

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»
КАФЕДРА СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ МЕЛИОРАЦИЙ

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
по курсовому проектированию
по курсу «Гидротехнические сооружения»
Часть 2
«Проектирование водопропускных сооружений»
для студентов специальностей
водохозяйственного строительства

Брест 2007

УДК 626.823 (0.75.8)

Гидротехнические сооружения: Методические указания / Брестский государственный технический университет/ Сост. М.Ф.Мороз, Н.Н.Водчиц, Брест, 2007. с.

Предлагается методика и пример расчета водохранилищного гидроузла в составе грунтовой плотины, водосброса, водоспуска и водозабора: конструктивные и гидравлические расчеты трубчатых сооружений: водозабора, водоспуска; конструктивные и гидравлические расчеты ковшового, шахтного и управляемого водосбросов.

Рекомендовано методической комиссией факультета водоснабжения и гидро-мелиорации.

Составители: **М.Ф.МОРОЗ, Н.Н.ВОДЧИЦ**

Рецензент: Н.А. Климович, генеральный директор Государственного унитарного предприятия «Брестмелиоводхоз».

Учреждение образования

© «Брестский государственный технический университет» 2007

1.0. Проектирование водопропускных сооружений

Гидротехнические сооружения любого назначения, пропускающие через себя воду, принято называть водопропускными. В гидроузлах с плотинами из местных материалов применяют три основных типа водопропускных сооружений - водосбросы, водозаборы и водоспуски. Эти сооружения различны по своему назначению, местоположению в плане, по высоте и имеют конструктивные особенности. Отметку порога водопропускных сооружений устанавливают в зависимости от их назначения. Для водосбросных сооружений отметку водосливного порога назначают на отметке НПУ, а при управлении затворами – ниже НПУ. В водовыпускных сооружениях отметку порога принимают: для водоспуска – на отметке мертвого объема, а для водоспуска – в наиболее пониженной части тальвега или вблизи него.

Под **водосбросами** при плотинах из местных материалов понимают комплекс сооружений, задача которых - обеспечить беспрепятственный пропуск расчетных максимальных расходов воды из верхнего бьефа в нижний. Путь, оборудованный сооружениями, по которому происходит сброс излишков воды из водохранилища, называют водосбросным трактом.

Взаимное расположение сооружений на водосбросном тракте может быть самое различное, но при этом ставится условие - не допускать подмыва водой плотины и других сооружений гидроузла. Трассу водосбросных сооружений выбирают на основании технико-экономического сравнения вариантов так, чтобы объемы работ и общая стоимость сооружения были минимальными. При этом учитывают возможность частичного или полного использования грунтов. Трасса по возможности должна быть прямолинейной, а там, где достичь этого невозможно, радиусы закругления должны быть в пределах, допустимых по нормам для каналов различного назначения.

Водозаборное сооружение должно обеспечивать забор и подачу воды требуемого качества и количества в сроки, предусмотренные графиком водопотребления.

Водоспуск в составе водохранилищного гидроузла предназначен для полного или частичного опорожнения водохранилища. Расчетный расход водоспуска назначают из условия обеспечения сработки водохранилища до необходимого уровня воды за заданный период времени, а также пропуска санитарных или строительных расходов. Скорость опорожнения водохранилища назначают с учетом допустимой интенсивности понижения уровней, при которой обеспечивается устойчивость склонов и верхового откоса плотины. По конструкции он напоминает водозабор, однако входная часть устраивается на самых низких отметках уровней воды в водохранилище.

1.1. Гидравлический расчет подводящего (отводящего) канала

Каналы относятся к водопроводящим сооружениям и являются обязательным элементом водопропускных сооружений. Наиболее распространена трапецеидальная форма живого сечения канала. При равномерном движении воды площади живых се-

чений и их форма по всей длине потока, скорости – одинаковы. Движение воды описывается уравнением

$$Q = w \times c \times \sqrt{R \times I} \quad (1.1)$$

К рассчитываемым параметрам трапециидального канала относят:

- площадь живого сечения

$$w = (b_k + m \times h) \times h$$

- смоченный периметр

$$c = b_k + 2h\sqrt{1 + m^2}$$

- гидравлический радиус

$$R = \frac{V}{c}$$

- коэффициент Шези

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

где m – заложение откосов, принимается по таблице 1; h – глубина наполнения канала; n – коэффициент шероховатости, принимается по таблице 2; I – продольный уклон канала по дну, в курсовой работе рекомендуется назначать в пределах $I = 0,0002$, $0,0006$.

Таблица 1. Заложения откосов каналов в выемке

Грунты	При наполнении, м		
	1	1...2	2...3
Глина, суглинок тяжелый	1.00	1.00	1.25
Суглинок легкий	1.25	1.25	1.5
Супесь	1.5	1.5	1.75
Песок	1.75	2.00	2.25

Таблица 2. Значения коэффициентов шероховатости каналов

№ п/п	Характеристика русла	n	$\frac{1}{n}$
1	Каналы, покрытые толстым илистым слоем	0,014	55,6
2	Каналы в лесе, плотном гравии	0,020	50,0
3	Каналы плотной глине, условиях выше средних	0,0225	44,4
4	Каналы в плотных грунтах, средние условия содержания	0,025	40,0
5	Каналы в условиях содержания ниже средних	0,0275	36,4
6	Каналы в плохих условиях содержания	0,03	33,3

Размеры поперечного сечения канала устанавливают на основании гидравлического расчета. Расчет может проводиться графоаналитическим способом, когда при известном расходе, уклоне и глубине наполнения канала, необходимо определить ширину канала по дну и скорость движения воды. Задача решается подбором, вначале находят расходную характеристику

$$K_p = \frac{Q}{\sqrt{I}} \quad (1.2)$$

Далее, задаваясь рядом значений ширины канала по дну, вычисляют соответствующие значения K_i до тех пор, пока вычисленное значение K_i не будет равно требуемому K_p .

Вычисления рекомендуется проводить в табличной форме.

Таблица 3. Расчет параметров поперечного сечения канала

b_k	h	w	c	R	C	$C\sqrt{R}$	$K = w \times C \times \sqrt{R}$

Рассчитанные размеры канала должны создавать такую среднюю скорость движения воды, чтобы обеспечивалось выполнение условия

$$V_{заил} < V_{факт} < V_{разм} \quad (1.3)$$

где $V_{заил}$ - минимальная скорость, обеспечивающая не заиливание канала, определяется по формуле О.А. Гиршина, но во всех случаях принимается не менее 0,3 м/с; $V_{разм}$ - не размывающая скорость

$$V_{заил} = A \times Q^{0.2} \quad (1.4)$$

$$V_{разм} = K \times Q^{0.1} \quad (1.5)$$

где A - коэффициент, равный 0,33 - 0,55; K - коэффициент, определяемый по таблице 4.

Таблица 4. Значения коэффициента K

Грунты	K
Песок мелкий	0.40-0.45
§ средний	0.45-0.50
§ крупный	0.50-0.60
Супесь	0.53
Суглинок легкий	0.57
§ средний	0.62
§ тяжелый	0.68
Глина	0.75
Глина тяжелая	0.83

Если условие (1.3) не выполняется, т.е. фактическая скорость $V_{факт}$ в запроектированном в канале больше $V_{разм}$, то необходимо изменить параметры канала, либо предусмотреть крепление откосов и дна в соответствии с рекомендациями таблицы 5.

Таблица 5. Допускаемая скорость на размыв для закрепленных русл

№ п/п	Тип крепления	Допускаемая скорость, м/с
1	Одиночная мостовая	2.5 - 4.0
2	Дерновка плашмя	1.0 - 1.5
3	Хворостяное фашинное покрытие	1.5 - 2.0
4	Бетонная одежда	6.0 - 10.0

1.2. Проектирование и расчет шахтно-башенного водосброса

Шахтно-башенный водосброс включает следующие основные части: башню, водоподводящую трубу (водоспуск), водоотводящую трубу и устройство нижнего бьефа. Конструктивные особенности и требования проектирования и эксплуатации изложены стр. 153...165 в работе [3].

Башня обеспечивает автоматический сброс воды через водослив и размещение затворов, оборудования и служебного мостика, из которого осуществляется управление режимом работы

водоспуска и отводящего водовода. В плане водослив башни выполняют круглой, прямоугольной, эллипсоидальной и полигональной форм.

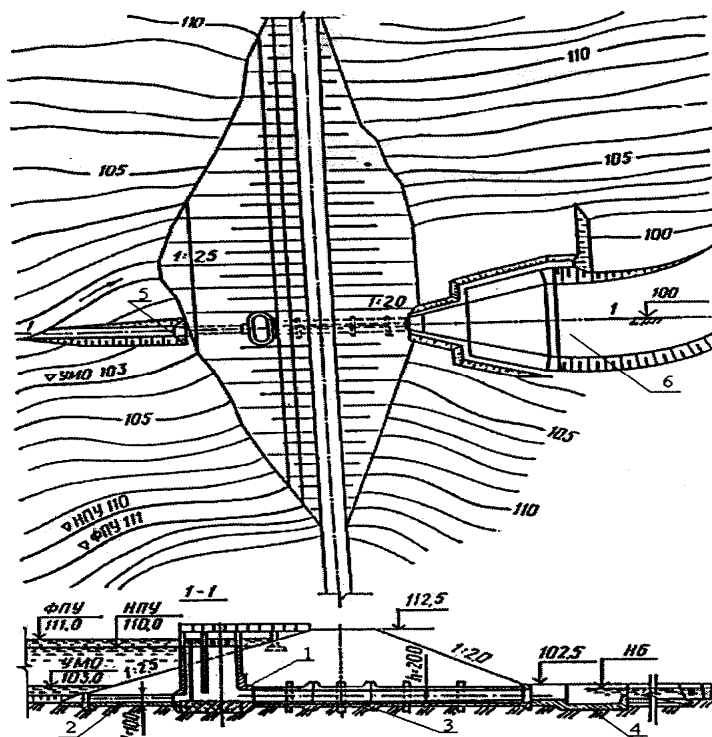


Рисунок 1. Шахтно-башенный водосбор:

1- башня; 2- водоспуск; 3- водоотводящая труба; 4- водобойный колодец; 5- водо-подводящий канал; 6- водоотводящий канал

Гребень башни оформляют по типу водослива с тонкой стенкой и оборудуют крупноячеистой сороудерживающей решеткой, а на рыбо-водных прудах применяют рыбозаградительные съемные мелкоячеи-стые решетки. Длина водосливного порога определяется из формулы пропускной способности водослива с тонкой стенкой, толщину которой с конструктивных соображений принимаем 0.3...0.4м.

$$L = \frac{Q}{m \times s_n \times \sqrt{2g} \times H^{3/2}} \quad (1.6)$$

где Q - расчетный расход водосбора; m - коэффициент расхода, $m=0.42$; H - на-пор на водосливном пороге $H = \tilde{H}_{ФПУ} - \tilde{H}_{НПУ}$; h_n - глубина подтопления, принима-ется 0.2...0.3м; s_n - коэффициент подтопления, определяется по таблице 16.

Таблица 6. Значение коэффициента подтопления

$\frac{h_n}{H}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
s_n	0.99	0.98	0.97	0.96	0.94	0.9	0.83	0.73	0.57

Порог водосливных стенок назначают на отметке НПУ. Ширина порталной стенки ковша должна быть не менее ширины входного фронта сооружения

$$L_{\pi} \approx L_{\phi} = n \times d + (n - 1) \times t + 2 \times a \quad (1.7)$$

где d - внутренний диаметр (ширина) отводящей трубы; n - число нитей трубопровода; t - ширина разделительных стенок, $t = 1.0 \dots 1.2$ м; a - конструктивный запас, обеспечивающий плавность входа потока в крайние трубы и надежность сопряжения трубы с оголовком, $a = 1.0 \dots 1.2$ м.

Для создания более равномерного подвода и сброса воды в шахту, выравнивания подходящих скоростей сбросного расхода, а также улучшения условий обслуживания вокруг башни предусматривают берму (см. рисунок 2), шириной $l_1 = 2,0; 3,0$ или $4,0$ м.

Вертикальная часть башни выполняется из монолитного или сборного железобетона. Толщина стен в верхней части $t_6^e = 0,3 \dots 0,6$ м, а ниже отметки бермы $t_6^h = 0,4 \dots 1,0$ м. Днище башни выполняют из монолитного железобетона. Его толщина, жесткость и плановые размеры должны обеспечивать надежность конструкции динамическому и взвешивающему воздействию потока, $\tilde{N}_1 = \tilde{N}_{\text{Дна.}} - (1,0 \dots 1,5)$ м.

Водоспуск состоит из водоподводящей трубы, входного оголовка и затвора расположенного внутри башни и служащего для управления режимом работы водоспуска. Входной оголовок содержит сороудерживающую решетку и подпорную стенку толщиной $0,5$ м. Сопряжение водоспуска с подводящим каналом выполняют через зуб из каменной наброски шириной $1,0$ м и участка понура $l_4 = (2,0 \dots 3,0) h$. Для обеспечения плавного входа потока предусматривают раструб длиной $l_5 = (3,0 \dots 5,0)$ м выполненный из монолитного железобетона. Трубы выполняются из сборного железобетона или металла диаметром не менее $0,4 \dots 0,6$ м, рисунок 2. Конструктивные особенности по входной части, укладке труб и сопряжении с шахтой, приводятся стр.181...183 [1].

Методика гидравлического расчета по определению элементов поперечного сечения водоспуска, изложена стр. 186...187 работе [1], в соответствии с чем, количество ниток и поперечные размеры труб, работающих в напорном режиме при переменном уровне воды в верхнем бьефе, определяются из уравнения

$$Q = m \times w \times \sqrt{2 \times g \times z} \quad (1.8)$$

где w - площадь сечения трубопровода; Z - геометрический напор на сооружение, принимается как среднее арифметическое значение $Z = (\tilde{N}_{\text{ВБ}} - \tilde{N}_{\text{Дна.}}) \times 0,5$; m - коэффициент расхода,

$$m = \sqrt{\frac{1}{\sum x + \frac{l_{mp} \times l_{вод}}{4 \times R}}} \quad (1.9)$$

где: $\sum x$ - сумма коэффициентов сопротивлений на входе, выходе и затворе, в курсовой работе принимаем $\sum x = 1,7$; l_{mp} - коэффициент сопротивления по длине в трубах, определяется по справочно-нормативной литературе, в курсовой работе допускается принимать $l_{mp} = 0.02 \dots 0.03$; R - гидравлический радиус, $l_{вод}$, $d_{вод}$ длина и диаметр водоподводящей трубы.

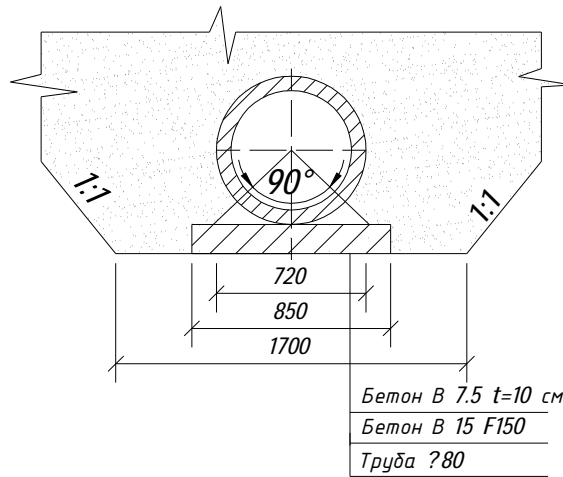


Рисунок 2. Труба водоспуска

Водоотводящая труба служит для отвода воды из шахты, поступившей через водосливной порог шахты и водоспуск. Число нитей и размеры поперечного сечения водоотводящей трубы определяют на основании гидравлического расчета, из условия равенства геометрического напора на сооружение $H_c = \tilde{H}_{ВВ} - \tilde{H}_{НБ}$ алгебраической сумме потерь напора h_w в водоотводящей трубе

$$h_w = \frac{V^2}{2g} (x_{вх} + x_{дл} + x_{вых}) \quad (1.10)$$

где V - скорость движения воды в трубе; $x_{вх}, x_{дл}, x_{вых}$ - коэффициенты сопротивления при входе, по длине и выходе

$$x_{вх} = x'_{вх} \times \frac{\alpha V_{вх}^2}{\epsilon V^2} \quad (1.11)$$

$$x_{дл} = \frac{l_{тр} \times L_{вод}}{4 \times R} \quad (1.12)$$

$$x_{вых} = \frac{\alpha}{\epsilon} \left(1 - \frac{w_1}{w_2} \right) \frac{V^2}{g} \quad (1.13)$$

где $x'_{вх}$ - коэффициент, зависящий от очертания кромки входа, $x'_{вх} = 0,2$; $V_{вх}$ - скорость потока на входе; w_1, w_2 - площадь живого сечения потока соответственно в трубе и в водобойном колодце; R - гидравлический радиус; $L_{тр}$ - длина водоотводящей трубы.

В типовых сооружениях отводящие трубы устраивают из сборных унифицированных железобетонных изделий круглого или прямоугольного профиля. Наиболее широко применяют сборные трубы диаметром 1,0; 1,2; 1,4; 1,6; 1,8 м. Трубы прямоугольного сечения делают из унифицированных блоков высотой 1,4...2,0 м, с шириной меньше высоты не менее 0,2 м.

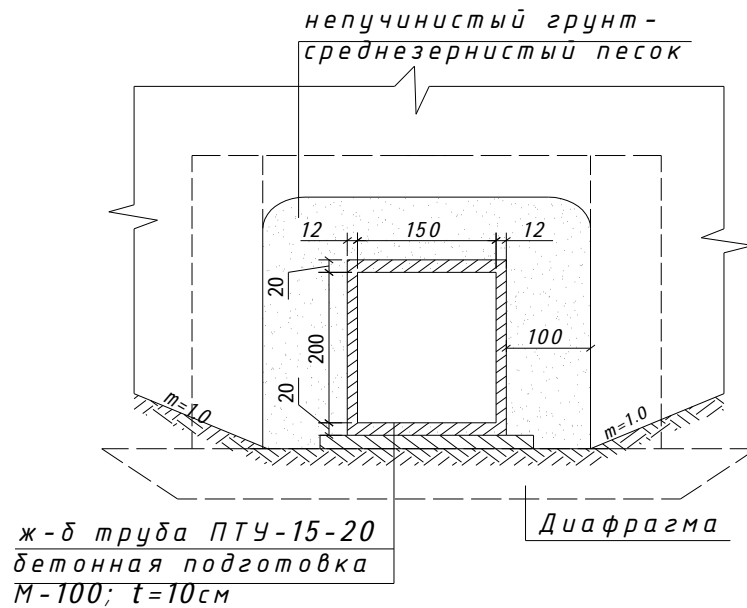


Рисунок 3. Водоотводящая труба шахтно-башенного водосброса

Устройство нижнего бьефа (см. рисунок 4) должно обеспечить гашение кинетической энергии потока. Тип и размеры устройств, принимаются на основании гидравлического расчета и технико-экономического сравнения вариантов. За башенными водосбросами чаще всего устраивают водобойный колодец длиной $b_k = h$ и шириной L_n , а также водобойную плиту длиной $l_2 = (6...8)h$, на которой размещают в шахматном порядке гасители энергии. Тип и размеры элементов гасителя, место их установки определяют гидравлическим расчетом и лабораторными исследованиями и в соответствии рекомендациям, изложенным стр.168...169 в работе [3].

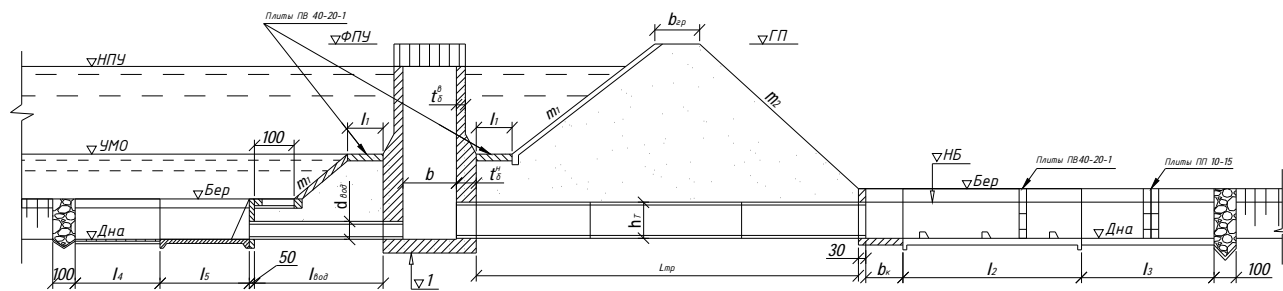


Рисунок 3. Расчетная схема шахтно-башенного водосброса

За водобойной плитой устраивается рисберма длиной $l_3 = (3...4)h$, которая сопрягается с отводящим каналом через зуб из каменной наброски шириной 1,0 м.

При выполнении статического расчета учитываются следующие виды нагрузок и воздействий:

- * собственный вес шахты;
- * давление грунта и силы трения в строительный и эксплуатационный периоды (с учетом наличия воды);
- * давление воды при максимальном форсированном уровне;
- * взвешивающее давление воды.

1.2.1. Пример проектирования и расчета шахтно-башенного водосброса

1.2.1.1 Гидравлический расчет подводящего канала

Подводящий канал принимаем трапецеидального сечения, с уклоном $I = 0.0003$. Расчет выполняем в соответствии с требованиями п.6.1., на пропуск расхода опорожнения водохранилища $Q_{опор.} = 2,8 \text{ м}^3/\text{с}$. Канал располагается на отметке дна 148.30 м в первом слое грунтов - супеси, по таблице 1 находим, что заложение откосов $m = 1,5$, а коэффициент шероховатости для средних условий содержания (см. таблица 2) $n = 0,025$. Принимаем глубину канала $h = 1,2 \text{ м}$, тогда

$$K_p = \frac{2,8}{\sqrt{0,0003}} = 162$$

Результаты вычислений приводятся в таблице 7.

Таблица 7. Расчет параметров водоподводящего канала водоспуска

b_k	h	w	c	R	C	$C\sqrt{R}$	$K = w \times C \times \sqrt{R}$
0,6	1,2	2,88	4,92	0,59	36,6	28,1	81
1,0	-	3,36	5,32	0,63	37,0	29,4	99
1,4	-	3,84	5,72	0,67	37,4	30,6	118
1,8	-	4,32	6,12	0,71	37,8	31,9	138
2,2	-	4,80	6,52	0,74	38,0	32,7	157
2,4	-	5,04	6,72	0,75	38,1	33,0	166

Для определения расчетной ширины канал по дну, строится график зависимости, рисунок 5, по которому находим, что для расчетного значения $K_p = 162$, ширина канала $b_k = 2,31 \text{ м}$, с округлением принимаем $b_k = 2,4 \text{ м}$. Фактическая скорость воды в канале

$$V_{факт} = C\sqrt{RI} = 33,0 \times \sqrt{0,75 \times 0,0003} = 0,5 \text{ м/с}$$

$$V_{заил} = 0,33 \times 2,8^{0,2} = 0,41 \text{ м/с}$$

$$V_{разм} = 0,53 \times 2,8^{0,1} = 0,58 \text{ м/с}$$

Условие 1.3 выполняется, значит размеры подводящего канала водоспуска определены правильно и крепление дна и откосов канала не требуется.

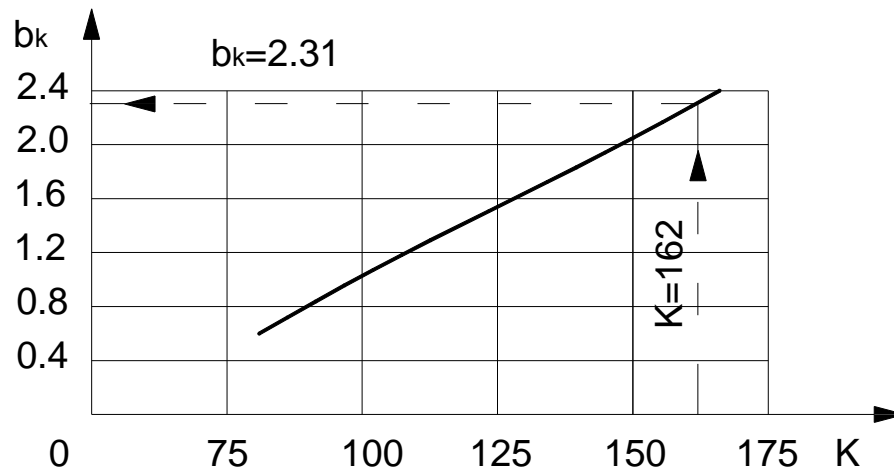


Рисунок 5. Зависимость расходной характеристики и ширины подводящего канала водоспуска по дну

1.2.1.2 Гидравлический расчет отводящего канала

Отводящий канал также принимаем трапецидального сечения, с продольным уклоном дна $i = 0.0003$. Расчет выполняем графоаналитическим способом в соответствии с требованиями п.6.1., на пропуск максимального расчетного сбросного расхода $Q = 27 \text{ м}^3/\text{с}$. Канал располагается в первом слое грунтов - супеси, по таблице 11 находим, что заложение откосов $m = 1,5$, а коэффициент шероховатости для условий содержания выше средних (см. таблица 2), $n = 0,0225$. Принимаем глубину наполнения канала $h = 1,5 \text{ м}$, тогда

$$K_p = \frac{27}{\sqrt{0,0003}} = 1559$$

Результаты вычислений приводятся в таблице 8.

Таблица 8. Расчет параметров водоотводящего канала водосброса

b_k	h	w	c	R	C	$C\sqrt{R}$	$K = w \times C \times \sqrt{R}$
10	1,5	18,38	15,41	1,19	45,7	49,9	916
14	1,5	24,4	19,41	1,26	46,1	51,7	1263
16	1,5	27,4	21,41	1,28	46,3	52,4	1436
17	1,5	28,8	22,451	1,29	46,3	52,6	1515
18	1,5	30,38	23,41	1,30	46,4	52,9	1607

По графику 19 находим, что для расчетного значения $K_p = 1569$, ширина канала $b_k = 17,5 \text{ м}$, с округлением принимаем $b_k = 18 \text{ м}$. Фактическая скорость воды в канале

$$V_{\text{факт}} = C\sqrt{RI} = 46,4 \times \sqrt{1,30 \times 0,0003} = 0,92 \text{ м/с}$$

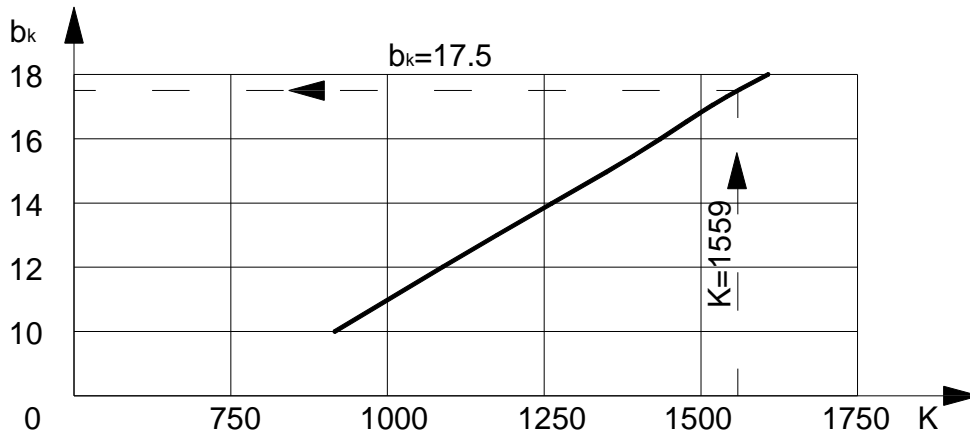


Рисунок 19. Зависимость расходной характеристики и ширины отводящего канала водоспуска по дну

$$V_{заил} = 0,33 \times 27^{0,2} = 0,64 \text{ м/с}$$

$$V_{разм} = 0,53 \times 27^{0,1} = 0,74 \text{ м/с}$$

Так как условие 1.3 не выполняется, фактическая скорость больше скорости на размыв, то в соответствии с рекомендациями таблицы 5 предусматриваем крепление дна и откосов канала дерновкой плашмя.

6.2.1.3 Проектирование и расчет водоспуска

Размеры и количество нитей труб водоспуска определяем из уравнения 6.8. Глубину наполнения отводящего канала при пропуске $Q_{опор.} = 2,8 \text{ м}^3/\text{с}$ определим по кривой связи, рисунок 20. Координаты кривой связи вычисляют по уравнению 6.1. равномерного движения воды в трапецеидальном канале.

Таблица 9. Определение координат кривой связи

h	w	c	R	C	$Q = w \times c \times \sqrt{R \times I}$
0,4	7,44	19,44	0,32	37,8	3,0
0,8	15,36	20,88	0,74	42,2	9,66
1,0	19,50	21,60	0,90	43,6	14,0
1,2	23,76	22,32	1,06	44,8	19,0
1,5	30,38	23,40	1,30	46,4	27,8

По графику 5 находим, что при пропуске расхода опорожнения водохранилища, в отводящем канале установится глубина равная 0,38 м, а $\tilde{H}_{НБ} = \tilde{H}_{Дна.} + 0,38 = 148,30 + 0,38 = 148,68 \text{ м}$. Тогда геометрический напор $Z = (154,40 - 148,68) \times 0,5 = 2,86 \text{ м}$.

Из расчетной схемы (см. рисунок 4) аналитически находим длину трубы водоспуска

$$I_{вод} = I_1 + (\tilde{N}_{УМО} - \tilde{N}_{Бер.}) \times m_1 + 1,0 + 0,5 + t_g^H = 3 + (154,40 - 150,00) \times 3,0 + 1,0 + 0,5 + 1,0 = 18,7\text{м}$$

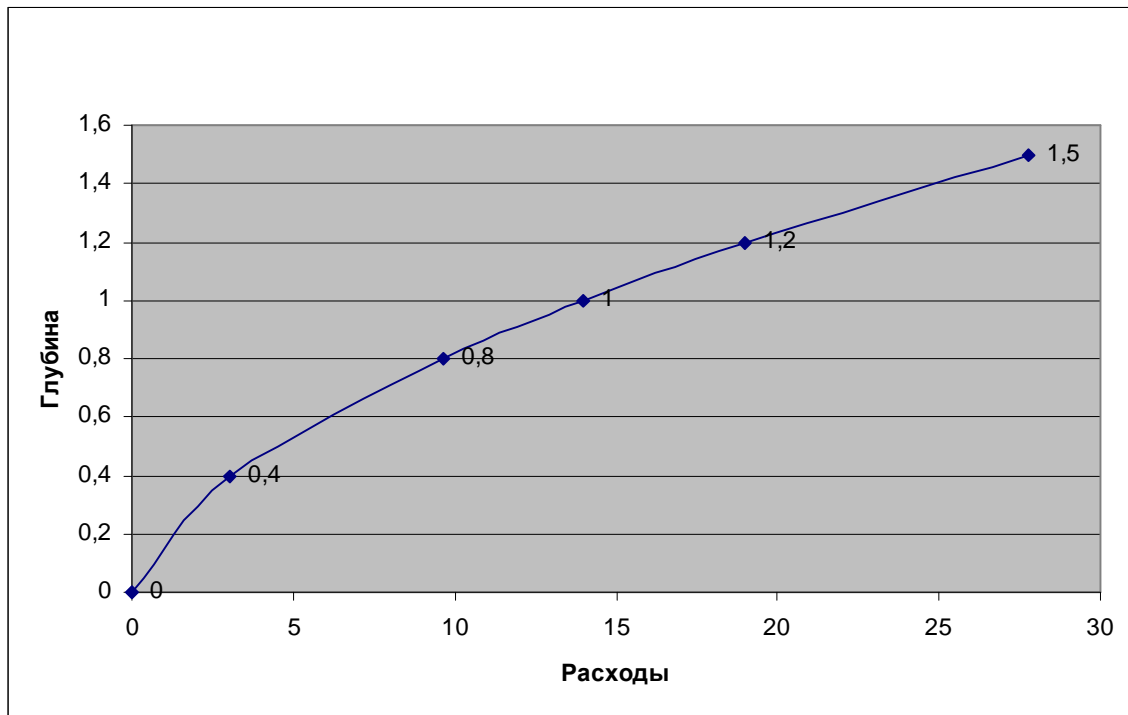


Рисунок 20. Кривая связи расходов и уровней воды в отводящем канале

Принимаем значение коэффициента расхода $m = 0,68$, тогда из уравнения 6.8 находим площадь живого сечения

$$w = \frac{2,8}{0,68 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 2,86}} = 0,55$$

Диаметр трубопровода $d = \sqrt{\frac{4 \times w}{3,14}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,55}{3,14}} = 0,85\text{м}$. Принимаем стандартные трубы диаметром 0,9м. Уточним значение коэффициента расхода по формуле 6.9

$$m = \sqrt{\frac{1}{1,7 + \frac{0,021 \times 18,7}{4 \times 0,225}}} = 0,69$$

Процент отклонения рассчитанного и принятого коэффициента расхода составит $d = \frac{0,69 - 0,68}{0,68} \times 100\% = 1,45$, что меньше допустимого $d_{доп} = 5\%$. Принимаем одну нить труб водоспуска диаметром 0,9м и длиной 18,7м.

6.2.1.4 Проектирование и расчет водосброса

Длина водосливного порога определяется из формулы (6.6) пропускной способности водослива с тонкой стенкой, толщину которой с конструктивных соображений принимаем $t_g^s = 0,3\text{м}$, поэтому $m = 0,42$. Коэффициент подтопления для $\frac{h_n}{H} = 0,2$ по таблице 16 принимаем, $s_n = 0,98$. Тогда

$$L = \frac{Q}{m \times s_n \times \sqrt{2g} \times H^{3/2}} = \frac{27}{0,42 \times 0,98 \times \sqrt{2 \times 9,81} \times 0,8^{3/2}} = 20,6 \text{ м}$$

Число нитей и размеры поперечного сечения водоотводящей трубы определяют на основании гидравлического расчета, из условия равенства геометрического напора на сооружение $H = \tilde{N}_{ВБ} - \tilde{N}_{НБ} = 157,00 + 0,2 - 149,8 = 7,4 \text{ м}$ алгебраической сумме потерь напора h_w в водоотводящей трубе. Отметка уровня воды в нижнем бьефе водосброса определится из условия $\tilde{N}_{НБ} = \tilde{N}_{Дна.} + h = 148,3 + 1,5 = 149,8 \text{ м}$. Для создания более спокойного движения воды к шахте, отметка уровня воды в верхнем бьефе принимается на 0,2 м выше водосливного порога.

В первом приближении назначаем две нити труб прямоугольного сечения $b_{тр} \times h_{тр} = 1,0 \times 1,4$. Площадь живого сечения одной нити

$$w_1 = 1,0 \times 1,4 = 1,4 \text{ м}^2$$

Скорость движения воды в трубопроводе

$$V = \frac{27}{2 \times 1,4} = 9,64 \text{ м / с}$$

Для обеспечения плавного входа потока в трубопровод, предусматриваем раструб $b_{тр} \times h_{тр} = 1,2 \times 1,6$ тогда скорость на входе

$$V_{вх} = \frac{Q}{n \times w_{вх}} = \frac{27}{2 \times 1,2 \times 1,6} = 7,03 \text{ м / с}$$

Коэффициент сопротивления на входе

$$\alpha_{вх} = 0,2 \times \frac{7,03^2}{9,64^2} = 0,11$$

Коэффициент сопротивления по длине трубопровода

$$\alpha_{дл} = \frac{l_{тр} \times L_{тр}}{4 \times R} = \frac{0,025 \times 48,6}{4 \times 0,291} = 1,04$$

Длину отводящей трубы шахтно-башенного водосброса, определяем из расчетной схемы, рисунок 14.

$$L_{тр} = l_1 + (\tilde{N}_{ГП} - \tilde{N}_{УМО}) \times m_1 + b_{зр} + (\tilde{N}_{ГП} - \tilde{N}_{Бер.}) \times m_2 + 0,3 + t_6^H = 3,0 + (159,00 - 154,40) \times 3,0 + 8,0 + (159,00 - 150,00) \times 2,5 + 0,3 + 1,0 = 48,6 \text{ м}$$

$$\text{Гидравлический радиус } R = \frac{w_1}{c} = \frac{1,4}{2 \times (1,0 + 1,4)} = 0,291 \text{ м}$$

Коэффициент сопротивления на выходе из трубопровода

$$\alpha_{вых} = \xi_1 - \frac{w_1}{w_2} \frac{v_1^2}{v_2^2} = \xi_1 - \frac{1,4 \times 2}{7,5} = 0,39$$

Площадь живого сечения на выходе из трубопровода зависит от глубины воды в отводящем канале $h = 1,5 \text{ м}$ и ширины водобойного колодца. Как правило, ширину водобойного колодца назначают равную ширине порталной стенки ковша, формула (6.7).

$$L_n \approx L_{\phi} = n \times d + (n - 1) \times t + 2 \times a = 2 \times 1,0 + (2 - 1) \times 1 + 2 \times 1,0 = 5 \text{ м}$$

Так как, вся длина водосливного порога составляет 20,6м, то для прямоугольного очертания башни в плане длина двух боковых стенок составит 10.6 м, каждая по 5,3м. Площадь живого сечения на выходе из трубопровода

$$w_2 = L_n \times h = 5,0 \times 1,5 = 7,5 \text{ м}^2$$

Тогда полные потери напора определяются как

$$h_w = \frac{V^2}{2g} (x_{вх} + x_{дл} = x_{вых}) = \frac{9,64^2}{2 \times 9,81} (0,11 + 0,39 + 1,04) = 7,28 \text{ м}$$

Процент отклонения рассчитанного и принятого коэффициента расхода составит

$$d = \frac{7,4 - 7,28}{7,4} \times 100\% = 1,6\%, \text{ что меньше допустимого } d_{доп} = 5\%. \text{ Принимаем две}$$

нити отводящих труб прямоугольного сечения $b_{тр} \sim h_{тр} = 1,0 \sim 1,4$.

6.3. Проектирование и расчет ковшового водосброса

Ковшовые водосбросы применяют для пропуска в автоматическом режиме весенних и летних паводков, для поддержания заданного уровня воды в верхнем бьефе водохранилища. Ковшовый водосброс состоит из водоподводящей, водоприемной (головной), сопрягающей (водоотводящей) частей и устройства нижнего бьефа рисунок 21.

Водоподводящая часть может иметь: подводящий канал или выемку; струенаправляющие и ледозащитные устройства. Для обеспечения равномерного подвода воды ко всему сливному порогу и предотвращения размыва, вокруг ковша устраивается водоподводящая площадка шириной 4.0...5.0м. Отметка площадки принимается ниже отметки гребня водосливных стенок на величину $p = 1.0...1.5$ м, поверхность площадки закрепляют плитами типа ПВ40-20-1, укладываемыми на песчано-гравийной подготовку толщиной 15...20см. К плитам примыкает крепление верхового откоса земляной плотины.

Для предохранения от засорения водосброса крупными льдинами и другими плавающими предметами, при отсутствии других льдозащитных устройств, гребень ковша оборудуется крупноячеистой сороудерживающей решеткой, а на водохранилищах рыбохозяйственного использования применяют рыбозаградительные устройства в виде мелких съемных решеток. В первом приближении отметку днища ковша назначают ниже отметки НПУ на 3.0...4.0м, которую в дальнейшем уточняют гидравлическим расчетом.

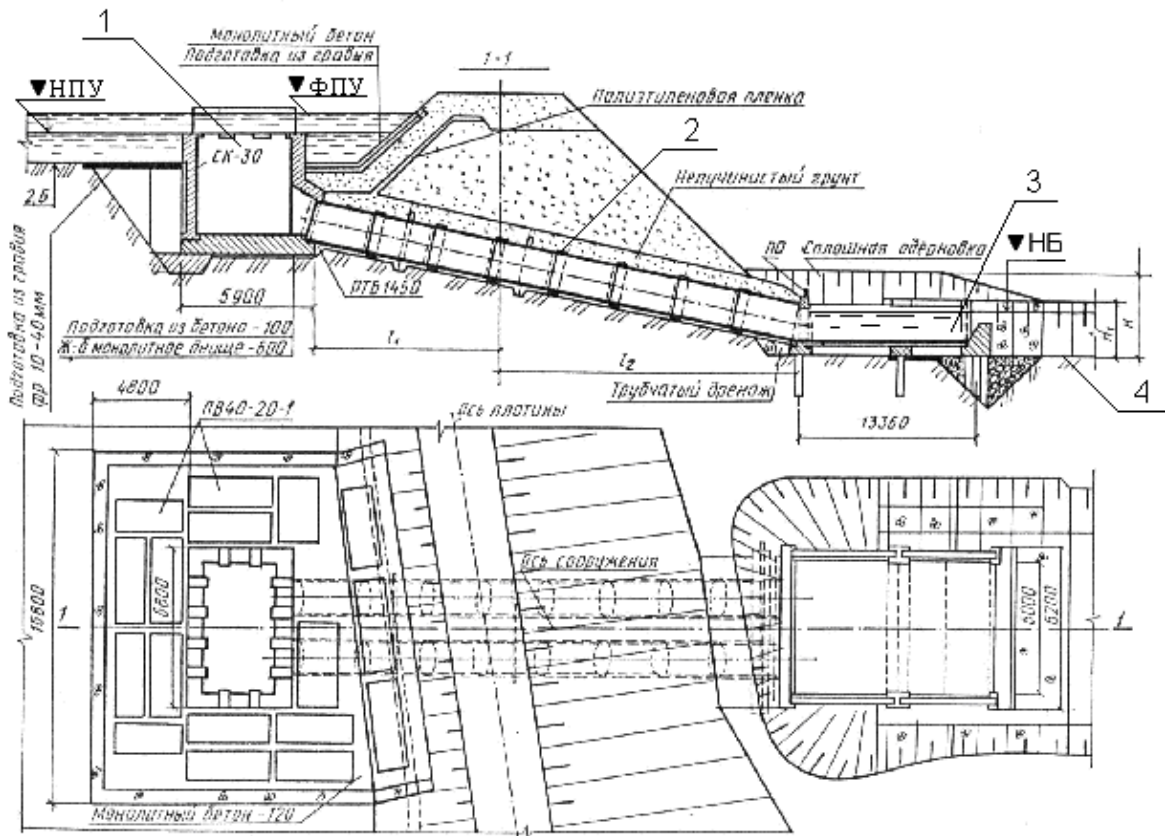


Рисунок 21. Ковшовый водосброс: 1- ковш; 2- сопрягающая часть; 3- устройство нижнего бьефа, водобойный колодец; 4- соединительный канал

Водоприемная часть выполняется в виде ковша, имеющего также как и башня шахтно-башенного водосброса различную форму очертания в плане. Длина сливного порога находят из формулы (6.6) пропускной способности водослива с тонкой стенкой, толщину которой с конструктивных соображений принимаем 0.3...0.4м. Размеры порталной стенки L_n определяют по формуле 6.7, как и для шахтно-башенного водосброса.

Сопрягающая часть водосброса обеспечивает прием воды из ковша и транспортирование ее в нижний бьеф. В практике проектирования применяют закрытые сопрягающие водоводы из железобетонных труб диаметром 1,0, 1,2, 1,4 и 1,6м. Трубы укладывают на подготовку толщиной 0.1...0.2м из бетона низкого класса, рисунок 22. Швы труб заделывают минеральной ватой, паклей, пропитанной битумом, и запечатывают цементным раствором. Для устранения контурной фильтрации, уменьшения сил морозного пучения в затрубные пазухи укладывают монолитный бетон плотно утрамбованную непучинистую засыпку. На начальном участке устраивают противофильтрационные диафрагмы.

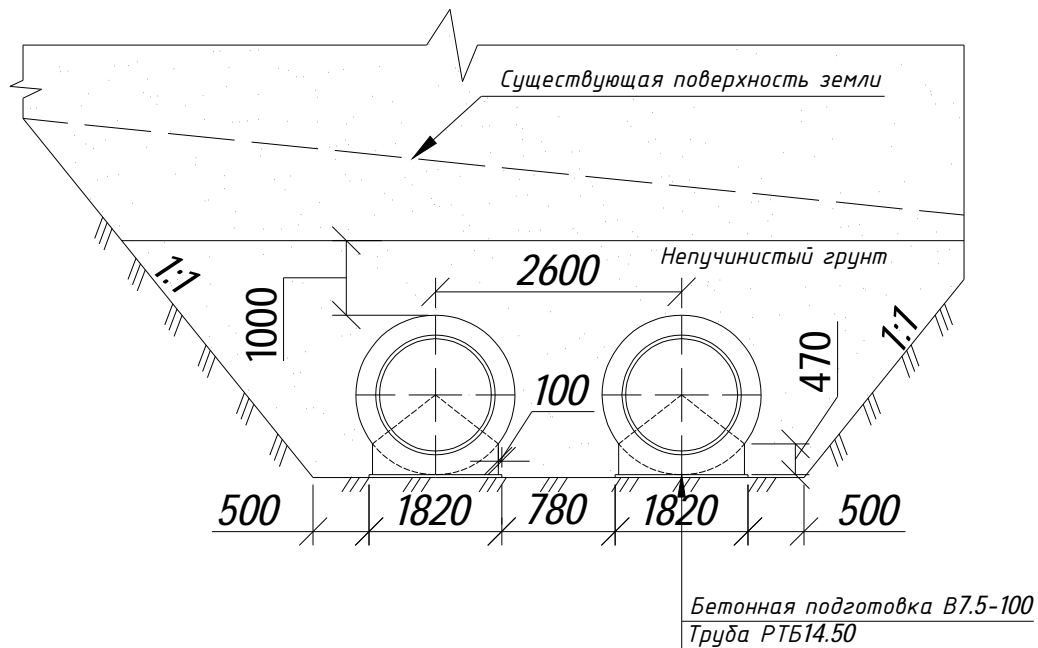


Рисунок 22. Трубопровод сопрягающей части

Размер водовода, диаметр труб и количество его нитей устанавливают на основании **гидравлического расчета** в зависимости от величины сбросного расхода. Расчет начинают с выбора местоположения ковша и трассы водосброса. При выборе местоположения водосброса предпочтение отдают тому варианту, у которого наиболее удобные топографические условия для размещения строительной площадки, надежная геология, более короткая трасса водосброса и наиболее простая компоновка других сооружений гидроузла.

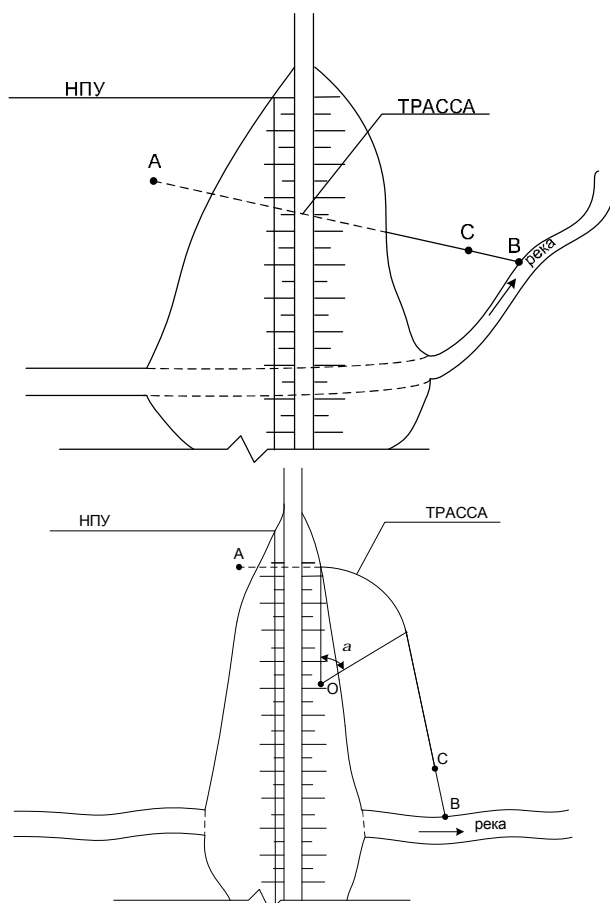


Рисунок 23. Варианты трасс ковшового водосброса

Трассирование водосбросного тракта, начинают с точки **A**, которая удалена от подошвы верхового откоса на $8,0 \dots 10,0$ м. Отметка поверхности земли в точке **A** определится из условия $\checkmark A = \checkmark НПУ - 0,5 \times p$. Из точки **A** трассу проводят по наикратчайшему расстоянию к руслу реки в нижнем бьефе точке **B**. Точка **B** имеет отметку берега, т.е. $\nabla B = \nabla Бер.$ и должна быть удаленна от подошвы низового откоса не менее $80 \dots 100$ м. На этом этапе проверяется условие, что-бы ось водосбросного тракта (линия соединяющая точки **A** и **B**) пересекалась с гребнем плотины по углу не менее 60 градусов. Если условие не выполняется, то по трассе водосброса необходимо предусмотреть плавную радиальную вставку радиусом $R \geq 5L$, где L - ширина отводящего канала по урезу воды. В нижнем бьефе от точки **B** вверх по трассе откладывается отрезок длиной $20 \dots 40$ м, равный длине отводящего канала, получаем точку **C**. Длина трубопровода $L_{вод}$ определится графоаналитически, как расстояние между точками **A** и **C**. При известной длине трубопровода $L_{вод}$ по условию 6.10 определяют количество нитей, размеры труб.

6.3.1. Пример расчета ковшового водосброса

Длина водосливного порога определяется из формулы (6.6) пропускной способности водослива с тонкой стенкой, толщину которой с конструктивных соображений при-

нимаем 0,3м, поэтому $m=0,42$. Коэффициент подтопления для $\frac{h_n}{H}=0,2$ по таблице 16 принимаем, $s_n=0,98$. Тогда

$$L = \frac{Q}{m \times s_n \times \sqrt{2g} \times H^{3/2}} = \frac{27}{0,42 \times 0,98 \times \sqrt{2 \times 9,81} \times 0,8^{3/2}} = 20,6\text{м}$$

При круглом очертании ковша в плане, внутренний диаметр ковша определится

$$D_e = \frac{L}{p} = \frac{20,6}{3,14} = 6,6\text{м}$$

Число нитей и размеры поперечного сечения водоотводящей трубы определяют на основании гидравлического расчета, из условия равенства геометрического напора на сооружение $H = \tilde{H}_{ВБ} - \tilde{H}_{НБ} = 157,0 + 0,2 - 149,8 = 7,4\text{м}$ алгебраической сумме потерь напора h_w в водоотводящей трубе. Отметка уровня воды в нижнем бьефе водосброса определится из условия $\tilde{H}_{НБ} = \tilde{H}_{Дна.} + h = 148,3 + 1,5 = 149,8\text{м}$. Для создания более спокойного движения воды к шахте, отметка уровня воды в верхнем бьефе принимается на 0,2м выше водосливного порога.

В первом приближении назначаем три нити трубопровода с диаметром каждой нити $d=1,2\text{м}$. Площадь живого сечения одной нити

$$w_1 = \frac{p \cdot d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 1,2^2}{4} = 1,13\text{м}^2$$

Скорость движения воды в трубопроводе

$$V = \frac{Q}{n \cdot w_1} = \frac{27}{3 \cdot 1,13} = 7,96\text{м/с}$$

Для обеспечения плавного входа потока в трубопровод, предусматриваем раструб $d=1,4\text{м}$, тогда скорость на входе

$$V_{ex} = \frac{Q}{n \cdot w_{ex}} = \frac{27}{3 \cdot 1,54} = 5,84\text{м/с}$$

$$w_{ex} = \frac{3,14 \cdot 1,4^2}{4} = 1,54\text{м}^2$$

Коэффициент сопротивления на входе

$$X_{ex} = X'_{ex} \cdot \left(\frac{V_{ex}}{V} \right)^2 = 0,2 \cdot \left(\frac{5,84}{7,96} \right)^2 = 0,11$$

Коэффициент сопротивления по длине трубопровода

$$X_{dl} = \frac{l_{mp} \cdot L_{вод}}{4 \cdot R} = \frac{0,02 \cdot 105}{4 \cdot 0,3} = 1,75$$

Коэффициент сопротивления на выходе из трубопровода

$$X_{вых} = \left(1 - \frac{w_1}{w_2} \right)^2 = \left(1 - \frac{1,13 \cdot 3}{9,9} \right)^2 = 0,43$$

Площадь живого сечения на выходе из трубопровода зависит от глубины воды в отводящем канале h и ширины водобойного колодца. Как правило, ширину водобой-

ного колодца назначают равную ширине порталной стенки ковша, формула (6.7). При очертании ковша в плане в форме круга, ширина порталной стенки должна соответствовать его диаметру

$$L_n \geq L_\phi = n \cdot d + (n - 1) \cdot t + 2 \cdot a = 3 \cdot 1,0 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 0,8 = 6,6 \text{ м}$$

$$w_2 = L_n \cdot h = 6,6 \cdot 1,5 = 9,9 \text{ м}$$

Тогда полные потери напора определяются как

$$h_w = \frac{V^2}{2g} (x_{\text{вх}} + x_{\text{дл}} + x_{\text{вых}}) = \frac{7,96^2}{2 \cdot 9,81} (0,11 + 0,43 + 1,75) = 7,37 \text{ м}$$

Процент отклонения рассчитанного и принятого коэффициента расхода составит

$$d = \frac{7,4 - 7,37}{7,4} \cdot 100\% = 1,3\% \text{ , что меньше допустимого } d_{\text{дон}} = 5\% \text{ . Принимаем}$$

три нити труб ковшового водосброса диаметром 1,2м каждая.

6.3.2. Статический расчет ковшового водосброса

Устойчивость ковшового водосброса определяется устойчивостью его отдельных элементов. Опыт эксплуатации показывает, что наиболее уязвимым элементом в оценке его устойчивости является ковш, а именно устойчивость его на всплытие. Коэффициент устойчивости определяется из условий

$$K_{\text{вспл}} = \frac{\sum P}{\sum W} \geq [K_{\text{дон}}]$$

где $\sum P$ - сумма всех вертикально действующих (удерживающих) сил, направление действия которых совпадает с направлением действия силы тяжести; $\sum W$ - сумма всех вертикально действующих (опрокидывающих) сил, направления которых обратные направлению действия силы тяжести.

К удерживающим силам относятся: P_1 - собственный вес ковша; P_2 - вес сороудерживающей решетки, служебного оборудования и затвора; P_3 - удерживающая сила от трения грунта о стенки ковша.

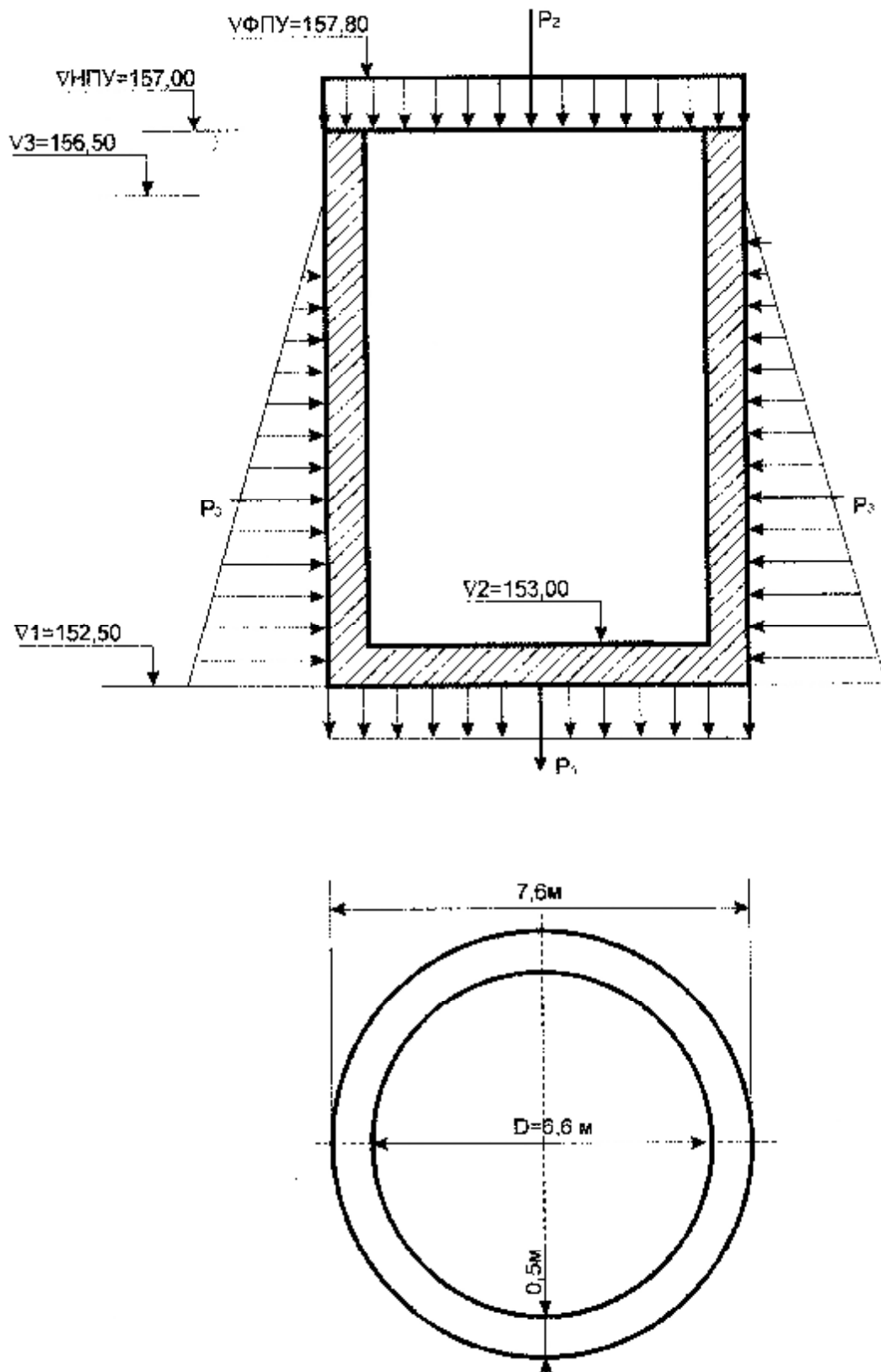


Рисунок 24. Схема ковша к статическому расчету ковшового водосброса

$$\sum P = P_1 + P_2 + P_3$$

Собственный вес ковша, представляющий собой полый цилиндр высотой 4,0м и толщиной стенок 0,5м, определится как произведение его объема и объемной массы

материала, $P_1 = V_1 \cdot g_{\sigma}$, где V_1 - объем ковша, равный $V_1 = 3,14 \cdot (3,8^2 - 3,3^2) \cdot (156,50 - 152,50) + 3,14 \cdot 3,8^2 \cdot 0,5 = 67,26 \text{ м}^3$, g_{σ} - объемная масса бетона, $g_{\sigma} = 24 \text{ кН/м}^3$. Тогда $P_1 = 67,26 \cdot 24 = 1614,21 \text{ кН}$.

Вес сороудерживающей решетки и вспомогательного оборудования принимаем 30% от собственного веса ковша, $P_2 = 0,3 \cdot P_1 = 0,3 \cdot 1614,21 = 484,26 \text{ кН}$

Сила трения грунта о стенки ковша определяется величиной действующего активного давления влажного грунта $P_3 = K \cdot E_a \cdot l$, где: K - коэффициент трения влажного грунта о стенки ковша, выполненные из бетона, $K = 0,4$; l - периметр ковша по наружной стороне, $l = p \cdot d_n = 3,14 \cdot 7,6 = 23,86 \text{ м}$; d_n - наружный диаметр ковша; E_a - активное давление грунта, определяется по формуле

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot g_{нас} \cdot h^2 \cdot \text{tg}^2 \left(45 - \frac{j}{2} \right)$$

где: h - мощность грунта за стенками ковша, $h = 156,50 - 152,50 = 4,0 \text{ м}$; j - угол внутреннего трения влажного грунта за стенками ковша, $j = 21^\circ$, $g_{нас}$ - объемная масса грунта за стенками ковша, $g_{нас} = (1 - n) \cdot (g_z - g_{\sigma}) = (1 - 0,24) \cdot (24,8 - 10) = 11,25 \text{ кН/м}^3$; n - относительная пористость грунта тела плотины, $n = 0,24$.

Получим

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot 11,25 \cdot 4^2 \cdot \text{tg}^2 \left(45 + \frac{21}{2} \right) = 189,87 \text{ кН/м}^2$$

$$P_3 = 0,3 \cdot 189,87 \cdot 23,86 = 1359 \text{ кН}$$

К опрокидывающим силам относится действие взвешивающего давления

$$\sum W = S_{осн} \cdot g_{\sigma} \cdot (\nabla_{НПУ} - \nabla_1) = 45,34 \cdot 10 \cdot (157,00 - 152,50) = 2040,37 \text{ кН}$$

где: $S_{осн}$ - площадь основания ковша, $S_{осн} = \frac{p \cdot d_n^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 7,6^2}{4} = 45,34 \text{ м}^2$; ∇_1 -

отметка низа фундаментной плиты ковша.

Коэффициент устойчивости

$$K_{вспл} = \frac{1614,21 + 484,26 + 1359}{2040,37} = 1,49$$

Полученное значение коэффициента устойчивости больше допустимого $[K_{дон}] = 1,1$, следовательно ковш будет устойчив к всплытию.

6.4. Проектирование и расчет берегового открытого водосброса

В составе низконапорных гидроузлов при строительстве прудов и малых водохранилищ широко применяют также открытые управляемые водосбросы, включающие: подводный канал, водосбросной шлюз, сопрягающее сооружение и отводящий канал.

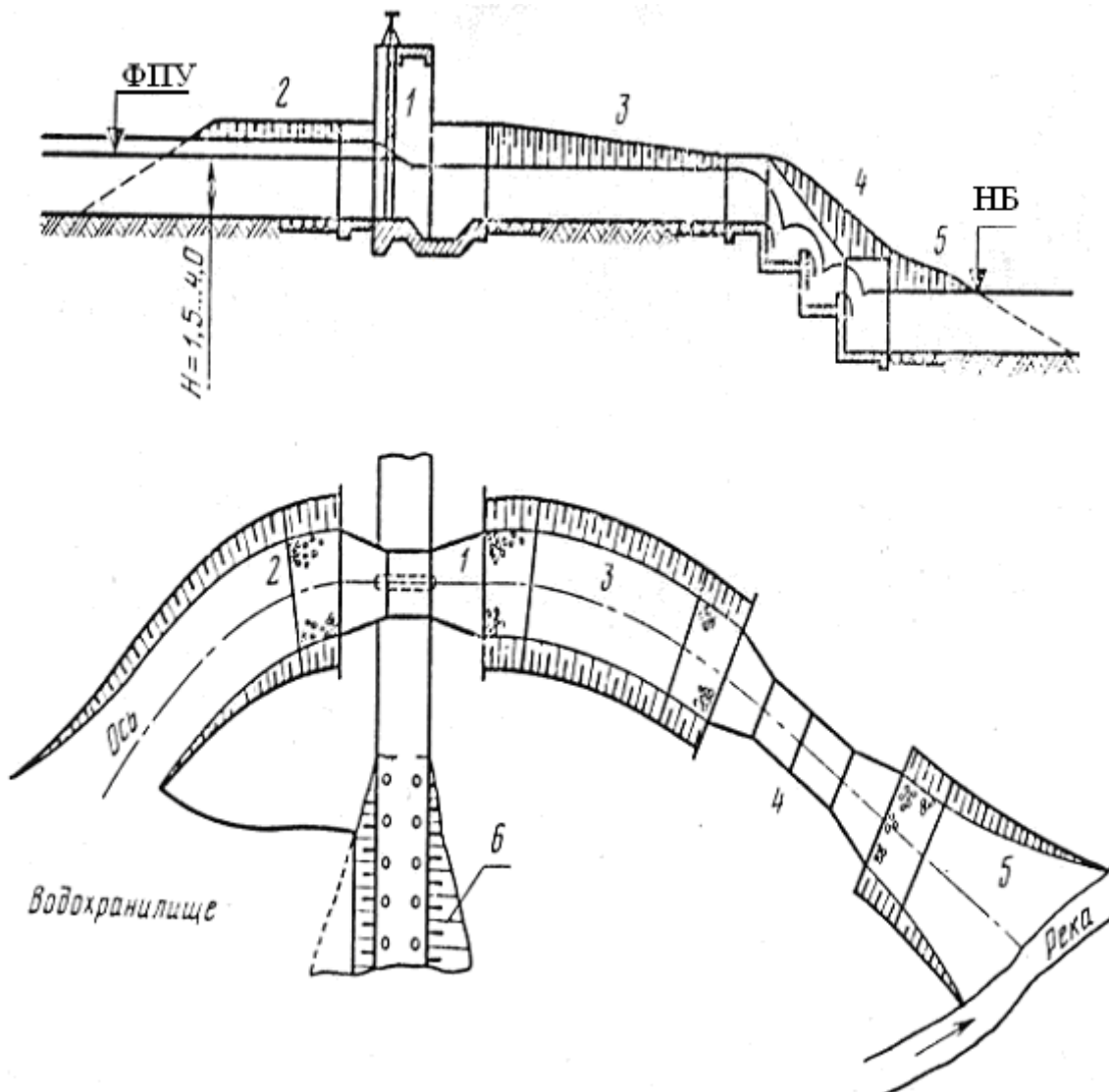


Рисунок 25. Открытый береговой водосброс:

1- водосбросной шлюз; 2- подводящий канал; 3- соединительный канал; 4- сопрягающее сооружение (быстроток); 5- отводящий канал

Подводящий канал 2 устраивают трапецидального сечения с уклоном дна 0,0002...0.0004, реже с нулевым или отрицательным уклоном. Ось канала, совпадающая с осью водосбросного шлюза 1 должна проходить через грунтовую плотину под углом не менее 60 градусов в плечевой ее части и создавать напор над порогом шлюза в пределах 1,8...3,5м. Отметка уровня воды в подводящем канале 2 принимается равной отметке ФПУ. Рассчитывается в соответствии с методикой п.6.1.

Водосбросной шлюз 1 включает входную, водобойную и выходную части. **Входная часть** должна обеспечивать плавный вход потока на порог шлюза. Наиболее часто она выполняется в виде раструба с соотношением сторон в пределах 1/2...1/4, а если ширина подводящего канала совпадает с шириной шлюза, то сопряжение выполняют по типу обратных стенок. Сопряжение шлюза с подводящим каналом организуют через участок понура и зуб из каменной наброски.

Водобойная часть водосбросного шлюза выполняется в виде лотка прямоугольного сечения из бетона или железобетона. Состоит из следующих основных частей: днища, боковых продольных стенок - устоев с открылками, разделительных или промежуточных быков и мостового строения. Подземный контур сооружения включает: понур, водобой и рисберму. Если к шлюзу со стороны нижнего бьефа непосредственно примыкает сопрягающее сооружение (перепад или быстроток), то рисберму не делают. Разделительные быки делят водосливной фронт на пролеты шириной не менее 2м, (стр.232 работы [1]). Быки и устои служат одновременно опорой верхнего строения. Водосливные отверстия перекрывают стандартными плоскими затворами, один из которых аварийный.

Таблица 20. Стандартные размеры водопропускных прямоугольных отверстий

Ширина (пролет) отверстий	0,4; 0,6; 0,8; 1,0; 1,25; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 3,5; 4,0; 4,5; 5,0; 5,5; 6,0; 7,0; 8,0; 9,0; 10; 12; 14
Высота отверстий, м	0,6; 0,8; 1; 1,25; 1,5; 1,75; 2,0; 2,5; 3,0; 3,5; 4

Выходная часть должна обеспечить гашение кинетической энергии потока и отвод профильтрованной воды в НБ. Чаще всего она представлена водобойным колодцем или другими гасящими устройствами. Размеры их, необходимость, а также ширина водосливного фронта определяются в соответствии с рекомендациями стр. 59...62 в работе [1]. Размеры соединительного канала 3 определяют аналогично подводящему, принимая перепад уровней на водосбросе 0.15...0.3 м.

Сопрягающая часть выполняется по типу быстротока, если уклоны местности до 0,08, а при больших уклонах целесообразнее проектировать перепад. Для сопрягающих сооружений проводят конструктивные расчеты по назначению размеров входной и выходной части, лотка быстротока или ступеней, в соответствии с требованиями стр.92...116 в работе [1]. За сопрягающим сооружением устраивается короткий отводящий канал 5, предназначенный для сопряжения водосбросного тракта с руслом реки. Пересечение оси канала и реки не делают под углом более 60°, радиус поворота не более пяти ширин канала по верху. Дно канала и дно реки в створе их слияния должно быть на одной отметке.

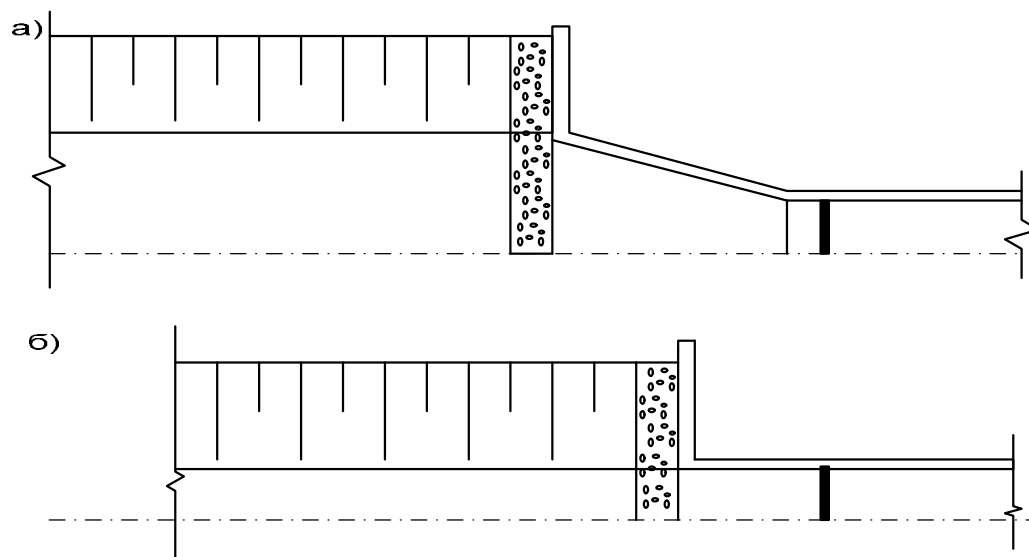
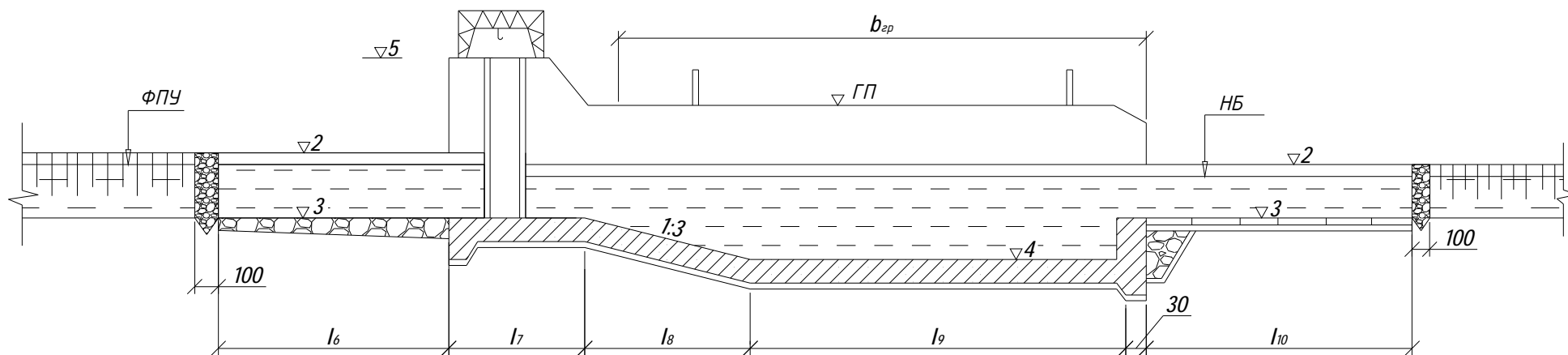


Рисунок 26. Расчетная схема водосбросного шлюза и виды сопряжения его с подводящим каналом:
 а) – по типу раструба; в) – по типу обратных стенок.

6.4.1. Пример расчета берегового открытого водосброса

6.4.1.1. Гидравлический расчет подводящего канала

Размеры поперечного сечения отводящего канала на пропуск максимального расхода, принимаем в соответствии с выполненными расчетами п. 6.2.1.2.

6.4.1.2. Проектирование и расчет водосброса

Размеры водосбросного шлюза, водобойной части определяем из условия пропуска максимального расчетного сбросного расхода $Q=27 \text{ м}^3/\text{с}$ через водослив с широким порогом. Расчетная схема гидравлического расчета, рисунок 26.

Ширину одного отверстия сбросного шлюза определяем по формуле

$$b = \frac{Q}{e \cdot j \cdot h \cdot n \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_k - h)}} = \frac{27}{0,92 \cdot 0,93 \cdot 1,5 \cdot 2 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot (1,8 - 1,5)}} = 4,34 \text{ м}$$
 где

: ε - коэффициент бокового сжатия, в первом приближении принимаем $\varepsilon=0,88$, φ - коэффициент скорости, принимаем для раструба равным $0,93$; h - глубина воды в отводящем канале, $h=1,5 \text{ м}$; n - число пролетов, принимается не менее двух, $n=2$; H_k - глубина воды в верхнем бьефе водосброса, $H_k=1,8 \text{ м}$. В соответствии с требованиями (таблица 20), принимаем два стандартных водопропускных прямоугольных отверстий по $4,5 \text{ м}$ каждое.

Определим фактическое значение коэффициента бокового сжатия

$$e = 1 - 0,1 \cdot n_{\text{сж}} \cdot x \cdot \frac{H_k}{b} = 1 - 0,1 \cdot 4 \cdot 0,82 \cdot \frac{1,8}{9} = 0,93$$

где $n_{\text{сж}}$ - число боковых сжатий, для двухпролетного шлюза $n_{\text{сж}}=4$, x - коэффициент, учитывающий форму входа, при сопряжении подводящего канала со шлюзом по форме раструба $x=0,82$. Полученное значение e не сильно отличается от ранее назначенного, разница составляет менее 5%, то окончательно принимаем два пролета стандартной ширины по $4,5 \text{ м}$ каждый, которые разделяются быком толщиной $1,0 \text{ м}$.

Размеры водобойной части водосбросного сооружения определяем на основе расчета сопряжения бьефов. Длина водобоя должна обеспечивать гашение кинетической энергии потока и размещение мостовых строений. При расчете сопряжения бьефов необходимо установить самый неблагоприятный режим работы водосброса, когда в нижнем бьефе формируется отогнанный гидравлический прыжок, когда $h'' - h_0$ имеет наибольшее значение. Опыт эксплуатации показывает, наиболее тяжелыми условиями работы сооружения следует считать пропуск расхода через один пролет при частично открытом затворе и наибольшем уровне воды в нижнем бьефе.

Вторая сжатая глубина определяется по формуле:

$$h'' = \frac{h_c}{2} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{8 \cdot a_1 \cdot q^2}{g \cdot h_c^3}} - 1 \right] \text{ м.}$$

Глубину в сжатом сечении определим по формуле:

$$h_c = a \cdot h_{\text{ш}}$$

Величину удельного расхода определим по формуле:

$$q = j \cdot a \cdot h_{\text{ш}} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_0 - a \cdot h_{\text{ш}})}$$

где: a - коэффициент вертикального сжатия, принимается по специальным таблицам, a_1 - коэффициент, $a_1=1,1$; $h_{щ}$ - высота поднятия плоского затвора, H_o – напор на пороге сооружения с учетом скорости подхода

$$H_o = H_k + \frac{a_1 v^2}{2g} = 1,8 + \frac{1,1 \cdot 0,92^2}{2 \cdot 9,81} = 1,85 \text{ м.}$$

Бытовую глубину h_6 определяем из графика связи рисунок 18.

Таблица 9. Расчет сопряжения водосброса и отводящего канала.

$h_{щ}/H_o$	α	$h_{щ}$	h_c	q	h''	$Q_{НБ}$	h_6	$h'' - h_6$
0,1	0,615	0,19	0,12	0,65	0,83	2,93	0,4	0,43
0,3	0,625	0,56	0,35	1,77	1,25	7,97	0,68	0,57
0,4	0,63	0,74	0,47	2,27	1,35	10,22	0,82	0,53
0,5	0,645	0,93	0,60	2,76	1,41	12,42	0,91	0,50
0,6	0,66	1,11	0,73	3,18	1,43	14,31	1,04	0,39
0,7	0,69	1,30	0,90	3,61	1,41	16,3	1,1	0,31

Расход одного пролета определяются из условия $Q_{НБ} = q \cdot b$. Наиболее неблагоприятные условия складываются при поднятии затвора на 0,56м, когда в нижнем бьефе при пропуске воды одним пролетом формируется глубина $h_6=0,68$ м, а сопряженная глубина $h''=1,25$ м. Этот случай является расчетным при назначении размеров водобойного колодца. Глубина водобойного колодца определится из условия $d = |h'' - h_6| \cdot 1,1 = 0,57 \cdot 1,1 = 0,63$ м.

Длин водобойного колодца

$$l_k = l_o + l_{np} = 2,7 + 5,63 = 8,33 \text{ м.}$$

Длина отлета струи

$$l_o = j \cdot \sqrt{H_o \cdot (2 \cdot d + h_6)} = 0,93 \cdot \sqrt{1,85 \cdot (2 \cdot 0,63 + 1,5)} = 2,7 \text{ м.}$$

Длина гидравлического прыжка:

$$l_{np} = 4,5 \cdot h'' = 4,5 \cdot 1,25 = 5,63 \text{ м.}$$

Округляем значения до десятых, окончательно принимаем длину водобойного колодца 8,5м.

6.3 Статический расчет водосброса

На водосбросное сооружение действуют статические и динамические нагрузки, как показывает опыт их проектирования и эксплуатации потеря устойчивости шлюз регулятора может произойти от действия взвешивающих и фильтрационных сил. В общем слу-

чае устойчивость водобойной плиты на всплытие определяется коэффициентом устойчивости

$$\frac{\sum G}{\sum P} \geq 1.05 \div 1.1$$

где: $\sum G$ – сумма вертикально действующих сил, направление действия которых совпадает с направлением действия силы тяжести, $\sum P$ – сумма вертикально действующих сил, направление действия которых противоположно действию силы тяжести.

$$\sum G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4$$

где: G_1 – собственный вес водобойной плиты; G_2 – вес моста, строений и механического оборудования; G_3 – вес затвора; G_4 – вес пригрузки от воды водобоя со стороны нижнего бьефа. Расчет устойчивости на всплытие проводим на 1м ширины шлюза. Площадь водобойной плиты в продольном разрезе 27, $F_{пл} = 12,8 \cdot 0,8 = 19,4 \text{ м}^2$.

Объем плиты $V_{пл} = F_{пл} \cdot b_p = 19,4 \cdot 1,0 = 19,4 \text{ м}^3$. Тогда

$$G_1 = V_n \cdot g_6 = 19,4 \cdot 24 = 465,6 \text{ кН.}$$

где: g_6 – объемная масса бетона.

$$G_2 = 30\%G_1 = 0,3 \cdot 465,6 = 139,7 \text{ кН.}$$

$$G_{зам} = 0,157 \cdot F \cdot \sqrt[4]{F} = 0,157 \cdot 8,1 \cdot \sqrt[4]{8,1} = 2,15 \text{ м}$$

$$G_3 = \frac{G_{зам}}{b} = \frac{2,15}{4,5} \cdot 10 = 4,8 \text{ кН}$$

где: $G_{зам}$ – полный вес плоского затвора; F – площадь перекрываемого отверстия, $F = H_k \cdot b = 4,5 \cdot 1,8 = 8,1 \text{ м}^2$; H_k – глубина воды в подводящем канале 1,8м.

$$G_4 = V_6 \cdot g_6 = 17,7 \cdot 10 = 177 \text{ кН.}$$

где: V_6 – объем воды на водобойной плите со стороны нижнего бьефа.

$$\sum G = 465,6 + 139,7 + 4,8 + 17,7 = 627,8 \text{ кН}$$

Величина давления на водобойную часть сооружения определяется эпюрой противодействия. Координаты эпюры определяем методом коэффициентов сопротивлений. Глубина расположения расчетного водоупора T принимается по таблице 10, в зависимости от отношения величины проекции водонепроницаемой части флютбета на горизонтальную ось L_0 к проекции его на вертикальную ось, S_0 .

Таблица 10. Глубина активной зоны фильтрации

L_0 / S_0	≥ 5	4,9...3,4	3,3...1,0	0,9...0
T	$0,5 \cdot L_0$	$2,5 \cdot S_0$	$0,8 S_0 + 0,5 \cdot L_0$	$S_0 + 0,3 \cdot L_0$

При $L_0 / S_0 = 2,28 / 0,8 = 285$ имеем

$$T = 0,8 \cdot S_0 + 0,5 \cdot L_0 = 0,8 \cdot 0,8 + 0,5 \cdot 2,28 = 1,78 \text{ м}$$

Флютбет разбивается на отдельные характерные участки (фрагменты): вход – 0-1; горизонтальный участок, определяемый длиной понура 1-2; уступ 2-3; горизонтальный

участок, определяемый длиной водобоя 3-4 участок выхода 4-5. Для каждого фрагмента определяем значение коэффициента сопротивления.

Флютбет разбивается на отдельные характерные участки (фрагменты): вход – 0-1; горизонтальный участок, определяемый длиной понура 1-2; уступ 2-3; горизонтальный участок, определяемый длиной водобоя 3-4 участок выхода 4-5. Для каждого фрагмента определяем значение коэффициента сопротивления.

Коэффициент сопротивления на входе (участок 0-1)

$$\xi_{0-1} = \frac{a}{T_1} + 0.44 = \frac{0.4}{1.38} + 0.44 = 0.73$$

Коэффициент сопротивления (участок 1-2)

$$x_{1-2} = \frac{l_n - (T_1 - T_2) \cdot 0.5}{T_1} = \frac{4.0 - (1.38 - 0.98) \cdot 0.5}{1.38} = 2.61$$

Коэффициент сопротивления (участок 2-3):

$$x_{2-3} = \frac{T_1 - T_2}{T_2} + 0.44 = \frac{1.38 - 0.98}{0.98} + 0.44 = 0.85$$

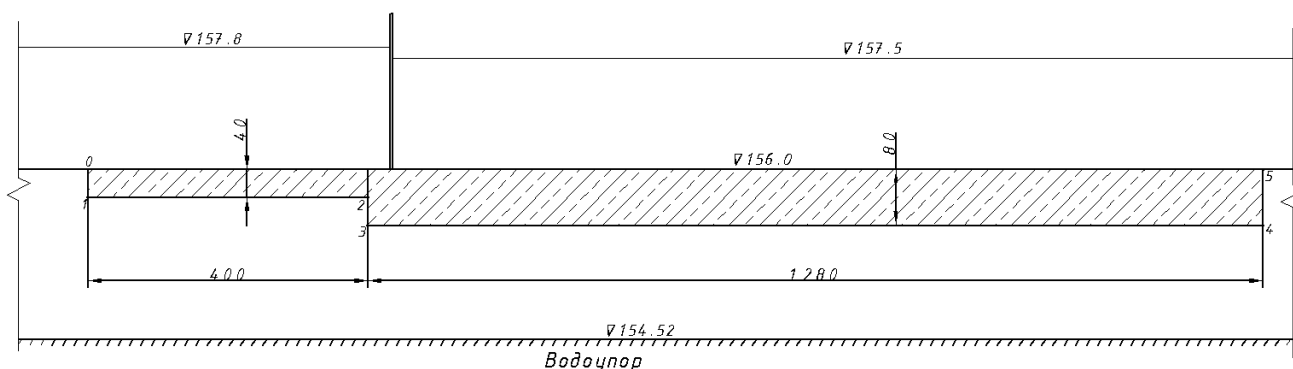


Рисунок 27. Схема для статического расчета

Коэффициент сопротивления (участок 3-4):

$$x_{3-4} = \frac{l_b - t \cdot 0.5}{T_2} = \frac{12.8 - 0.8 \cdot 0.5}{0.98} = 12.65$$

Коэффициент сопротивления на выходе:

$$x_{\text{вых}} = \frac{t}{T} + 0.44 = \frac{0.8}{1.78} + 0.44 = 0.89$$

Определим потери напора на каждом участке:

$$\Delta H_{\text{вх}} = \frac{Z}{\sum \xi} \cdot \xi_{\text{вх}} = \frac{0.3}{17.66} \cdot 0.73 = 0.01 \text{ м.}$$

$$\Delta H_{1-2} = \frac{Z}{\sum x} \cdot x_{1-2} = \frac{0.3}{17.66} \cdot 2.61 = 0.044 \text{ м.}$$

$$\Delta H_{2-3} = \frac{Z}{\sum x} \cdot x_{2-3} = \frac{0.3}{17.66} \cdot 0.85 = 0.014 \text{ м.}$$

$$\Delta H_{3-4} = \frac{Z}{\sum X} \cdot X_{3-4} = \frac{0,3}{17,66} \cdot 12,65 = 0,217 \text{ м.}$$

$$\Delta H_{\text{вых}} = \frac{Z}{\sum X} \cdot X_{\text{вых}} = \frac{0,3}{17,66} \cdot 0,89 = 0,015 \text{ м.}$$

где: $\sum X$ - сумма коэффициентов сопротивлений по линии подземного контура, $\sum X = 0,66 + 2,61 + 0,85 + 12,65 + 0,83 = 17,66$; Z - геометрический напор на сооружение $Z = \nabla BB - \nabla HB = 157,80 - 157,50 = 0,30 \text{ м}$.

На развернутой длине подземного контура флюتبета 0-1-2-3-4-5 отмечаем величину напора в каждой характерной точке. Величина фильтрационного и взвешивающего давления на водобойную плиту определится площадью эпюры, рисунок 28.

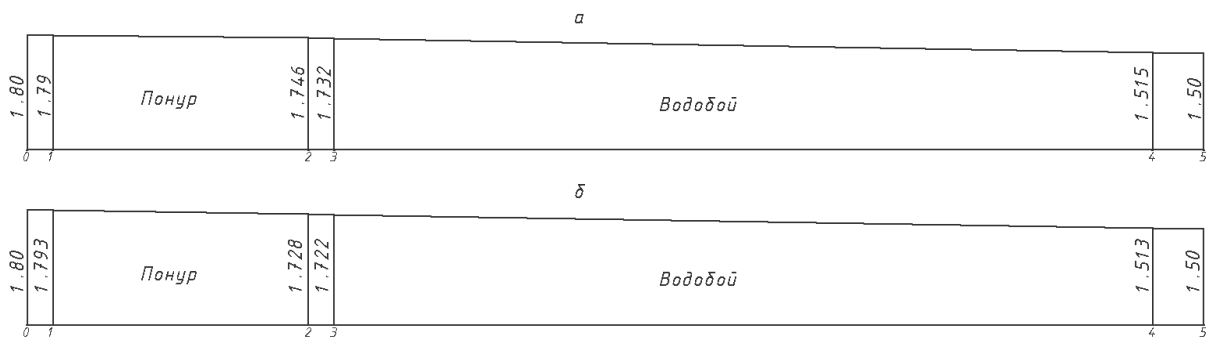


Рисунок 28. Эпюры противодействия: а) метод коэффициентов сопротивления; б) метод линейно контурной фильтрации

$$\sum P = S \cdot g_e \cdot b_p = \frac{1,732 + 1,515}{2} \cdot 12,8 \cdot 10 \cdot 1 = 207,808 \text{ кН.}$$

где: S – площадь эпюры противодействия в пределах водобойной плиты.

Эпюра противодействия может быть построена также методом линейной контурной фильтрации (ЛКФ). В методе ЛКФ предполагается, что падение напора происходит по всей длине подземного контура равномерно, а величина напоров в характерных точках определяется построением линии пьезометрических напоров потока грунтовых вод. Тогда

$$\sum P = S \cdot g_e \cdot b_p = \frac{1,722 + 1,513}{2} \cdot 12,8 \cdot 10 \cdot 1 = 207,04 \text{ кН.}$$

Из двух величин в расчет принимается наибольшее значение

$$K = \frac{\sum G}{\sum P} = \frac{627,8}{207,808} = 3,02 \geq 1,05 \div 1,1$$

Так как коэффициент устойчивости больше нормативного то потери устойчивости водосборного сооружения на всплытие не произойдет.

6.4. Проектирование водозаборного сооружения

Входную часть устанавливают на отметке УМО за пределами верхового откоса грунтовой плотины или врезают в откос и закрепляют его железобетонными откосными плитами. При небольших расходах и напорах до 5м водозабор выполняют из металличе-

ской трубы, укладывая ее с небольшим уклоном, $i_{mp} = (0.004 \div 0.008)$. Расход регулируется водопроводной задвижкой, которую располагают в конце трубы в смотровом колодце. Для предупреждения повышенной фильтрации вдоль трубы через 3...5м устраивают поперечные диафрагмы из металла или бетона высотой не менее двух диаметров труб. Трубы обмазывают битумом, укладывают на подготовку, сверху и с боков засыпают глиной или суглинком с тщательным уплотнением. При больших напорах 5...8м трубы водозабора делают из бетона или железобетона. Поперечное сечение труб может быть круглое или прямоугольное, а число параллельно расположенных труб (ниток) до 3...5. Трубы укладывают на слой бетона толщиной до 30...50см.

Подводящий канал принимаем трапецеидального сечения, с уклоном $I = 0.0003$. Расчет выполняем в соответствии с требованиями п.6.1., на пропуск расхода водозабора $Q_{вод} = 4,2 \text{ м}^3/\text{с}$. Канал располагается на отметке УМО 154,40м в первом слое грунтов - супеси, по таблице 11 находим, что заложение откосов $m = 1,5$, а коэффициент шероховатости для средних условий содержания (см. таблица 12) $n = 0,025$. Принимаем глубину канала $h = 1,4 \text{ м}$, тогда

$$K_p = \frac{4,2}{\sqrt{0,0003}} = 243$$

Результаты вычислений приводятся в таблице 17.

Таблица 17. Расчет параметров водоподводящего канала водоспуска

b_k	h	w	c	R	C	$C\sqrt{R}$	$K = w \cdot C \cdot \sqrt{R}$
0,2	1,4	3,22	5,25	0,61	36,8	28,7	93
0,6	-	3,78	5,65	0,67	37,4	30,6	116
1,0	-	4,34	6,05	0,72	37,8	32,1	139
1,5	-	5,04	6,55	0,77	38,3	33,6	169
2,0	-	5,74	7,05	0,81	38,6	34,7	199
2,5	-	6,44	7,55	0,85	38,9	35,7	231
2,8	-	6,86	7,85	0,87	39,9	37,2	255

По графику 29 находим, что для расчетного значения $K_p = 243$, ширина канала $b_k = 2,66 \text{ м}$, с округлением принимаем $b_k = 2,7 \text{ м}$. Фактическая скорость воды в канале

$$V_{факт} = C\sqrt{RI} = 39,1 \cdot \sqrt{0,856 \cdot 0,0003} = 0,62 \text{ м/с}$$

$$V_{заил} = 0,33 \cdot 4,2^{0,2} = 0,44 \text{ м/с}$$

$$V_{разм} = 0,53 \cdot 4,2^{0,1} = 0,62 \text{ м/с}$$

Условие 6.3 выполняется, следовательно размеры подводящего канала водоспуска определены правильно и крепление дна и откосов канала не предусматривается.

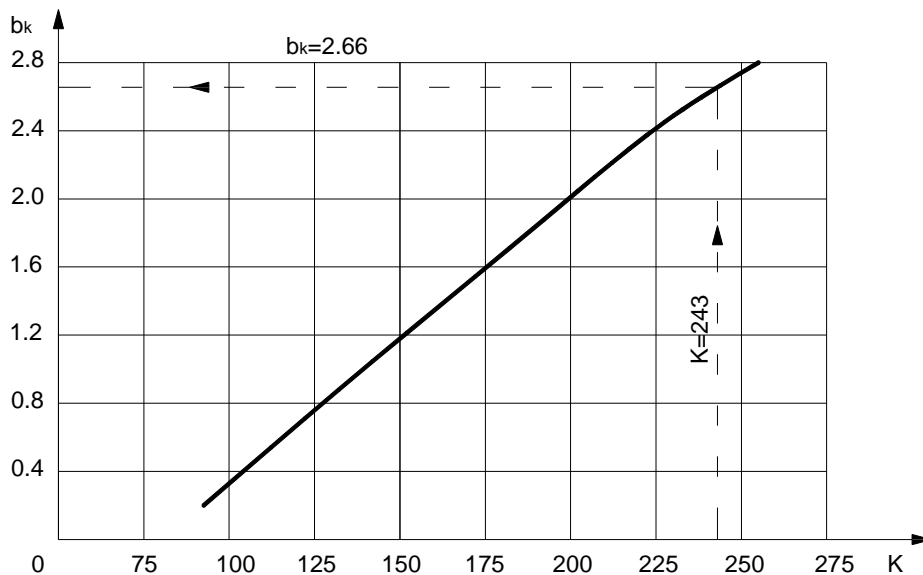


Рисунок 29. Рисунок 18. Зависимость расходной характеристики и ширины подводящего канала водозабора по дну

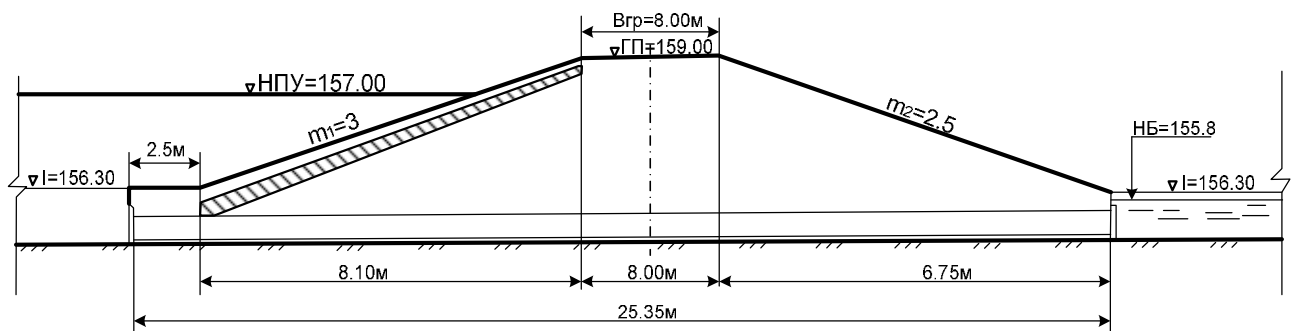


Рисунок 30. Схема к гидравлическому расчету водозабора

Из расчетной схемы (см. рисунок 30) аналитическим путем определяем длину трубы водозабора

$$l_{\text{вод}} = 2,5 + (\nabla \text{ГП} - \nabla 1) \cdot m_1 + b_{\text{пр}} + (\nabla \text{ГП} - \nabla 1) \cdot m_2 = 2,5 + (159,00 - 156,30) \cdot 3 + 8 + (159,00 - 156,30) \cdot 2,5 = 25,35 \text{ м}$$

По расчетной схеме определяем напор, действующий на водозабор $Z = \nabla \text{ВБ} - \nabla \text{НБ} = \nabla \text{НПУ} - \nabla \text{НБ} = 157,00 - 154,40 - 1,4 = 1,2 \text{ м}$.

Количество нитей и их диаметр назначаем из условия, что-бы расчетная скорость воды в трубах была в пределах $V_m = 1,5 \dots 2,0 \text{ м/с}$. Назначаем три нити, тогда расход одной нити составит $1,4 \text{ м}^3/\text{с}$. Площадь живого сечения одной нити

$$w = \frac{4,2}{1,5 \cdot 3} = 0,93 \text{ м}^2$$

Диаметр трубопровода одной нити определится из условия

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot w}{p}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,93}{3,14}} = 1,08 \text{ м}$$

Принимаем ближайший стандартный диаметр труб $d = 1,0\text{м}$, тогда фактическая скорость движения воды в трубе составит

$$V_{\phi} = \frac{4 \cdot 1,4}{3,14 \cdot 1,0^2} = 1,78\text{м / с}$$

Фактическая скорость не превышает допустимого значения, следовательно назначаем три нити труб водозабора с диаметром 1,0м.

Минимальный уровень воды в верхнем бьефе, который обеспечит гарантированный забор определится из условия

$$\nabla УВБ = \nabla НБ + \sum h$$

где $\sum h$ - суммарные потери напора в одной нити трубопровода:

$$\sum h = h_{\text{вх}} + h_{\text{реш}} + h_{\text{дл}} + h_{\text{зат.}} + h_{\text{вых}}$$

Потери напора на входе в трубопровод

$$h_{\text{вх}} = X_{\text{вх}} \cdot \frac{V_{\phi}^2}{2 \cdot g} = 0,5 \cdot \frac{1,78^2}{2 \cdot 9,81} = 0,08\text{м}$$

Потери напора на сороудерживающей решетке

$$h_{\text{реш}} = X_{\text{реш}} \cdot \frac{V_{\phi}^2}{2 \cdot g} = 0,3 \cdot \frac{1,78^2}{2 \cdot 9,81} = 0,05\text{м}$$

Потери напора по длине трубопровода

$$h_{\text{дл}} = \frac{V_{\phi}^2}{2 \cdot g} \cdot \frac{l \cdot l_{\text{вод}}}{4 \cdot R} = \frac{1,78^2}{2 \cdot 9,81} \cdot \frac{0,021 \cdot 23,35}{4 \cdot 0,25} = 0,08\text{м}$$

Потери напора на затворе (задвижке) установленном в колодце управления

$$h_{\text{зат.}} = X_{\text{зат.}} \cdot \frac{V_{\phi}^2}{2 \cdot g} = 0,2 \cdot \frac{1,78^2}{2 \cdot 9,81} = 0,03\text{м}$$

Потери напора на выходе из трубопровода

$$h_{\text{вых}} = X_{\text{вых}} \cdot \frac{V_{\phi}^2}{2 \cdot g} = 1,0 \cdot \frac{1,78^2}{2 \cdot 9,81} = 0,16\text{м}$$

Значения коэффициентов сопротивлений $X_{\text{вх}}, X_{\text{реш}}, X_{\text{дл}}, X_{\text{зат.}}, X_{\text{вых}}$ принимают по справочно-нормативной литературе.

Тогда

$$\begin{aligned} \sum h &= h_{\text{вх}} + h_{\text{реш}} + h_{\text{дл}} + h_{\text{зат.}} + h_{\text{вых}} = \\ &= 0,08 + 0,05 + 0,08 + 0,03 + 0,16 = 0,4\text{м} \end{aligned}$$

Минимальный уровень воды $\nabla УВБ = \nabla НБ + \sum h = 155,8 + 0,4 = 156,2\text{м}$

6.5. Проектирование водоспускного сооружения

Водоспуск может устраиваться непосредственно в самом русле реки или берегу, но отметка входного оголовка располагается на отметке дна реки. В конструктивном отношении они выполняются аналогично трубчатым водозаборам водохранилищных гидроузлов. Число нитей и размеры поперечного сечения труб определяют по формулам
++++Длину трубы $l_{\text{вод}}$ определяют аналитическим способом по расчетной схеме, гео-

метрический напор $Z = \nabla_{ВБ} - \nabla_{НБ} = \nabla_{УМО} - \nabla_{НБ}$. Отметка воды в нижнем бьефе определится из условия $\nabla_{НБ} = \nabla_{Дна.} + h$.

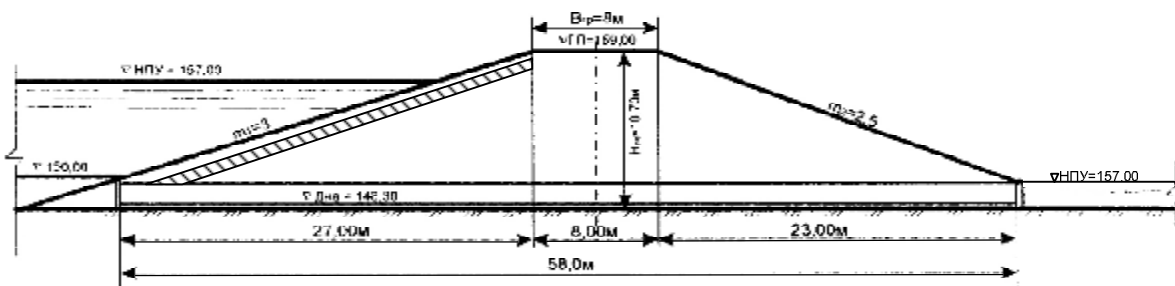


Рисунок 31. Схема к гидравлическому расчету водоспуска

Из расчетной схемы (см. рисунок 31) аналитическим путем определяем длину трубы водозабора, принимая толщину выходного оголовка $t = 0,5$ м

$$l_{вод} = (\nabla_{ГП} - \nabla_{Бер}) \cdot m_1 + b_{зр} + (\nabla_{ГП} - \nabla_{Бер}) \cdot m_2 + t = (159,00 - 150,00) \cdot 3 + 8 + (159,00 - 150,00) \cdot 2,5 + 0,5 = 58,0 \text{ м}$$

Напор определится по расчетной схеме $Z = \nabla_{ВБ} - \nabla_{НБ} = \nabla_{УМО} - \nabla_{НБ} = 157,00 - 149,80 = 4,6 \text{ м}$

При значении коэффициента расхода $m = 0,56$, тогда из уравнения 6.8. находим площадь живого сечения

$$w = \frac{2,8}{0,56 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 4,6}} = 0,527 \text{ м}^2$$

Назначаем одну нить труб, тогда диаметр трубопровода одной нити определится из условия $d = \sqrt{\frac{4 \cdot w}{p}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,527}{3,14}} = 0,82 \text{ м}$. Принимаем стандартные трубы диаметром 0,9 м. Уточним коэффициент расхода по формуле 6.9.

$$m = \sqrt{\frac{1}{1,7 + \frac{0,022 \cdot 58}{4 \cdot 0,225}}} = 0,567$$

Процент отклонения рассчитанного и принятого коэффициента расхода составит

$$d = \frac{0,567 - 0,56}{0,567} \cdot 100\% = 1,23\% , \text{ что меньше допустимого } d_{доп} = 5\% . \text{ Принимаем}$$

три нити труб водозабора диаметром каждая 0,9 м.

ЛИТЕРАТУРА

1. Волков И.М., П.Ф. Кононенко, И.К. Федичкин и др.. Проектирование гидротехнических сооружений. - М., "Колос", 1977. - 384с.
2. Гидротехнические сооружения. Под общей редакцией В.П.Недриги., М., Стройиздательство 1983. - 543с.

3. Ларьков В.М. Водопропускные сооружения низконапорных гидроузлов (с глухими плотинами): Учебное пособие. - Ми.: Ураджай, 1990 . - 351с.

4. Методические указания к выполнению курсовой работы по курсу "Гидротехнические сооружения " для студентов специальности 1511 - " Гидромелиорация ". Брест, 1986. - 32 с.

5. Природа Белоруссии. Популярная энциклопедия. - Мн. : " Белорусская советская энциклопедия " им. Петруся Бровки, 1986. - 598с.

6. Строительные нормы и правила. Нормы проектирования. Плотины из местных материалов. / СНиП 2. 06. 05. - 84. М.: 1985.

Учебное издание

Составитель: Мороз Михаил Федорович,
Водчиц Николай Николаевич

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

**по курсовому проектированию
по курсу «Гидротехнические сооружения»**

Часть 2

**«Проектирование водопропускных сооружений»
для студентов специальностей**

водохозяйственного строительства

Ответственный за выпуск: *Мороз М.Ф.*
Редактор: *Строкач Т.В.*
Компьютерная верстка:
Корректор:

Подписано к печати

Фор

