать безаварийность их работы при умеренных эксплуатационных затратах. Необходимо организовать систематические и тщательные наблюдения за работой сооружений, надежную их охрану, своевременно обнаруживать и устранять дефекты и повреждения и проводить в установленные сроки ремонт.

Для наблюдения за деформацией сооружений размывом дна и берегов и получения необходимых данных для составления проектов ремонта или реконструкции сооружений необходимо периодически проводить нивелировку всех сооружений.

Разрушение сооружений может возникнуть вследствие загнивания деревянных частей; ржавления и коррозии металлических элементов; механического износа под влиянием действия воды и наносов; подмыва сооружений потоком; повреждения сооружения ледоходом и т.п. Обнаруженные повреждения сооружений следует немедленно устранять. При эксплуатации каналов необходимо следить за режимом их работы при малых и больших расходах.

При пропуске воды со скоростями менее незаиляющей произойдет заиление канала, что потребует в дальнейшем работ по очистке канала и его профилированию. Скорости течения выше размывных вызовут размыв дна канала и откосов с последующим возможным их прорывом. Поэтому максимальные скорости течения не должны превышать допустимые значения для данного грунта или крепления ложа канала.

В первый год эксплуатации канала не допускается пропуск по нему форсированных расходов. При необходимости пропуска форсированного расхода необходимо следить, чтобы уровень воды не превышал допустимый.

В связи с влиянием скоростей течения и соответствующих им уровней на состояние канала рекомендуется устройство гидрометрических постов, которые обеспечивали бы постоянное измерение данных параметров.

Необходимо следить за тем, чтобы заполнение и опорожнение канала проводилось постепенно. Между отдельными пропусками или уменьшением расхода рекомендуются интервалы не менее двух часов. Изменение расхода не должно превышать 20 % для внутрихозяйственных каналов и 10 % для межхозяйственных.

Особую опасность представляет быстрое опорожнение канала, которое может вызвать разрушение даже укрепленных откосов обратным потоком дренируемой воды. Поэтому опорожнять канал необходимо постепенно (с понижением уровня воды на 20 см с интервалом 4–5 часов).

По окончании работы водозабора после его опорожнения необходимо провести ревизию состояния каналов, отстойника и других сооружений. На основании дефектной ведомости составить планы ремонтно-восстановительных работ с учетом их выполнения до следующего сезона.

До образования снежного покрова необходимо очистить все сооружения гидроузла от мусора, наносов и других предметов.

На сооружениях водозаборного узла не разрешается установка непроектных перегораживающих устройств, запруд, самостоятельных боковых отводов воды и т.п. Запрещается выпас скота в пределах гидроузла, а также его водопой.

6. ПРИРОДООХРАННЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ

В процессе проектирования гидроузла необходимо, чтобы все сооружения располагались на местности по возможности компактно. Тем самым уменьшаются площади отводимых земель под сооружения.

Не рекомендуется водозабор или отдельные его сооружения располагать на ценных землях (пашни, лесные и другие угодья).

Если река имеет рыбопромысловое значение, то водозабор не должен оказывать существенное влияние в процессе его эксплуатации на естественный режим водотока, среду обитания и воспроизводства рыб.

Если водозабор лежит на путях постоянных миграций диких животных или в зоне их обитания, то необходимо предусмотреть в проекте сооружения и устройства для их перехода через канал (мосты, расположение откосов каналов на отдельных участках и др.).

Следует предусмотреть залужение откосов, берм и дамб каналов или создать плотный дерновой покров путем посева культурных трав (например: костер безостый, житник, люцерна и др.). По окраинам полосы отвода под водозабор следует рекомендовать устройства нешироких лесополос (6–8 м).

Рационально запроектированный и правильно эксплуатируемый водозабор должен отвечать условиям восстановления и оздоровления окружающей среды.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Рассказов Л.Н. Гидротехнические сооружения [Текст] / Л.Н. Рассказов. – М.: АСВ, 2008. – Ч. 1, 2.
2. Ляпичев, Ю.П. Проектирование и строительство современных плотин [Текст] / Ю.П. Ляпичев. – М.: РУДН, 2004.
3. Гольдин, А.Л. Проектирование грунтовых плотин [Текст] / А.Л. Гольдин. – М.: АСВ, 2001.
4. Нестеров, М.В. Гидротехнические сооружения [Текст] / М.В. Нестеров. – Минск: ООО «Новое знание», 2006.
5. Справочник по гидравлическим расчетам / Под ред. П.Г. Киселева. – М.: Энергия, 1974.
6. Румянцев, И.С. Гидротехнические сооружения [Текст] / И.С. Румянцев, В.Ф. Мацея. – М.: Агропромиздат, 1988.
7. Гидротехнические сооружения [Текст]: справочник проектировщика / под ред. В.П. Недриги. – М.: Стройиздат, 1983.
8. Киселев, П.Г. Справочник по гидравлическим расчетам [Текст] / П.Г. Киселев. – М., 1972.
9. Гидротехнические сооружения речные. Основные положения проектирования [Текст]: СНиП 2.06.0–86. – М.: Стройиздат, 1987.
10. Мелиоративные системы и сооружения [Текст]: СНиП 2.06.03–85. – М.: Госстрой СССР, 1986.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
1. КОМПОНОВКА ВОДОЗАБОРА	5
2. РАСЧЕТ ОТКРЫТОГО БЕРЕГОВОГО ВОДОЗАБОРА.....	8
3. ОТСТОЙНИКИ.....	11
3.1. Назначение отстойников.....	11
3.2. Расчет отстойника с периодической промывкой	12
3.2.1. Определение основных размеров отстойника	12
3.2.2. Расчет времени заиливания камеры отстойника	16
3.2.3. Промыв насосов в отстойнике	20
3.2.4. Расчет промывных галерей	23
4. РАСЧЕТ ОТВОДЯЩЕГО КАНАЛА ВОДОЗАБОРА.....	24
5. ЭКСПЛУАТАЦИЯ ВОДОЗАБОРА	31
6. ПРИРОДООХРАННЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ	33
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	34

Учебное издание

Круглов Леонид Васильевич
Крышов Иван Митрофанович
Круглов Сергей Леонидович
Тюгаев Михаил Петрович

ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕСПЛОТИННОГО ВОДОЗАБОРА С ОТСТОЙНИКОМ

Методические указания
к курсовому и дипломному проектированию

Под общ. ред. д-ра техн. наук, проф. Ю.П. Скачкова

Р е д а к т о р В.С. Кулакова
В е р с т к а Н.А. Сазонова

Подписано в печать 12.12.13. Формат 60×84/16.
Бумага офисная «Снегурочка». Печать на ризографе.
Усл.печ.л. 2,09. Уч.-изд.л. 2,25. Тираж 80 экз.
Заказ № 271.

Издательство ПГУАС.
440028, г. Пенза, ул. Германа Титова, 28.